



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**L'étude du réseau d'assainissement de la localité d'Adjlana
(W. Médéa C.Ksar El Boukhari)**

**Présenté par :
BAYOU Amine**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Président
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Membre
MEDDI Hind	M.C.A	Promotrice

Session : Septembre 2020

Dédicace :

Il y a toujours des gens dans notre vie qui nous influencent, se soucient de nous, se sacrifient pour nous et nous aident à atteindre le sommet.

C'est pour ça je dédie ce modeste travail et je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance à :

A MON PÈRE

A MA MÈRE

Que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur affection, leur bienveillance et leur présence à mes côtés sont la source de ma force.

A Mes frères

(Abd El Wahab et Anes)

Une spéciale dédicace à :

- ❖ *Ma grand-mère.*
- ❖ *Mon grand-père qu'il n'a pas eu la chance de me voir un ingénieur "Que Dieu ait pitié de lui".*
- ❖ *À toute ma famille et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.*
- ❖ *A toute personne fait tout pour atteindre son rêve.*

Amine Bayou

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier dans un premier temps Dieu le tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour réaliser ce travail.

Ensuite je tiens à remercier Ma promotrice Mme hind meddi pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ Dr B. Salah, enseignant à l'E.N.S.H, pour toutes ses efforts durant le semestre et pour son aide et son orientation.*
- ❖ L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*
- ❖ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ❖ Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH*
- ❖ Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

Amine Bayou

ملخص:

المقاطعة الريفية عجلانة, من بين كل مقاطعات قصر البخاري تعرف منذ سنين مشاكل في نظام صرف المياه, فهي تشهد تلوث بيئي في المنطقة المحيطة بالمصب و فيضانات حتى أثناء أضعف الأمطار, و هذا لغياب محطة تطهير و انعدام تام لفتحات تصريف مياه الأمطار. استنادا على هذا, تهدف هذه المذكرة إلى دراسة هذه المنطقة و استعمال المعطيات المستخرجة لتقدير كمية المياه الواجب صرفها, لتصميم شبكة صرف مياه تحل كل المشاكل المذكورة أعلاه و تراعي المعايير و الشروط العالمية سواء البيئية أو الإقتصادية.

Résume:

Le district rural d'Ajlana, parmi tous les districts de Ksar El Boukhari, connaît depuis des années de nombreux problèmes dans le système d'égouts, elle est témoin de pollution environnementale dans la zone entourant l'exutoire et d'inondations même lors de faibles pluies, et cela est dû à l'absence de station d'épuration et une absence totale des bouches de drainage des eaux pluviales.

Sur cette base, cette mémoire vise à étudier cette zone et à utiliser les données extraites pour estimer la quantité d'eau à rejeter pour concevoir un réseau d'assainissement qui résout tous les problèmes mentionnés ci-dessus et prend en compte les normes et conditions mondiales, qu'elles soient environnementales ou économiques.

Abstract:

The rural district of Ajlana, among all the districts of Ksar El Boukhari, has experienced years of many problems in the sewerage system, it witnesses environmental pollution in the area surrounding the outlet and flooding even during light rains, and this is due to the absence of a sanitation station and stormwater drainage outlets.

Based on this, this thesis aims to study this area and use the extracted data to estimate the amount of water to be discharged to design a water drainage network that solves all the problems mentioned above and takes into account the standards and global conditions, whether environmental or economic.

Table des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I. Situation géographique:	2
I.1. Localisation de la zone d'étude :	3
I.2. Limites de la zone d'étude :	3
II. Situation topographique :	4
III. Situation géologique :	5
IV. Sismicité :	5
V. Situation Climatique :	6
V.1. Climat :	6
V.2. Température:	6
V.3. Humidité:	8
V.4. Vent :	9
V.5. Evaporation :	9
V.6. Pluviométrie :	10
VI. Hydrographie :	11
VII. Situation hydraulique :	12
VII.1. Alimentation en eau potable :	12
VII.2. Assainissement :	12
VIII. Situation démographique :	12
VIII.1. Situation actuelle:	12
VIII.1.1. Taux de croissance :	12
VIII.1.2. Population actuelle:	13
IX. Les équipement:	13
Conclusion :	14

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :	15
I. Averse :	15
II. Choix de la période de retour :	16
III. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations:	16
IV. Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement:	17
IV.1. Analyse des données statistiques :	17

IV1.1. Homogénéisation des données :	19
IV.1.2. Présentation du logiciel Hyfran (automatiquement):	22
IV.1.3. L'utilisation des formules empiriques (manuellement):	24
IV.2. Choix de la loi d'ajustement :	24
IV.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel:	25
IV.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :	27
IV.2.3. Ajustement à la loi GEV :	28
IV.2.4. Choix de l'ajustement à adopter :	30
V. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	33
VI. Intensité moyenne maximale :	36
Conclusion :	36

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction :	37
I. Situation démographique :	37
II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	38
III. Système d'évacuation des eaux :	38
III.1. Les différents systèmes d'assainissement :	39
III.2. Le choix du système d'assainissement :	44
IV. Schéma d'évacuation des eaux :	45
IV.1. Les différents schémas d'assainissement :	45
IV.1.1. Schéma perpendiculaire :	45
IV.1.2. Schéma par déplacement latéral :	45
IV.1.3. Schéma transversal ou oblique :	46
IV.1.4. Schéma par zones étagées :	47
IV.1.5. Schéma radial :	47
IV.2. Le choix du schéma d'évacuation :	48
V. Le coefficient de ruissellement :	48
V.1. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	50
V.1.1. Coefficient de ruissellement pondéré:	51
VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin :	52
Conclusion :	53

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction :	54
I. Origine et nature des eaux à évacuer :	54
I.1. Les eaux usées :	54
I.2. Les eaux pluviales :	56

II.	Estimation des débits des eaux usées :	57
II.1.	Débits des eaux usées domestiques et des établissements publics :	57
II.2.	Débits totaux des eaux usées à évacuer :	59
III.	Estimation des débits des eaux pluviales :	59
III.1.	La méthode rationnelle :	60
III.2.	La méthode superficielle :	62
III.3.	Choix de la méthode :	67
III.4.	Calcul des débits pluviaux :	67
III.5.	Les débits totaux de chaque sous bassin :	68
	Conclusion :	69

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	Introduction :	70
I.	Principe de conception d'un système d'assainissement :	70
I.1.	Conditions d'implantation des réseaux :	70
I.2.	Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	70
I.3.	Hypothèse de calcul :	71
II.	Mode de dimensionnement des canalisations :	71
II.1.	Base de calcul :	71
II.2.	Formule de MANNING-STRICKLER :	72
III.	Résultats du dimensionnement :	74
	Conclusion :	74

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

	Introduction :	75
I.	Les ouvrages principaux :	75
I.1.	Les canalisations :	75
I.2.	Type de canalisation :	75
I.3.	le choix de conduite :	78
I.4.	Les essais de conduites préfabriqués :	79
I.4.1.	Essai à l'écrasement :	79
I.4.2.	Essai d'étanchéité :	80
I.4.3.	Essai de corrosion (chimique) :	80
I.5.	Différentes actions supportées par la conduite :	81
I.5.1.	Actions mécaniques :	81
I.5.2.	Actions chimiques :	81
I.5.3.	Action statique :	81

I.6.	Protection des conduites :	81
I.6.1.	Protection contre les effets érosifs du sable :	81
I.6.2.	Protection contre les effets corrosifs de l'H ₂ S :	81
I.7.	Pose de canalisation :	82
I.7.1.	Les conditions de pose :	82
I.7.2.	Les étapes de pose et les types de sol utilisé :	82
I.7.3.	Les modes de pose :	83
II.	Les ouvrages annexes :	85
II.1.	Les ouvrages normaux :	85
II.1.1.	Les branchements particuliers :	85
II.1.2.	Les caniveaux :	85
II.1.3.	Les bouches d'égout :	86
II.1.4.	Les regards :	86
II.1.5.	Les types regards :	87
II.2.	Les ouvrages spéciaux :	88
II.2.1.	Les déversoirs d'orage:	88
II.2.1.1.	Composition d'un déversoir d'orage :	88
II.2.1.2.	Les ouvrages annexes du déversoir:	89
II.2.1.3.	Types des déversoirs	89
II.2.1.4.	Dimensionnement des déversoirs d'orage :	92
II.2.1.5.	Dimensionnement du premier déversoir d'orage latérale:	94
II.2.1.6.	Dimensionnement du deuxième déversoir d'orage frontale:	96
II.2.2.	Les Bassins de retenue d'eau pluviale :	98
II.2.2.1.	Types de bassins rencontrés :	99
II.2.2.2.	Dimensionnement du bassin de rétention:	99
II.2.3.	Le canal de ceinture :	101
II.2.3.1.	Dimensionnement du bassin de rétention:	101
II.2.3.2.	Le type de l'écoulement :	104
II.2.4.	Les tranchées drainantes:	106
III.	Définition de l'épuration :	108
III.1.	Résultats d'analyse:	109
III.2.	Calcul des débits et des charges polluantes:	110
III.3.	Calcul du dégrilleur :	111
III.3.1.	Calcul des pertes de charges:	112
III.4.	Dessablage-Déshuilage :	114
III.6.	Dimensionnement du bassin d'aération :	115
III.7.	Dimensionnement du clarificateur :	118
	Conclusion :	119

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Introduction :	120
I. Les étapes de réalisation du projet :	120
I.1. Manutention et stockage des conduites :	120
I.1.1. Manutention:	120
I.1.2. Stockage :	120
I.2. Décapage de la terre végétale :	121
I.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :	121
I.4. Profondeur de la tranchée :	121
I.5. Largeur de la tranchée:	122
I.6. Aménagement du lit de sable :	122
I.7. Emplacement des piquets :	122
I.8. Pose des canalisations :	123
I.8.1. Des choses on doit les prendre on confédération:	123
I.9. Assemblage des canalisations :	124
I.10. Essai d'étanchéité :	124
I.11. Réalisation des regards :	124
II. Choix des engins :	125
III. Détermination des différents volumes des travaux :	128
III.1. Volume du décapage de la couche végétale :	128
III.2. Volume du déblai des tranchées :	128
III.3. Volume occupé par le lit de sable :	128
III.4. Volume occupé par les conduites :	128
III.5. Volume de tout-venant :	129
III.6. Volume du remblai de protection :	129
III.7. Volume excédentaire :	129
IV. Devis quantitatif et estimatif :	130
Conclusion :	131

Conclusion générale

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau (I-1): Répartition mensuelle de la température de ksar el boukhari (2006-2010)	7
Tableau (I-2) : Humidités moyennes mensuelles (2006-2010)	8
Tableau (I-3) : Vitesses du vent mensuel en (m/s) (2006-2010)	9
Tableau (I-4) : Répartition mensuelles de l'évaporation (2006-2010)	9
Tableau (I-5) : les informations de la station pluviométrique d'Ain oussara (1978-2017)	10
Tableau (I-6) : Précipitations moyennes mensuelles (1975-2017)	11
Tableau (I-7) : Equipements de sport	13
Tableau (I-8) : Equipements de culte	13
Tableau (I-9) : Equipements éducatif	13

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau (II-1): Identification de la station d'Ain-Oussera	17
Tableau (II-2) : La série pluviométrique (station d'Ain Oussra) (1975-2017)	18
Tableau (II-3) : Calcul des paramètres du test de la médiane	20
Tableau (II-4) : Résultats du test de la médiane	22
Tableau (II-5) : Les caractéristiques de la série pluviométriques	24
Tableau (II-6) : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	34

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau (III-1) : Avantages et inconvénients du système unitaire	40
Tableau (III-2) : Avantages et inconvénients du système séparatif	41
Tableau (III-3) : Avantages et inconvénients du système séparatif	42
Tableau (III-4) : Les critères de choix d'un système d'assainissement	44
Tableau (III-5) : Les critères e choix d'un schéma d'évacuation	48
Tableau (III-6) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	49
Tableau (III-7) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	49
Tableau (III-8) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	50
Tableau (III-9) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	50
Tableau (III-10) : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin	51
Tableau (III-11) : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin	53

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau (IV-1): Débits des eaux usées des équipement publiques pour chaque sous bassin	58
Tableau (IV-2): débits totaux des eaux usées à évacuer pour chaque sous bassin	59
Tableau (IV-3) : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	66
Tableau (IV-4) : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer de chaque sous bassin	68
Tableau (IV-5) : Débits totaux de chaque sous bassin	71

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Tableau (VI-1): Résultats d'analyses physico-chimiques des eaux usées urbaines d'Adjlana	109
Tableau (VI-2): Charges polluantes	111
Tableau (VI-3) : les différentes facteurs de forme des barreaux	113
Tableau (VI-4): Valeur des coefficients a' et b' en de la nature de la charge	118

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Tableau (VII.1) : le coefficient de foisonnement selon la nature du sol	130
Tableau (VII.2): Devis estimatif des couts de projets	130

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure (I-1) : Carte géographique de la commune de ksar el boukhari	3
Figure (I-2) : Localisation de la zone d'étude	4
Figure (I-3) : Carte de zonage sismique de l'Algérie	5
Figure (I-4) : La carte des climats de Köppen-Geiger	6
Figure (I-5) : Répartition mensuelle de la température de ksar el boukhari	7
Figure (I-6) : Températures maximales et minimales de ksar el boukhari	7
Figure (I-7) : Humidités moyennes mensuelles	8
Figure (I-8) : Vitesses du vent mensuel	9
Figure (I-9) : Répartition mensuelle de l'évaporation	10
Figure (I-10) : Précipitations moyennes mensuelles (1975-2017)	11
Figure (I-11) : Le réseau hydrographique de la zone d'étude	11

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure (II-1) : le cycle de l'eau	15
Figure (II-2) : l'hydrogramme	16
Figure (II-3) : pluviographe	16
Figure (II-4) : la page d'accueil de logiciel	22
Figure (II-5) : logo du logiciel	22
Figure (II-6) : Introduire la série dans logiciel	23
Figure (II-7) : les caractéristiques de la série à l'aide de Hyfran	23
Figure (II-8) : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	26
Figure (II-9) : Ajustement graphique à la loi de Gumbel	26
Figure (II-10) : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)	27
Figure (II-11) : Ajustement graphique à la loi Log-normale	28
Figure (II-12) : Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran)	29
Figure (II-13) : Ajustement graphique à la loi de GEV	30
Figure (II-14) : la discontinuité de l'allure de l'intervalle de confiance	31
Figure (II-15) : les intervalles de confiances négatives et les points loin	31
Figure (II-16) : les résultats du test de khi-deux χ^2 de la loi de Galton (Hyfran)	32
Figure (II-17) : détermination de X^2 théorique de Galton dans la table de Pearson	33

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure (III-1) : le découpage de la zone d'étude	38
Figure (III-2) : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	39
Figure (III-3) : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	41
Figure (III-4) : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	42
Figure (III-5) : schéma représentatif d'un micro stations d'épuration	43
Figure (III-6) : Schéma perpendiculaire	45
Figure (III-7) : Schéma par déplacement latéral	46
Figure (III-8) : Schéma à collecteur transversal ou oblique	46
Figure (III-9) : Schéma par zones étagées	47
Figure (III-10) : Schéma radial	47

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Figure (IV-1) : Les eaux parasites	56
------------------------------------	----

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Figure (VI-1) : Joints sur tuyaux en béton	76
Figure (VI-2) : Joints sur tuyaux en amiante ciment	77
Figure (VI-3) : Joints sur tuyau en grès	78
Figure (VI-4) : L'essai à l'écrasement sur les conduites en béton	79
Figure (VI-5) : L'essai d'étanchéité à l'air sous pression	80
Figure (VI-6) : La pose de canalisation (méthode ordinaire)	83
Figure (VI-7) : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire	83
Figure (VI-8) : Pose de canalisation sur un mauvais terrain	84
Figure (VI-9) : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais	84
Figure (VI-10) : Exemple d'un branchement simple	85
Figure (VI-11) : bouche à accès latéral	86
Figure (VI-12) : bouche à accès sur le dessus	86
Figure (VI-13) : Regard de visite	87
Figure (VI-14) : Composition d'un déversoir d'orage	89
Figure (VI-15) : Déversoir Trous dans le mur	90
Figure (VI-16) : Déversoir à ouverture de radier	90
Figure (VI-17) : Déversoir à seuil latéral	91
Figure (VI-18) : Déversoir à seuil double	91

Figure (VI-19) : Déversoir à seuil frontal _____	92
Figure (VI-20) : Déversoir à seuil frontal _____	99
Figure (VI-21) : les dimensions d'un canal trapézoïdal _____	103
Figure (VI-22) : Exemple d'un tranché drainant _____	106
Figure (VI-23) : Béton type hydrocèle _____	107
Figure (VI-24) : Béton concassé _____	107
Figure (VI-25) : Les étapes du traitement des eaux usées dans une station d'épuration _____	109

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Figure (VII-1) : le bon transport des canalisations _____	120
Figure (VII-2) : le bon stockage des canalisations _____	121
Figure (VII-3) : Pose du lit de sable _____	122
Figure (VII-4) : le piquetage _____	123
Figure (VII-5): 1 ^{er} phase _____	123
Figure (VII-6): 2 ^{eme} phase _____	123
Figure (VII-7): assemblage des tuyaux en béton _____	124
Figure (VII-8): Niveleuse _____	126
Figure (VII-9) : Bulldozer _____	126
Figure (VII-10) : Pelle en rétro _____	126
Figure (VII-11) : Pelle à chenille _____	126
Figure (VII-12) : Chargeuse _____	127
Figure (VII-13) : Compacteur à rouleaux lisses _____	127

Liste des planches

Planche n°1/4 : Plan de masse avec levé topographique de la ville d'Adjlana.

Planche n°2/4 : Tracé du réseau projeté de la ville d'Adjlana.

Planche n°3/4 : Profile en long du collecteur principal.

Planche n°4/4 : Les éléments constructifs du réseau d'égout de la ville d'Adjlana.

Liste des annexes

Annexe 1: Le calcul hydraulique.

Annexe 2:

Abaque N°1 : Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage.

Abaque N°3 : Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue.

Introduction générale

Le problème des rejets d'eaux usées est apparu avec la sédentarisation de l'humanité, dans l'Antiquité certaines grandes cités étaient déjà équipées de réseaux d'évacuation des eaux usées, mais au moyen-âge et jusqu'aux 19^{ème} siècle les déchets solides et liquides étaient évacués directement dans la rue provoquant des fréquentes maladies. C'est pour faire face aux épidémies meurtrières de 19^{ème} siècle en Genève que l'ingénieur cantonal turrettini créant un réseau de canalisations permettant de collecter les eaux usées et de rejeter en aval de la ville.

La ville d'Adjlana est connue dernièrement un développement rapide de la population, mené à une augmentation des surfaces imperméable, ce qui a causé un changement remarquable de plan d'occupation de la ville ainsi qu'une augmentation du volume des rejets pollués.

Nos multiples visites effectuées sur le site de cette zone ont montré que dans notre ville on a deux points de rejets dans le milieu naturel (oued Chélif), ce qui est augmenté le taux de la pollution et va menacer la santé publique et l'environnement.

Elles sont montrées aussi que le grand problème dans notre site est qu'il n'y a presque aucune bouche d'égout dans la ville, en parallèle avec l'effet de ruissellement causé par la montagne, c'est pour ça elle est toujours exposée à des menaces des inondations.

Face à ces problèmes nous avons rédigé cette mémoire qui a pour but la conception d'un système d'évacuation unitaire des eaux usées et pluviales de la ville d'Adjlana qui va résoudre tous les problèmes dont nous avons parlé, et qui va être compatible avec tous les situations de la ville et durera longtemps.

On va améliorer notre système de façon qu'il va avoir un seul point de rejets, une station s'épuration pour neutraliser la pollution dans l'environnement, un déversoir by-pass qui va évacuer les eaux de pluie en cas des fortes intensités vers un bassin de retenue d'eaux pluviales, on va substituer dans certains quartier propres les bouches d'égouts par les tranchées drainantes, et on va construire un canal de ceinture autour de la montagne.

Dans notre travail on va commencer par la présentation de notre zone d'étude compris tous domaines, puis on va calculer les débits selon les données de base et l'étude hydrologique, après on va dimensionner notre système d'évacuation de façon à vérifier tous les critères de dimensionnement des canalisations mené à faire le tracé de notre schéma d'évacuation, et le plus important, la pose de canalisation prenons en considération toutes les choses qui peuvent influencer sure les conduites après la finition de cette opération, et finalement on va résumer la valeur financière de notre travail par un devis quantitatif estimatif.

CHAPITRE I :

**Présentation de
la zone d'étude**

Introduction :

On ne peut pas entamer n'importe quel projet sans connaître les caractéristiques et les différentes données (géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique) de la zone d'étude qui vont influencer forcément sur la conception du réseau, car chaque zone d'étude elle est caractérisée par :

- La nature du site.
- Les habitudes de consommation et de rejet des eaux.
- Développement futur de l'agglomération.

Ces caractéristiques varient avec la variation des sites, donc cette étape de connaissance de la zone d'étude est primordiale que l'ingénieur doit la prendre en considération en premier lieu.

I. Situation géographique :

Ksar El Boukhari fait partie de la wilaya de Médéa, à 135 km au Sud d'Alger, à environ 60 km au sud du chef-lieu de la wilaya, à une altitude de 608m à la surface de la mer, avec une population de 90000 habitants.

Elle est traversée par l'axe routier principal RN01 qui relie Alger à Tamanrasset. Elle s'étend sur une superficie de 54 km².

Elle est limitée:

- Au Nord : par la commune de Moudjebeur.
- Au Nord-Ouest : par la commune de Boghar.
- A l'Est : par la commune de M'fatha.
- Au Sud-est : par la commune de Saneg.
- Au Sud-ouest : par la commune de Oum El Djilil

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude



Figure (I-1) : Carte géographique de la commune de ksar el boukhari

Source : ADE ksar elboukhari (2019)

I.1. Localisation de la zone d'étude:

La ville d'Adjlana est sise à 2 Km à l'Ouest du chef-lieu de la commune de Ksar El Boukhari. Elle est scindée en deux parties par le CW 19 reliant Ksar El Boukhari à Aziz.

I.2. Limites de la zone d'étude :

Elle est limitée :

- Au Ouest : des montagnes.
- Au Nord : le quartier de Wiaam.
- Au Est : la route nationale N1.
- Au Sud : terrains agricoles.

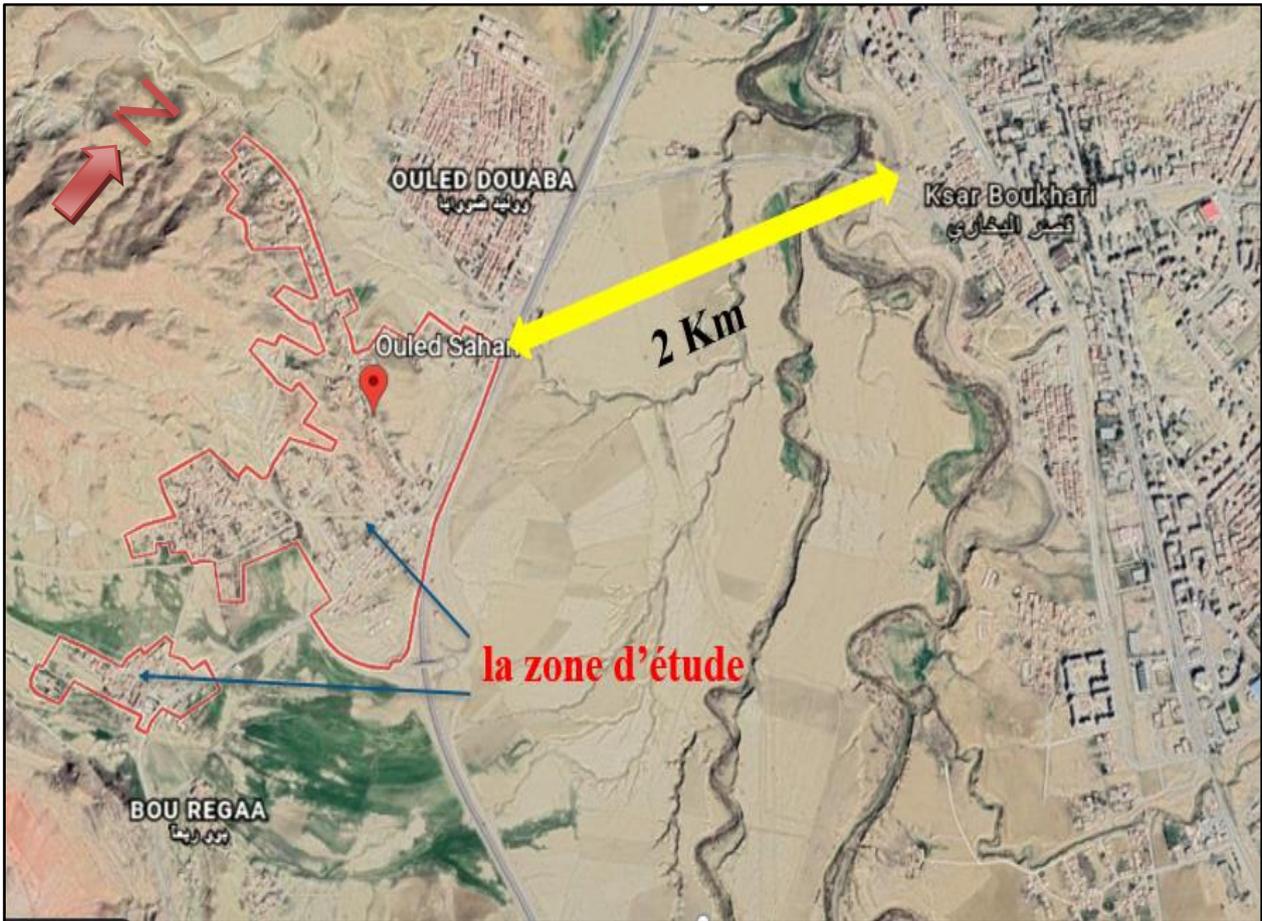


Figure (I-2) : Localisation de la zone d'étude

Source : Google Earth (2020)

II. Situation topographique:

Puisque l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire et rarement par des stations des relevages, donc les pentes jouent un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement que l'ingénieur doit choisir des pentes particulières qui adaptent bien à son réseau.

Notre zone d'étude représente deux parties des dénivelées, une partie de moyenne pente dans la région situe entre les cotes 640m et 625m, et une autre de faible pente entre 625m et 617m, Sachant que l'altitude augmente en allant vers le Nord-ouest.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Notre zone d'étude se trouve sur la bordure sud tellienne à la limite des hauts plateaux, donc la fréquence d'avoir un séisme de forte amplitude est presque nulle

V. Situation Climatique :

V.1. Climat :

La classification de Köppen est une classification des climats fondée sur les précipitations et les températures. C'est le botaniste Wladimir Peter Köppen qui l'a inventée en 1900. La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat de ksar el boukhari comme étant un climat de type Csa, c'est-à-dire froid et peut humide en hiver, et chaude et sec en été (semi-aride).

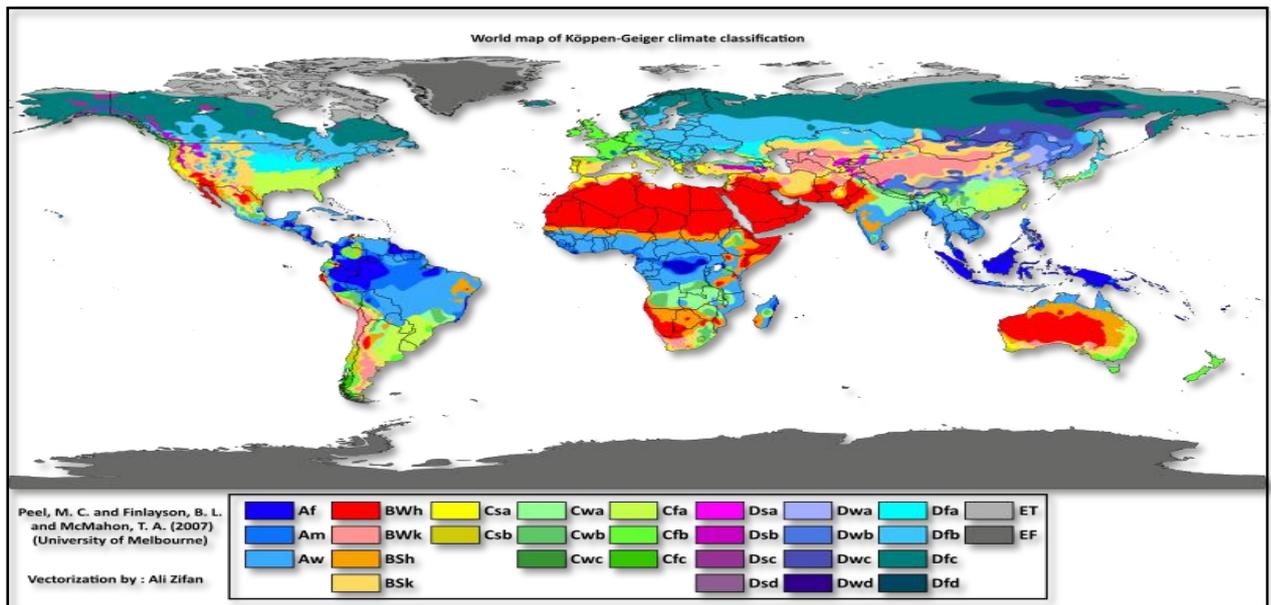


Figure (I-4) : La carte des climats de Köppen-Geiger

Source: fr.wikipedia.org

V.2. Température :

La température d'une région est une caractéristique qu'on doit toujours prendre en considération. Elle a une grande influence sur la dilatation des matériaux de canalisations et la viscosité du liquide transporté.

Dans le tableau ci-après, nous représentons les températures moyennes mensuelles ainsi que les températures maximales et minimales.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Tableau (I-1) : Répartition mensuelle de la température de ksar el boukhari (2006-2010)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne inter-annuelle (°C)
Moy. (°C)	24.05	17.9	11.55	8.35	6.5	8.1	10.7	13.35	19.88	23.75	28.75	28.61	16.79
Min. (°C)	16.1	11.3	6.1	3.3	1	3	4.4	6	13	15.5	20.5	21.1	10.10
Max. (°C)	32	24.5	17	13.4	12	13.2	17	20.7	26.76	32	37	36.12	23.47

Source : subdivision de ressource en eau de ksar el boukhari

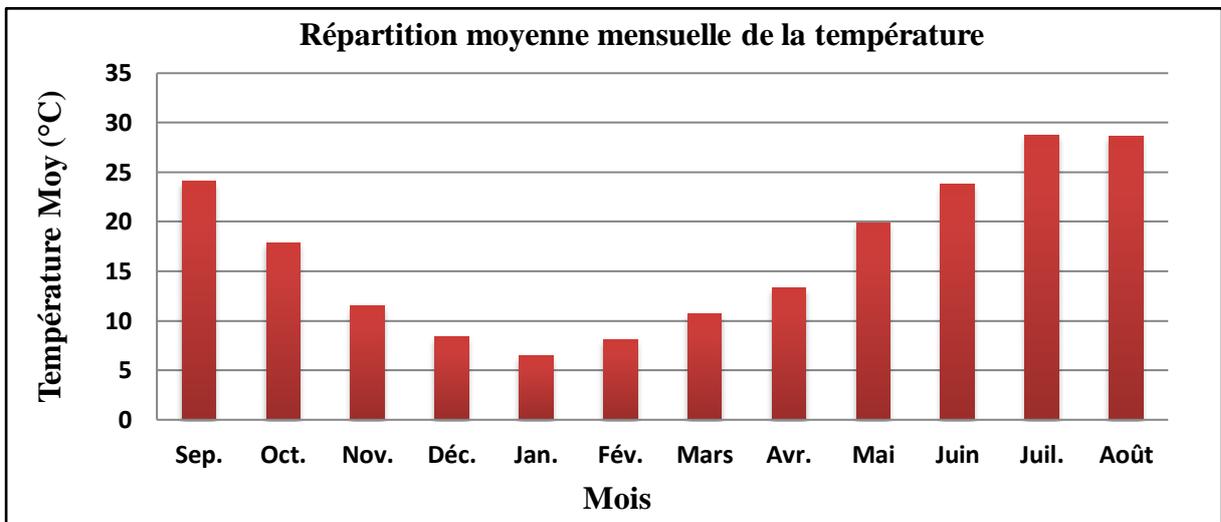


Figure (I-5) : Répartition mensuelle de la température de ksar el boukhari

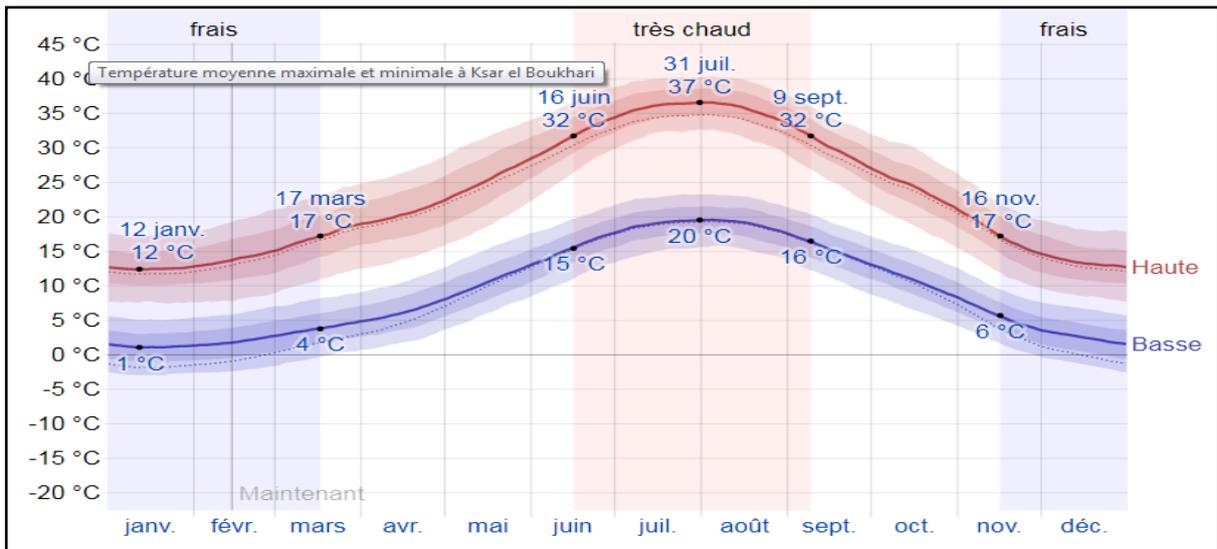


Figure (I-6) : Températures maximales et minimales de ksar el boukhari

Source : subdivision de ressource en eau de ksar el boukhari

À partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, on peut distinguer que la valeur moyenne annuelle est presque 17°C, et on distingue deux périodes:

1. La période très chaude du juin au septembre, avec une température maximale supérieure à 32 °C. Le mois le plus chaud de l'année est juillet, avec une température maximale de 37°C et minimale de 20.5 °C.
2. La saison fraîche du novembre au mars, avec une température maximale inférieure ou égale à 17 °C. Le mois le plus froid de l'année est janvier, avec une température minimale de 1 °C et maximal de 12 °C.

V.3. Humidité :

L'humidité relative atteint son maximum en Décembre et qui est de l'ordre de 71.5% et descend jusqu'à 34% en juillet, et le tableau suivant résume la répartition de l'humidité.

Tableau (I-2) : Humidités moyennes mensuelles (2006-2010)

Moins	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	Juin	juill	Aout
Humidité (%)	51.5	56	67.3	71.5	68.8	59.3	57.3	47.8	43.5	39.5	34	36.3

Source: B.E.T.H HADDAD (médeá)

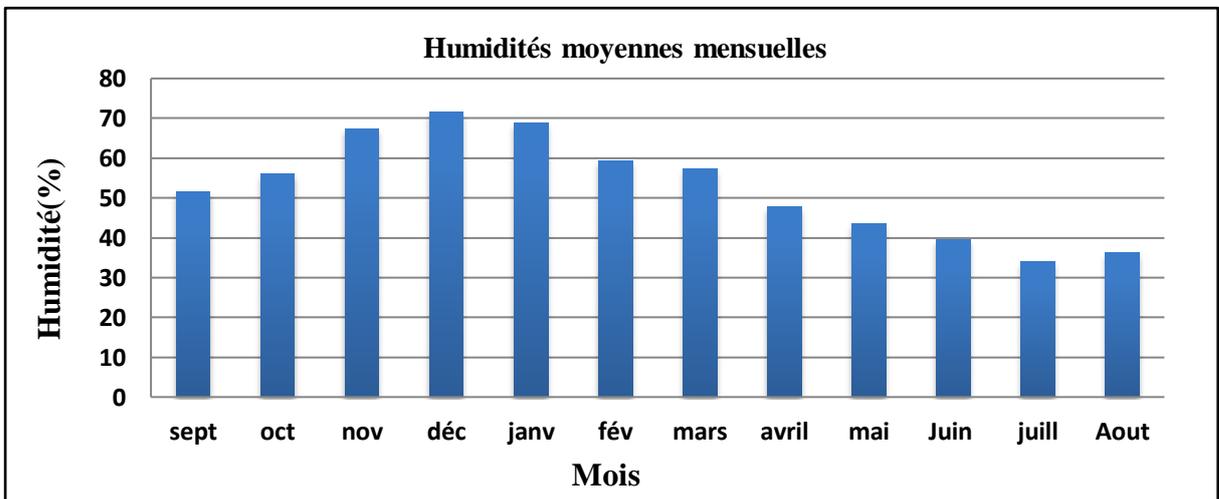


Figure (I-7) : Humidités moyennes mensuelles

À partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, on peut distinguer que le mois le plus humide de l'année est décembre avec une humidité moyennes mensuelles de 71.5%, le mois le moins humide est juillet avec une humidité de 34%.

V.4. Vent :

Les vents dominants viennent de l'ouest et du nord et soufflent pendant la saison froide, et un sirocco souffle en moyenne de 20 à 25 jours par an principalement en juillet et aout. Les vitesses du vent sont assez fortes ils varient de 1.5 à 3.5 m/s. Les mois de mars et avril représentent les vitesses les plus fortes de 3.5 m/s, et on peut observer qu'octobre et aout a les vitesses les plus faibles 1.5 m/s.

Tableau (I-3) : Vitesses du vent mensuel en (m/s) (2006-2010)

Moins	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	Juin	juill	aout
Vitesse en (m/s)	2.3	1.5	2.5	2.4	1.6	2.8	3.5	3.5	1.9	2.8	1.8	1.5

Source: B.E.T.H HADDAD (médéa)

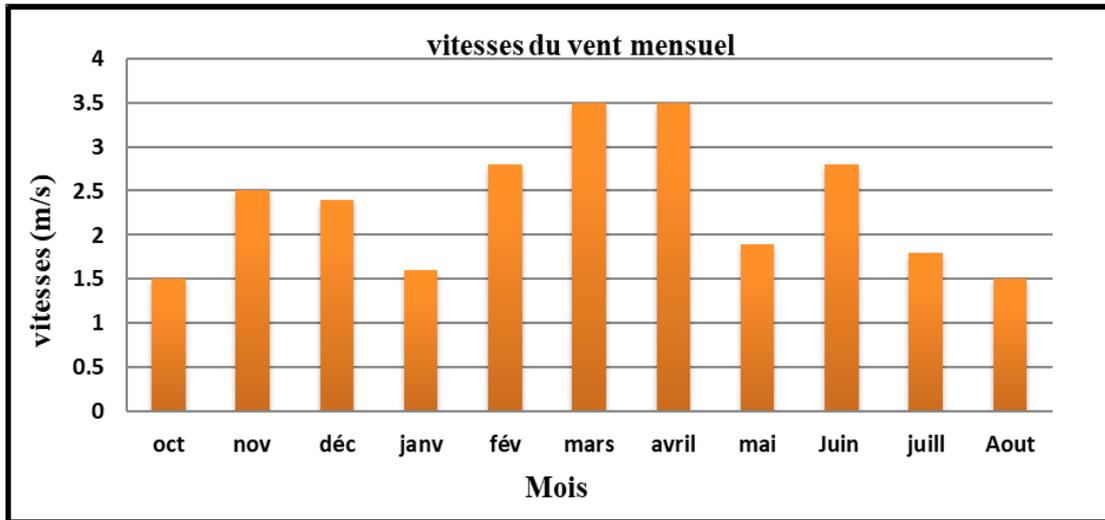


Figure (I-8): Vitesses du vent mensuel

V.5. Évaporation :

Elle est minimale durant les mois d'hiver en Décembre et janvier, alors qu'elle est maximale pour les mois d'été en Juillet et Août (16% -18%) à cause de la haute température.

Tableau (I-4) : Répartition mensuelles de l'évaporation (2006-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Annuell
Evaporation moyenne (mm)	207	126	60.7	35.8	35.6	55.5	88	125	195	256	314	288	1787
% de la valeur annuelle	12	7	3	2	2	3	5	7	11	14	18	16	100

Source: B.E.T.H HADDAD (médéa)

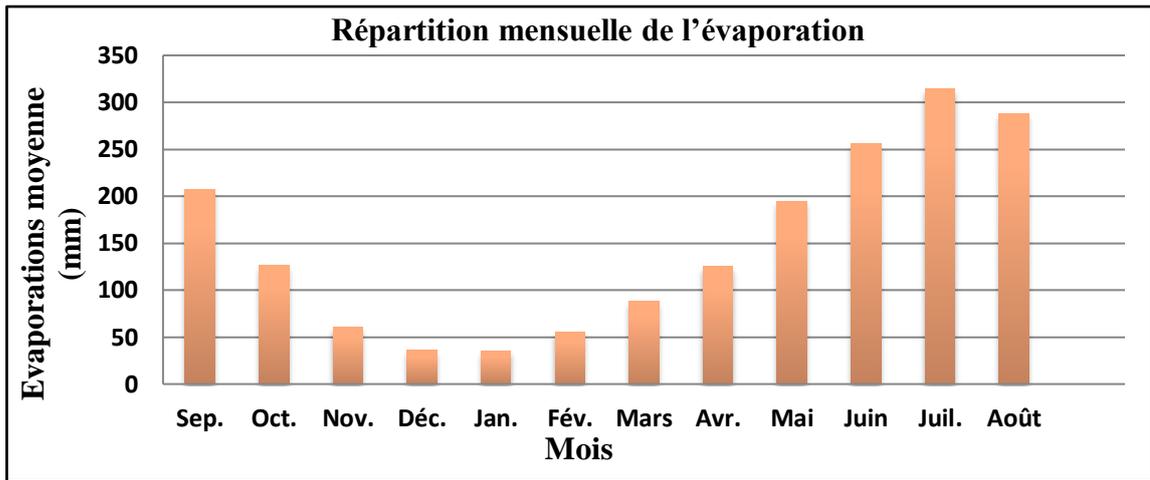


Figure (I-9): Répartition mensuelle de l'évaporation

V.6. Pluviométrie :

Le rythme de précipitation se caractérise par une irrégularité annuelle dont la moyenne ne dépasse pas actuellement **500 mm/an**.

La station pluviométrique disponible au site d'étude est celle de **Ksar El Boukhari** comporte une série d'observation de 21 ans dont un manque de mesure sur plusieurs mois et une discontinuité de fonctionnement pendant plus de 10 ans.

La station de **Zoubiria** est la plus proche après celle Ksar El Boukhari, mais elle ne comporte que 11 années d'observation.

La station d'**Ain Boucif** présente une très longue série donc la période d'observation de 1970 à 2004 représente la meilleure période d'observation mais elle se trouve sur une altitude de 1250 m, mais dans le projet on a 625m.

Donc on opte la station d'**Ain Oussera** qui se trouve à 50 km au sud de notre zone d'étude sur une altitude avoisinante (690 m) a pratiquement les mêmes indicateurs climatiques.

Le tableau suivant (Tableau I-6) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 42 ans (1975-2017) :

Tableau (I-6) : Précipitations moyennes mensuelles (1975-2017)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	10.3	11.79	12.68	12.61	14.81	11.51	13.05	12.84	10.21	5.39	2.68	5	118
P (%)	8	1	10.74	10.68	12.55	9.75	11.05	10.88	8.65	4.56	2.27	4.23	100

Source : ANRH

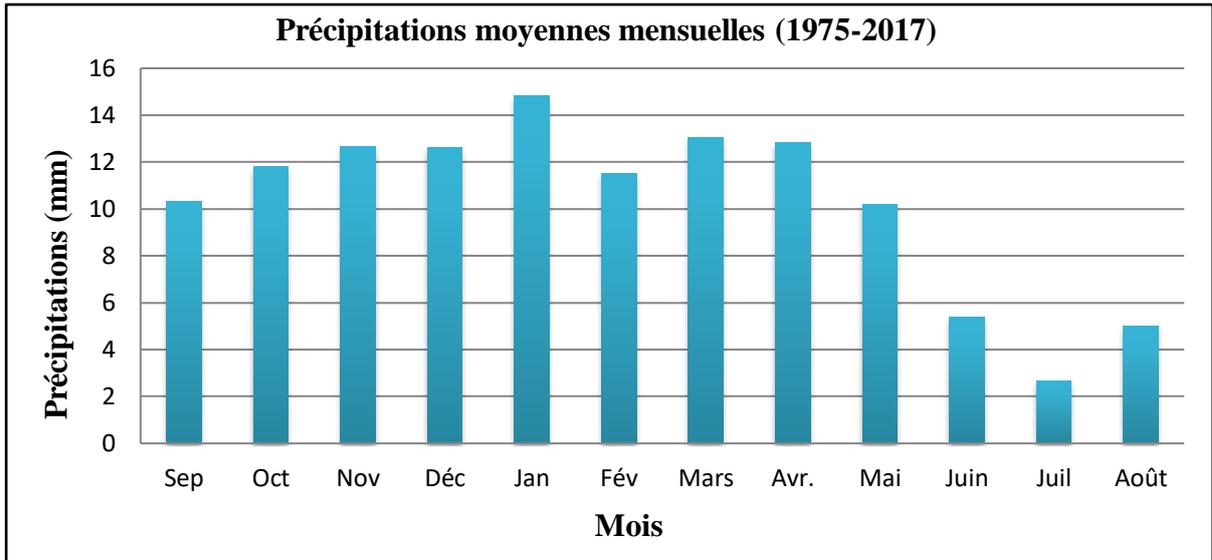


Figure (I-10): Précipitations moyennes mensuelles (1975-2017)

VI. Hydrographie:

Le réseau hydrographique constitué par l’oued Chélif qui traverse la commune sur la partie Ouest. La zone d’étude est traversée par des Chaabas qui prennent naissance aux hauteurs du bassin versant et qui s’engorgent par la suite dans Oued Chélif.



Figure (I-11) : Le réseau hydrographique de la zone d'étude

Source : Google Earth (2020)

VII. Situation hydraulique.

VII.1. Alimentation en eau potable :

Avant 1986 la commune de Ksar El Boukhari souffrait énormément du manque d'eau du principalement à la faiblesse des ressources, pour pallier à ce déficit les services concernés ont lancé une opération d'adduction à partir de la nappe d'Ain Oussera (Birine). Actuellement la commune de Ksar El Boukhari est alimentée à partir de Birine (w. Djelfa) par 08 forages dont la capacité de production est de 15500 m³/jours. Le débit de transfert des eaux sur 85 km atteint 80 l/s, et elle est aussi alimentée par le barrage de koudiét acerdoune (w.Bouira). Aussi la commune dispose de 15 réservoirs totalisant une capacité de stockage de 8500 m³. La rive Ouest de l'Oued Chélif où se situe notre zone d'étude est alimentée par deux réservoirs, le premier de capacité de 50 m³ qui alimente Douar Ouled Sakheri, un réservoir de 500 m³ qui alimente la ville d'Adjlana.

VII.2. Assainissement :

La zone d'étude est desservie par un réseau d'assainissement de type unitaire dont le rejet des eaux usées se fait à l'aire libre. L'autre partie des habitations existante font appel aux fosses septiques individuelles qui sont dans leur totalité en mauvais états.

D'une manière générale, les habitations existantes de la zone d'étude manquent d'un système d'assainissement proprement dit. Donc une étude de projection d'un nouveau réseau d'assainissement qui prend en charge la globalité des habitations existantes et la zone d'extension est une nécessité inéluctable.

VIII. Situation démographique:

VIII.1. Situation actuelle:

VIII.1.1. Taux de croissance:

La population de la commune de Ksar El Boukhari est passée de 53637 en 1998 à 67 813 en 2008, ce qui génère un taux de croissance annuel moyen de l'ordre de 2,37% (RGPH 2008) qu'est supérieur à la moyenne nationale 1,6%.

Comme la ville d'Adjlana fait partie de la commune de Ksar El Boukhari, nous nous referons au taux de croissance moyen de la commune, c'est-à-dire le taux de croissance est de **2,37 %**.

VIII.1.2. Population actuelle:

La population actuelle résidente dans la ville d'Adjlana d'après le (RGPH 2020) est de l'ordre de 9702 habitants ce qui représente 10,78% de la population de la commune

IX. Les équipements:

Nos multiples visites effectuées sur la suche ont montré que la majorité de ces équipements sont programmé selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU).

- **Sport et loisir :**

Tableau (I-7) : Equipements de sport

Désignation	Nbre
Terrain de foot	3
Salle du sport	1
Maison des jeunes	1

- **Culte :**

Tableau (I-8) : Equipements de culte

Désignation	capacité
Mosquée Errahma (déjà existe)	254
Mosquée (projeté)	500

- **Les équipements éducatifs:**

Tableau (I-9) : Equipements éducatifs

Désignation	capacité
Ecole primaire (Hay Adjlana)	254
CEM	500
Bibliothèque	50

- **Equipements administratif :**

Selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU) la ville va avoir une subdivision d'assemblée populaire communale.

- **Equipement sanitaire:**

En plus de la salle de soin existante dans la ville et selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU) la ville va avoir une polyclinique pour satisfaire les besoins des habitations.

- **Protection civile :**

Selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU), Il est programmé une unité de protection civile dans la ville.

Conclusion:

Dans ce chapitre on a collecté toutes les données nécessaires à travers plusieurs sources (ADE ksar elboukhari, Google Earth, B.E.T.H HADDAD, subdivision de ressource en eau de ksar el boukhari), pour les introduire dans la présentation de la zone d'étude, qui est une étape principale, elle va nous aide pour réaliser un dimensionnement exact pour notre réseau d'évacuation.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est la science qui s'intéresse à tous les aspects du cycle de l'eau, et en particulier aux échanges entre la mer, l'atmosphère, la surface terrestre et le sous-sol, sur terre. L'hydrologue contribue à la connaissance et gestion des ressources en eau et à leur durabilité dans les bassins versants environnementaux.

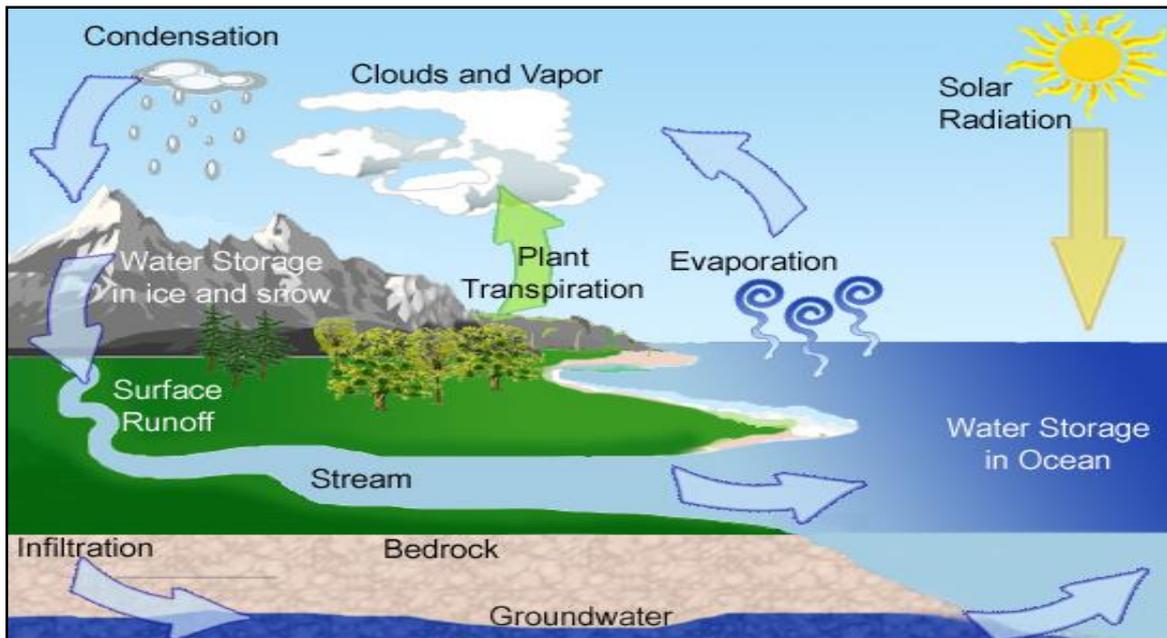


Figure (II-1) : le cycle de l'eau

Source: www.ecomet.fr

L'étude hydrologique est la partie la plus importante pour un projet d'assainissement. Cette étude a pour but de déterminer le débit spécifique des eaux pluviales et l'intensité moyenne maximale, pour une période de retour bien choisie, afin de protéger notre réseau contre les pluies de fortes intensités.

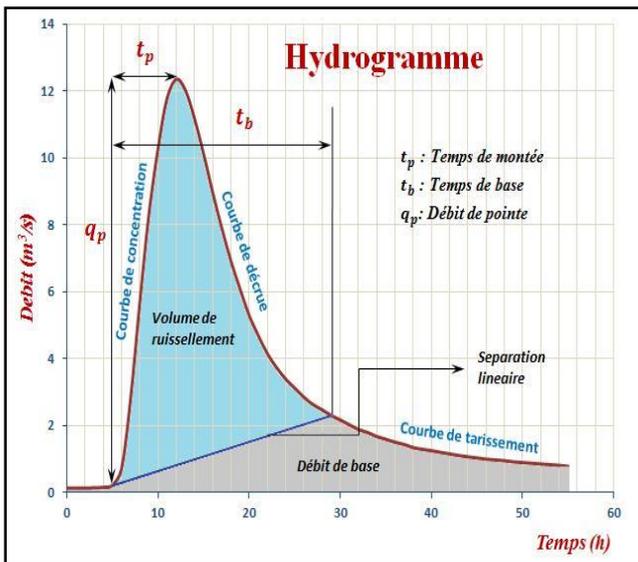
I. Averse :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue, l'averse est caractérisée par son intensité c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombée en un temps Δt , L'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame (H) d'eau dans le temps (Δt).

Chapitre II

Etude hydrologique



Source: fr.wikipedia.org

II. Choix de la période de retour :

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

Dans le domaine d'Assainissement le choix de la période de retour se fait à partir des situations générales ou particulières, de degrés de protection ou de compromis dont l'évaluation appartient aux responsables locaux.

Pour des raisons technico-économiques, en Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

III. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

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

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

Soit :

$$i_m \text{ (mm/h)} = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :

Chapitre II

Etude hydrologique

- i_m : intensité moyenne en mm/h.
- Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

IV. Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :

IV.1. Analyse des données statistiques :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement, pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Les données pluviométriques ont été prélevées de la station d'Ain oussara qui se trouve à 50 km au sud de notre zone d'étude et sur une altitude (690 m) avoisinante qui se caractérise pratiquement les mêmes indicateurs climatiques.

Tableau (II-1): Identification de la station d'Ain-Oussera

Station	Code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)	Nombre d'observations	Période d'observations
AIN OUSSERA	011205	518.5	239.3	690	42	1975 à 2017

Source ANRH

La station contient une série d'observation allant de 1975 à 2017. L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations maximales journalières de 42 années.

Le tableau suivant (Tableau II-2) présente la série pluviométrique de la station d'Ain oussara dans la période (1975-2017) :

Chapitre II
Etude hydrologique

Tableau (II-2) : La série pluviométrique (station d'Ain Oussra) (1975-2017)

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
75-76	7,5	2	27,8	6	1	14,2	6,8	12,7	13,2	11,2	9,9	8,2	27.8
76-77	20,9	10,2	3,5	5,7	9,7	5,2	0,3	37,8	19,3	17,9	0,5	7,5	37.8
77-78	2	0	66,7	31,7	54,2	30,3	8,4	13,2	10,6	0	3	0	66.7
78-79	0	20,7	16,2	44	64,2	32,2	15,7	4,5	7,5	2,5	0,7	2	64.2
79-80	64,7	36,5	8	13,7	49,3	3	21,4	15,7	16,4	0	0	4,5	64.7
80-81	2	6,8	8,1	20,7	21,2	36	12,3	43	8,2	7,2	0,7	0	43
81-82	0	12,5	19,5	11,1	42,6	17,4	2	8,2	5,5	0	0	4,5	42.6
82-83	0	0,4	19,2	1,7	4	32	42,4	20,2	3,9	5,7	0	1,5	42.4
83-84	4	11	16	8	24,5	54	34	8	4	8	6	6	54
84-85	1,1	0,9	2,4	53,7	48,4	14,8	1,8	0	0,3	0,8	0	0	53.7
85-86	0,6	1,3	2	24	8	3,2	8	0,3	1,6	0,5	6	2	24
86-87	7,8	39,5	16	17,6	4,1	4,7	18,5	21,3	7,4	11,2	0,9	0	39.5
87-88	1,1	15,1	4,6	20,2	41,8	59	9,9	14,3	8,9	15,4	4,1	21,4	59
88-89	12,5	44	7,6	25,1	19,5	0	24,4	12,4	21,1	2,5	10,7	2,4	44
89-90	6,8	5,9	8,8	38	18,6	11,6	21,3	1,6	3,5	4,2	0	0	38
90-91	4,9	31,3	5,7	7,7	71	30,6	12	21,4	22,4	0	0	0	71
91-92	1,1	11	20,4	67	43	11,2	9,6	1,4	1	6,1	0	0	67
92-93	19	0,2	12	47	79	56,7	1,2	0,2	0,1	0	0,2	0,3	79
93-94	20	11	11	5	61	16	24	0	6	11	6	8	61
94-95	17	4	12	56	23	27,4	21,2	25	9	21	16,4	6,2	56
95-96	12	9,1	12,2	31,5	83	14,6	0	25,3	12,4	8,2	4,2	17,3	83
96-97	15	21,2	47	12	4	20,1	4,1	6,3	23,4	0	0	0	47
97-98	22,6	18,6	16	15,4	20,2	38	15,3	0	10,4	4,4	0	4,2	38
98-99	33,7	20	9,5	60	55,9	0	2,7	7	17	0	1,5	0	60
99-00	3,6	7,6	18,5	15,2	68,3	44,7	0,4	11	14	0	0	1	68.3

Chapitre II
Etude hydrologique

00-01	27,3	4,3	46	75,5	36,5	13,4	2,1	12,5	4,5	0,2	4,8	6,6	75.5
01-02	3,5	5	51,6	32,9	34,8	32	3	21,7	0,5	3,1	2,8	4	51.6
02-03	15,5	13,4	17,6	21,1	57,7	3,2	10,7	18,3	13,7	0,3	6	3,3	57.7
03-04	14,4	11,8	23,7	13,8	21,7	9,3	4,8	5,2	0	21,3	0,3	0	23.7
04-05	5,5	56,3	28,5	40	14,5	15,9	5,5	25,2	12,4	0	0	1	56.3
05-06	18,8	3,4	7,3	12,4	6,9	3	27,1	13,3	15,4	0	0	11,7	27.1
06-07	5,7	19,6	48,5	35	4,9	15,3	14,2	5,8	17	7,6	2	3,1	48.5
07-08	12,1	16,8	5,8	5,3	39,3	63,1	29,4	17	5	0	0	2,6	63.1
08-09	27,4	10,5	11,4	22	8,7	6	17	2	13	9	1,5	4,4	27.4
09-10	0	9,3	11,5	10,5	29,6	35	14	7,6	16,5	14	9,2	0	35
10-11	0	15	16,5	8,2	4,5	7,2	10	11,5	2	0	0	0	16.5
11-12	3,9	11,7	12	1	11	25	16	17	13	0,5	2,5	1	25
12-13	3,7	10,3	14,7	15	37	6,7	22,1	0	0	12,5	0	0	37
13-14	4,5	0	15	22,1	11	32	7,8	0	9,3	0	0	0,8	22.1
14-15	19,4	10	2	0	16,3	8,3	14	25,7	32	1,5	0,3	0	32
15-16	3,3	5,7	14	27,5	19,6	10,2	6	5,8	16	3,5	1	0	27.5
16-17	3,6	6,1	4	5	8,5	5	13,7	21,3	9,6	0	0	12	21.3

Source ANRH

IV.1.1. Homogénéisation des données :

On doit s'assurer que notre série est dépourvue des lacunes et vérifier si la série des données est homogène ou pas. Pour cela, on fait appel au test de la médiane, dont les démarches sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x), Deux cas sont alors possibles :
 - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur et la valeur $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$.

On a : $N = 42$, donc : $M = \frac{42}{2} = 21$, alors la médiane est : **M = 45.5mm.**

Chapitre II
Etude hydrologique

- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.
- 4- Calculons N_S et T_S
- 5- tel que : N_S est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_S est la taille de la plus grande série (+) ou (-). Les conditions du test sont :

$$N_S > \frac{1}{2} (N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1}) \quad (\text{II.1})$$

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

Tableau (II-3) : Calcul des paramètres du test de la médiane

$P_{\max,j}(\text{mm})$ trier par ordre croissant	Ordre m	Année	$P_{\max,j}(\text{mm})$ non triée
16.5	1	75-76	-27.8
21.3	2	76-77	-37.8
22.1	3	77-78	+66.7
23.7	4	78-79	+64.2
24	5	79-80	+64.7
25	6	80-81	-43
27.1	7	81-82	-42.6
27.4	8	82-83	-42.4
27.5	9	83-84	+54
27.8	10	84-85	+53.7
32	11	85-86	-24
35	12	86-87	-39.5
37	13	87-88	+59
37.8	14	88-89	+45.5
38	15	89-90	-38
38	16	90-91	+71
39.5	17	91-92	+67
42.4	18	92-93	+79

Chapitre II
Etude hydrologique

42.6	19	93-94	+61
43	20	94-95	+56
44	21	95-96	+83
47	22	96-97	+47
48.5	23	97-98	-38
51.6	24	98-99	+60
53.7	25	99-00	+68.3
54	26	00-01	+75.5
56	27	01-02	+51.6
56.3	28	02-03	+57.7
57.7	29	03-04	-23.7
59	30	04-05	+56.3
60	31	05-06	-27.1
61	32	06-07	+48.5
63.1	33	07-08	+63.1
64.2	34	08-09	+55
64.7	35	09-10	-35
66.7	36	10-11	-16.5
67	37	11-12	-25
68.3	38	12-13	-37
71	39	13-14	-22.1
75.5	40	14-15	-32
79	41	15-16	-27.5
83	42	16-17	-21.3

Les Résultats du test de la médiane sont résumés dans le tableau suivant (Tableau II-4) :

Chapitre II

Etude hydrologique

Tableau (II-4) : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	17	17 > 15 (condition n°1 vérifiée)
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$	15	
T_s	8	8 < 8.65 (condition n°2 vérifiée)
3.3 [$\log_{10}(N) + 1$]	8.65	

D'après les résultats du test de la médiane (Tableau II-4), on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

IV.1.2. Présentation du logiciel Hyfran (automatiquement) :

Hyfran a été conçu pour l'analyse fréquentielle en hydrologie, il permet d'ajuster un nombre important de distributions statistiques à une série de données qui vérifient les hypothèses d'indépendance, d'homogénéité...ect, à l'aide de plusieurs méthodes d'estimation.

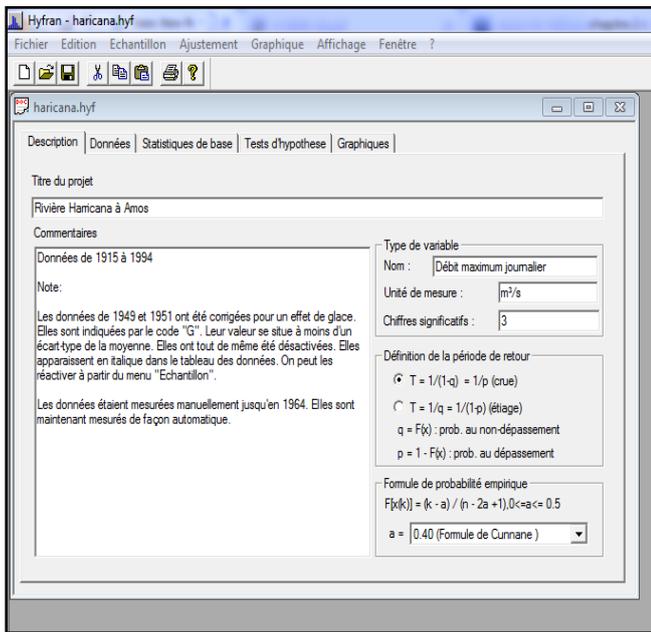


Figure (II-4): la page d'accueil de logiciel

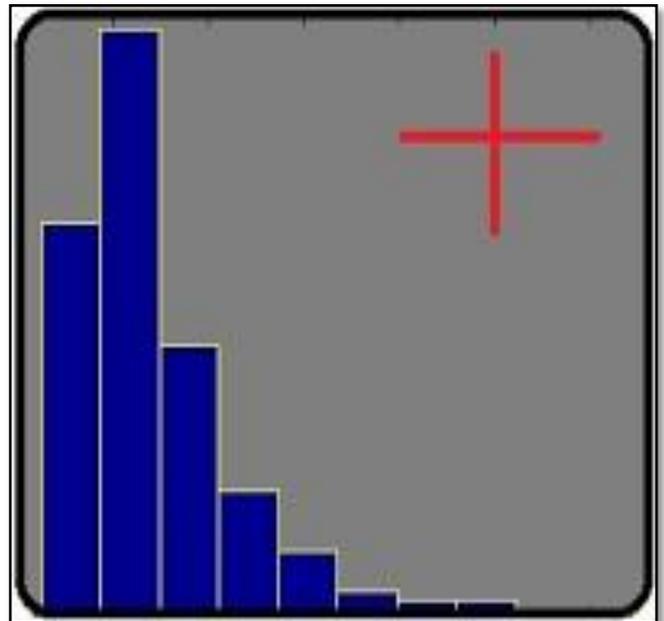


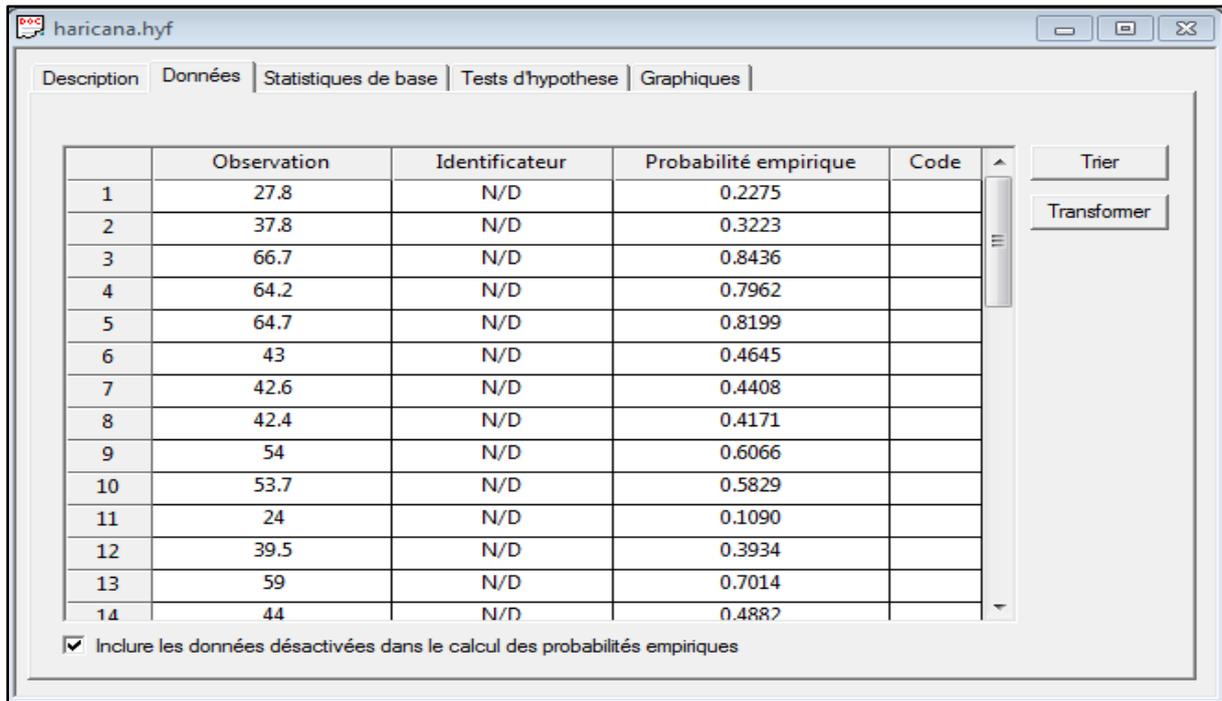
Figure (II-5): logo du logiciel

Pour calculer les caractéristiques de notre série on doit passer par deux étapes utilisons la barre d'outils de logiciel:

1. Introduire la série dans le tableau des données.

Chapitre II

Etude hydrologique

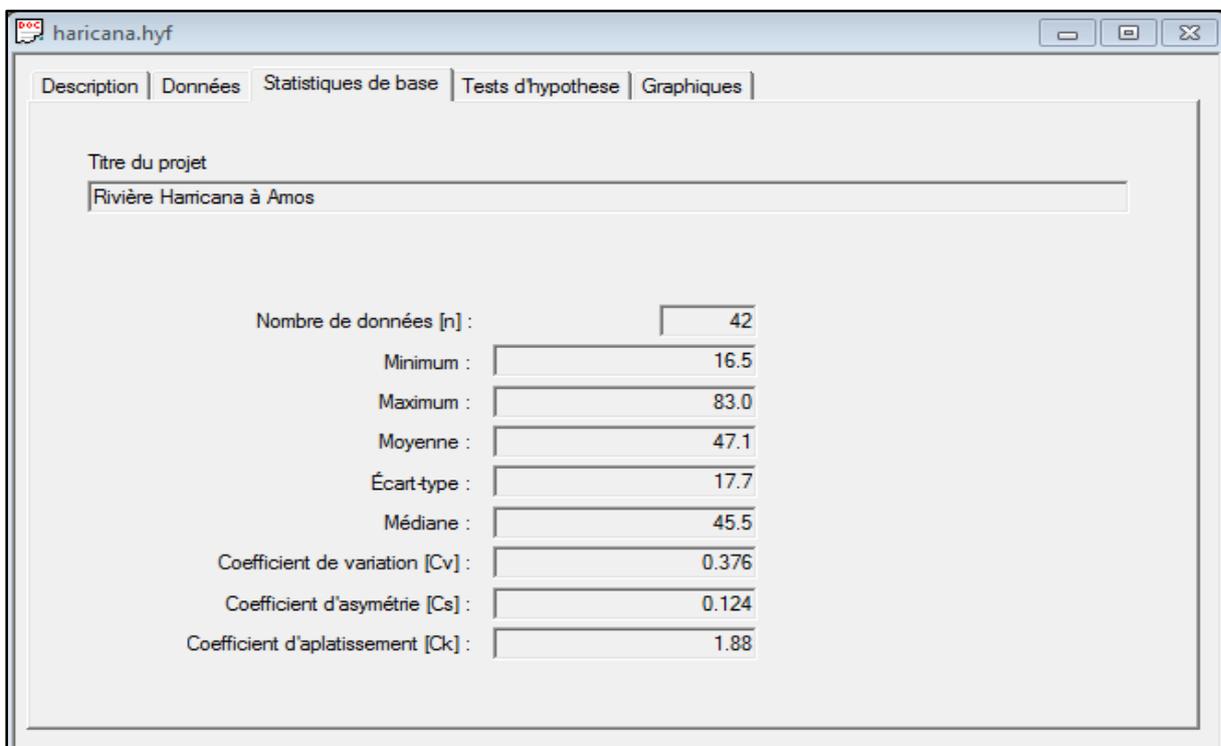


	Observation	Identificateur	Probabilité empirique	Code
1	27.8	N/D	0.2275	
2	37.8	N/D	0.3223	
3	66.7	N/D	0.8436	
4	64.2	N/D	0.7962	
5	64.7	N/D	0.8199	
6	43	N/D	0.4645	
7	42.6	N/D	0.4408	
8	42.4	N/D	0.4171	
9	54	N/D	0.6066	
10	53.7	N/D	0.5829	
11	24	N/D	0.1090	
12	39.5	N/D	0.3934	
13	59	N/D	0.7014	
14	44	N/D	0.4882	

Inclure les données désactivées dans le calcul des probabilités empiriques

Figure (II-6): Introduire la série dans logiciel

2. Après ça on va utiliser les statistiques de base pour obtenir les caractéristiques automatiquement.



Titre du projet	
Rivière Haricana à Amos	
Nombre de données [n] :	42
Minimum :	16.5
Maximum :	83.0
Moyenne :	47.1
Écart-type :	17.7
Médiane :	45.5
Coefficient de variation [Cv] :	0.376
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	0.124
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	1.88

Figure (II-7): les caractéristiques de la série à l'aide de Hyfran

IV.1.3. L'utilisation des formules empiriques (manuellement) :

Les caractéristiques de cette série sont résumées dans le tableau suivant :

Avec le nombre d'années d'observation **N = 42**.

Tableau (II-5) : Les caractéristiques de la série pluviométriques

caractéristiques	Formules	valeurs
La moyenne « $\overline{P_{\max,j}}$ » (mm)	$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N}$	47.1
L'écart-type « $\sigma_{P_{\max,j}}$ » (mm)	$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}}$	17.7
Le coefficient de variation « C_V »	$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}}$	0.376
La médiane (mm)	X (50%)	45.5
Minimum (mm)	-----	16.5
Maximum (mm)	-----	83

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique) l'exposant climatique de la région de Ksar El Boukhari est : **b=0.32**.

IV.2. Choix de la loi d'ajustement :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, et les lois d'ajustement des séries pluviométriques sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéité 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 du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Dans notre étude, l'ajustement de la série pluviométrique sera effectué à l'aide du logiciel Hyfran qui constitue un outil incontournable pour l'analyse des données hydrologiques.

En plus des caractéristiques des échantillons, le logiciel nous permet de tester l'adéquation de la loi utilisée ainsi que l'homogénéité des données.

Procédés d'ajustement utilisons le logiciel Hyfran:

1. Lancement d'Hyfran.
2. Insérer les données ($P_{\text{journalière max classé}}$).
3. Ajuster à la loi.
4. Tirer les coefficients de la droite.

IV.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.3})$$

- Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\text{max,j}}$).
 - x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
 - α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$).
- L'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité Gumbel:

$$x = P_{\text{max,j}, p\%} = \left(\frac{1}{\alpha} \right) y + x_0 \quad (\text{II.5})$$

- On obtient comme paramètres de Gumbel :

$$\frac{1}{\alpha} = 15.81 \quad ; \quad x_0 = 38.37 \text{ mm}$$

Chapitre II

Etude hydrologique

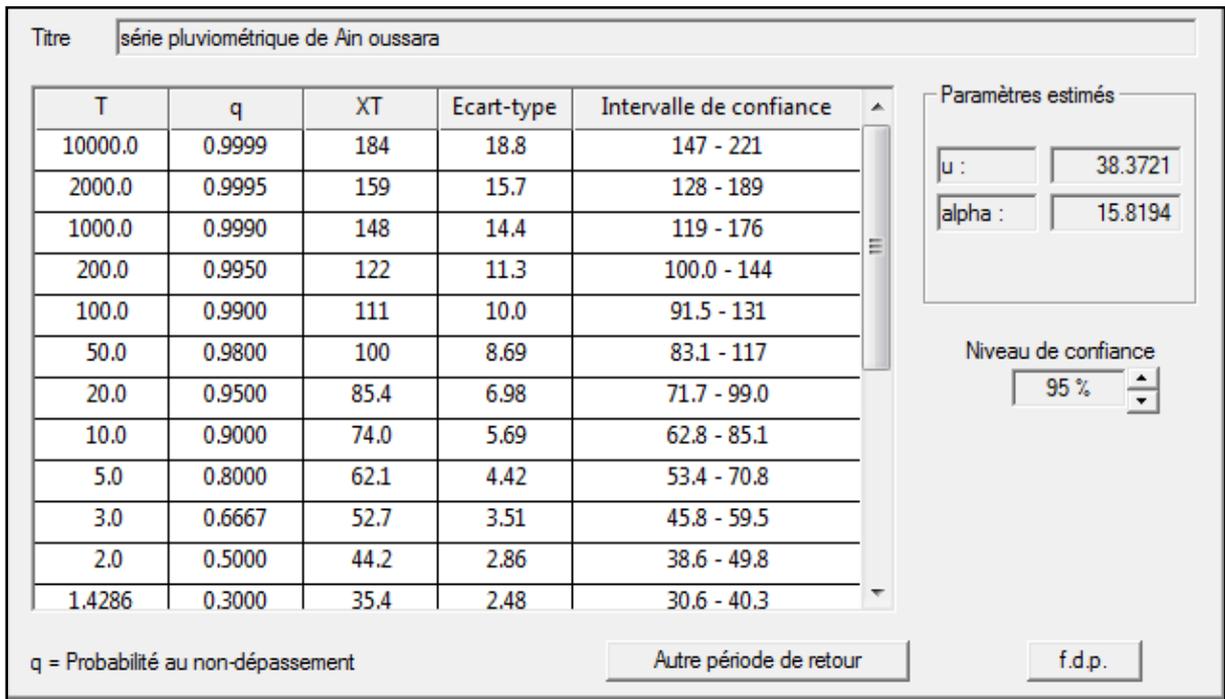


Figure (II-8) : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Pour des raisons technico-économiques, en Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale (T=10 ans).

Donc : $P_{\max, j, 10\%} = 74 \text{ mm.}$

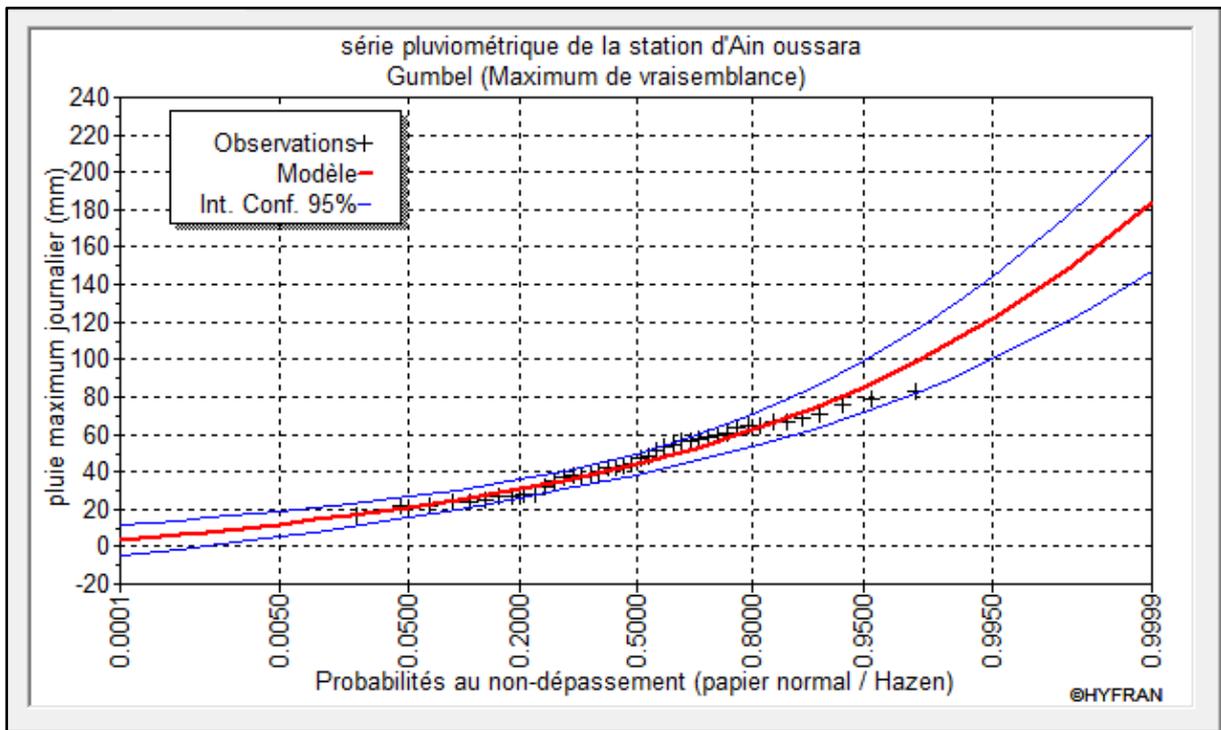


Figure (II-9) : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

IV.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (II.6)$$

- Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (II.7)$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: La moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: L'écart-type des logarithmes de la variable x.
- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (II.8)$$

- On obtient comme paramètres de Galton :

$$\sigma_{\ln(x)} = \mathbf{0.41}$$

;

$$\overline{\ln(x)} = \mathbf{3.77}$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

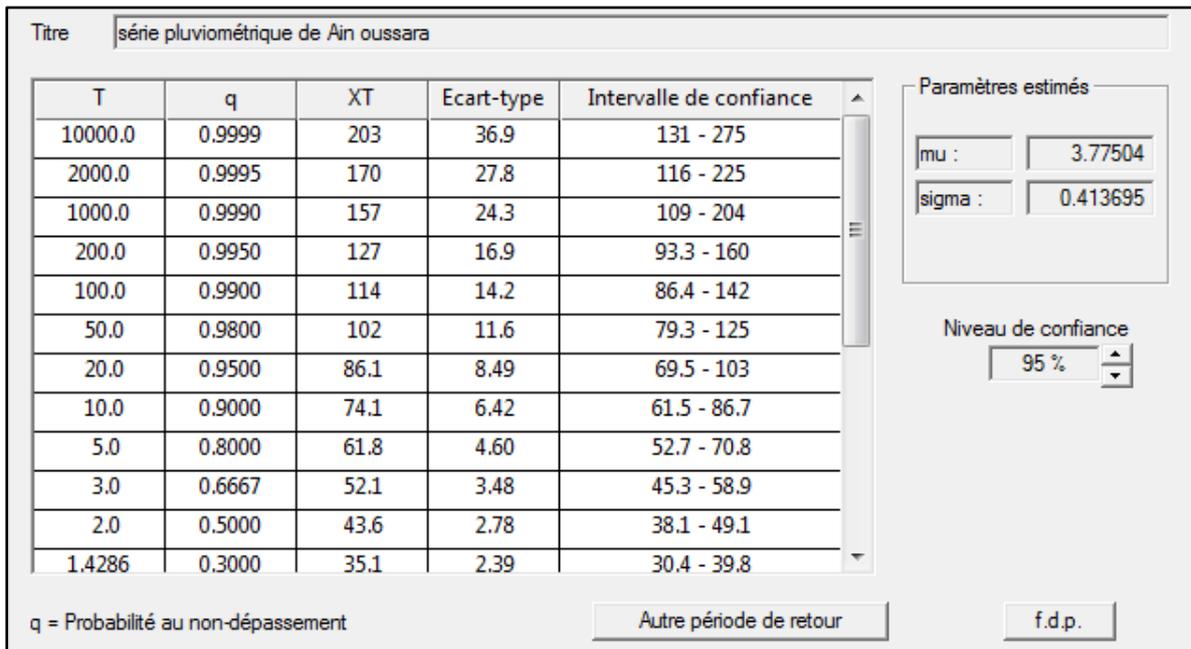


Figure (II-10) : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Chapitre II

Etude hydrologique

Pour des raisons technico-économiques, en Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

Donc :

$$P_{\max, j, 10\%} = 74.1 \text{ mm.}$$

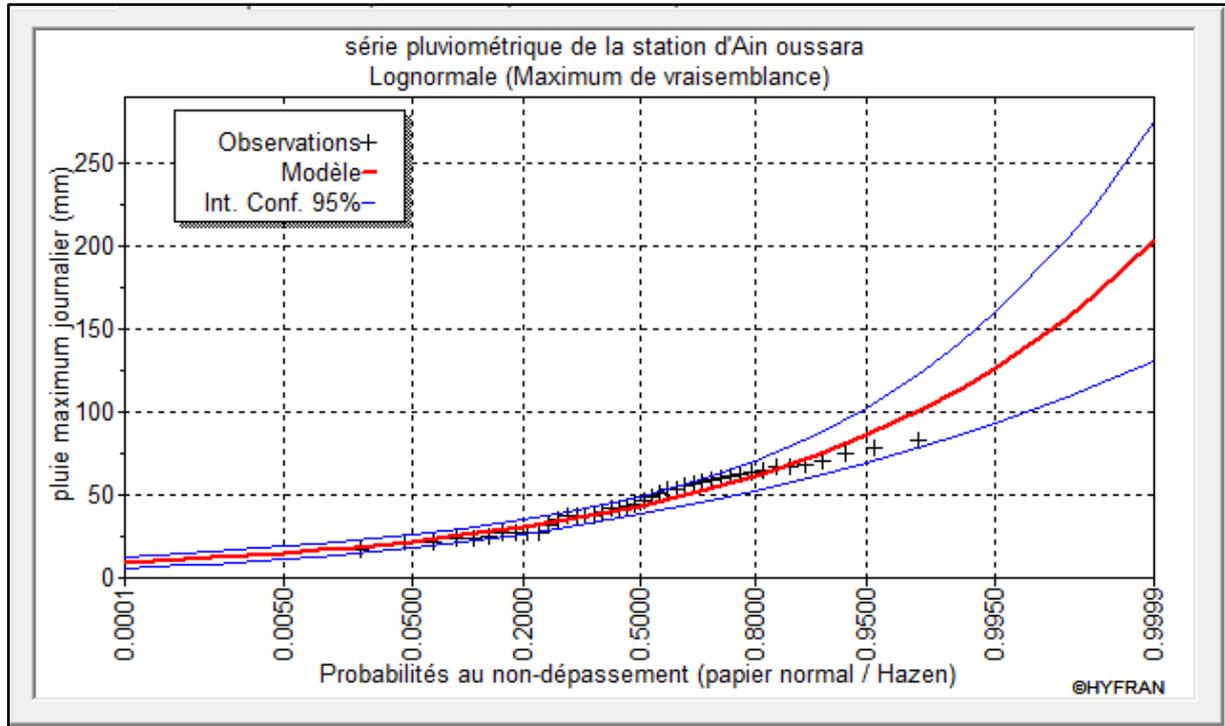


Figure (II-11) : Ajustement graphique à la loi Log-normale

IV.2.3. Ajustement à la loi GEV :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.9})$$

- Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \quad (\text{II.10})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max, j}$).
- u : paramètre de position
- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

Chapitre II

Etude hydrologique

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad (\text{II.11})$$

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

$$u = 40.91\text{mm} \quad ; \quad \alpha = 17.05 \quad ; \quad k = 0.27$$

- Résultats de l'ajustement à la loi GEV généralisé :

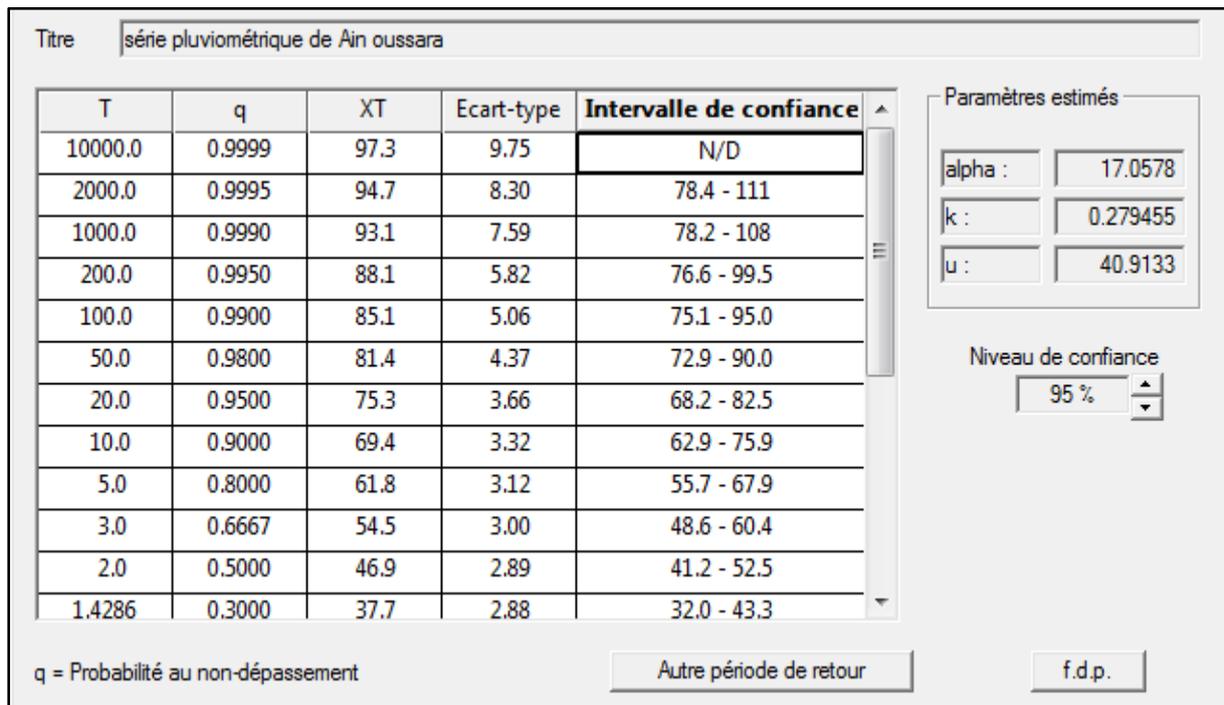


Figure (II-12) : Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran)

Pour des raisons technico-économiques, en Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale (T=10 ans).

Donc :

$$P_{\max, j, 10\%} = 69.4 \text{ mm.}$$

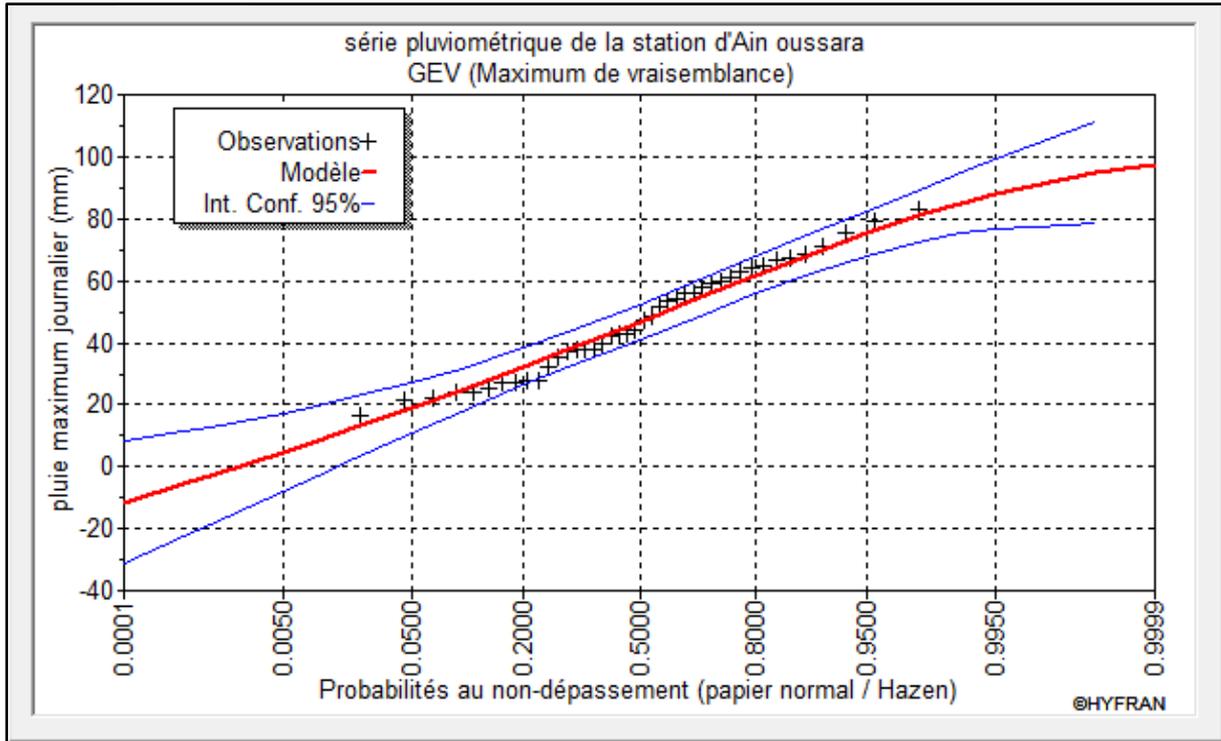


Figure (II-13) : Ajustement graphique à la loi de GEV

IV.2.4. Choix de l'ajustement à adopter :

Après l'ajustement de notre série sur les différentes lois, on doit respecter les critères de l'ajustement, Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion.

La visualisation des courbes est un indicateur fiable sur le modèle à choisir, mais de Préférence et pour assurer l'information ont fait le test de Khi-deux « χ^2 ».

❖ Test graphique

La visualisation montre que :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs non définies et valeurs négatives.

Chapitre II

Etude hydrologique

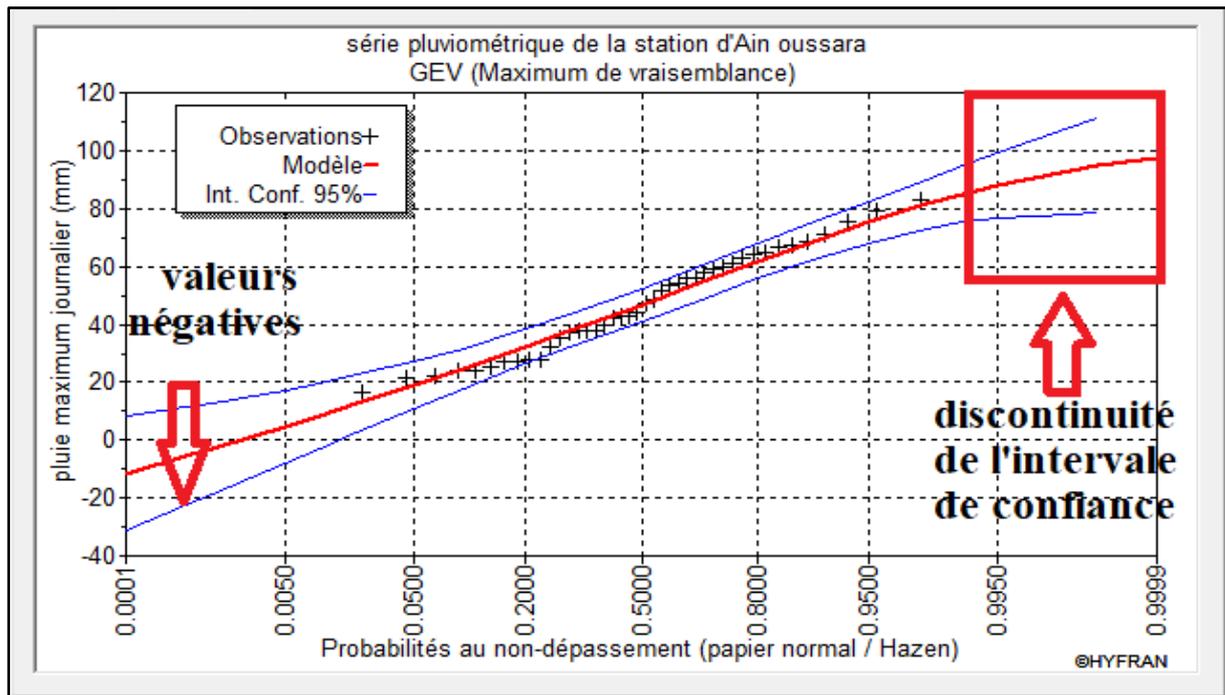


Figure (II-14) : la discontinuité de l'allure de l'intervalle de confiance

- Dans la loi de Gumbel on peut remarquer que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives.

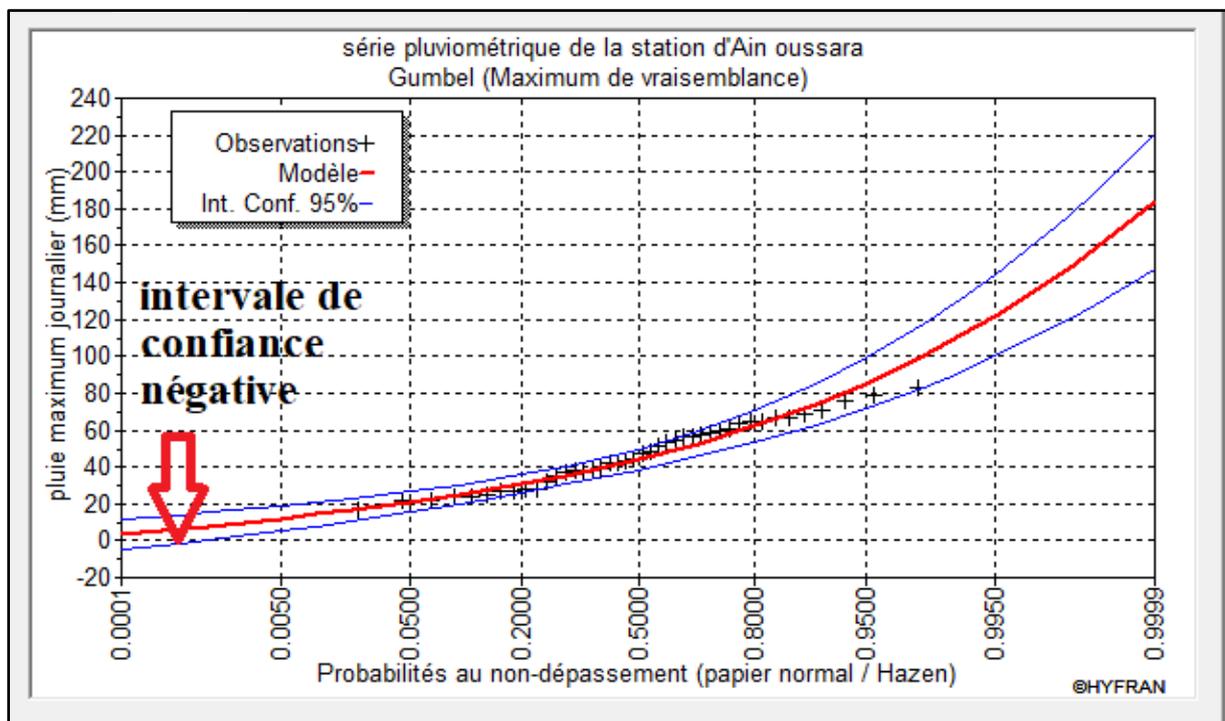


Figure (II-15) : les intervalles de confiances négatives

Chapitre II

Etude hydrologique

- L'ajustement graphique à la loi de Galton est meilleur ; et peut remarquer que les points sont très proches de la droite théorique, donc on doit passer par le test de khi-deux χ^2 pour plus de précision.

❖ Application du test khi-deux χ^2 :

Le but de l'application du test de Khi-deux de Pearson est de juger la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donné de taille N.

Pour connaître la fiabilité de ce test pour chaque ajustement, on doit d'abord utiliser le logiciel Hyfran pour obtenir la valeur de X^2 calculé, et à partir de table de Pearson on peut obtenir le X^2 théorique, et pour connaître que la loi est fiable, cette condition doit être vérifiée :

$$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$$

The screenshot shows the Hyfran software interface with the following content:

- Titre :** série pluviométrique de Ain oussara
- Hypothèses**
 - H0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale
 - H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale
- Résultats**

Résultat de la statistique :	$X^2 = 6.00$
p-value	$p = 0.3062$
Degrés de liberté :	5
Nombre de classes :	8
- Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Figure (II-16) : les résultats du test de khi-deux χ^2 de la loi de Galton (Hyfran)

Donc

$$X^2_{\text{calculé}} = 6, \quad \text{degré de liberté} = 5, \quad p = 0.3062$$

Utilisons ces valeurs dans la table de Pearson:

Chapitre II

Etude hydrologique

dl	.995	.990	.975	.950	.900	.750	.500	.250	.100	.050	.025	.010	.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.45	1.32	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	0.58	1.39	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	1.21	2.37	4.11	6.25	7.82	9.35	11.35	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	1.92	3.36	5.41	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	3.45	5.35	7.88	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.54	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.66	23.59
10	2.15	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.92	24.72	26.75
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.03	23.34	26.21	28.30
13	3.56	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.06	23.69	26.12	29.14	31.31
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.49	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.60	25.99	28.87	31.53	34.81	37.15
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.72	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.83	28.41	31.41	34.17	37.56	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.34	24.93	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.34	26.04	30.81	33.93	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.19	11.69	13.09	14.85	18.14	22.34	27.14	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.88	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.34	28.24	33.20	36.42	39.37	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.34	29.34	34.38	37.65	40.65	44.32	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.84	25.34	30.43	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.80	12.88	14.57	16.15	18.11	21.75	26.34	31.53	36.74	40.11	43.20	46.96	49.64
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.66	27.34	32.62	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99

Figure (II-17) : détermination de $X^2_{théorique}$ de Galton dans la table de Pearson

Source: real-statistics.com

$$X^2_{calculé} = 6 < X^2_{théorique} = 6.63$$

L'adéquation de la loi est bonne donc l'ajustement est bon.

❖ Sélection de la loi

Le test de khi-deux χ^2 nous a donné un résultat plus précis sur l'ajustement de la loi de Galton.

La loi de Galton a vérifié les deux tests (graphique, khi-deux χ^2), donc on opte pour cette loi.

V. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

❖ Pluies de courte durée :

Ce sont des pluies qui apportent sur une courte durée (d'une heure à une journée) une importante quantité d'eau. Cette quantité peut égaler celle reçue habituellement en un mois, voire en plusieurs mois.

Le passage des pluies maximales journalières aux pluies de courte durée se fait au

Chapitre II
Etude hydrologique

moyen de la formule de Montanari.

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.12})$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Blida, $b = 0.32$ pour la région d'étude.

❖ **Intensités de courte durée:**

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « $p\%$ », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{II.13})$$

Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau (II-6) : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5ans		10ans		20ans		50ans		100ans	
X_t	61.8 mm		74.1 mm		99.4 mm		116 mm		128 mm	
t (h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)								
0.1	10,69	106,98	12,82	128,27	14,90	149,05	17,6	176,57	19,73	197,35
0.2	13,35	66,77	16,01	80,06	18,60	93,03	22,04	110,21	24,63	123,17
0.25	14,34	57,3	17,19	68,79	19,98	79,93	23,6	94,69	26,45	105,83
0.5	17,90	35,81	21,46	42,93	24,94	49,89	29,55	59,10	33,02	66,05
0.75	20,38	27,18	24,44	32,59	28,40	37,86	33,64	44,86	37,60	50,14
1	22,35	22,35	26,80	26,80	31,14	31,14	36,89	36,89	41,23	41,23
2	27,90	13,95	33,45	16,72	38,87	19,43	46,05	23,02	51,4	25,73
3	31,76	10,58	38,09	12,69	44,26	14,75	52,43	17,47	58,60	19,53

Chapitre II
Etude hydrologique

4	34,83	8,70	41,76	10,44	48,52	12,13	57,48	14,37	64,25	16,06
5	37,41	7,48	44,85	8,97	52,12	10,42	61,74	12,34	69,00	13,80
6	39,65	6,60	47,55	7,92	55,25	9,20	65,45	10,90	73,15	12,19
7	41,66	5,95	49,95	7,13	58,04	8,29	68,76	9,82	76,85	10,97
8	43,48	5,43	52,13	6,51	60,57	7,57	71,76	8,97	80,20	10,02
9	45,15	5,01	54,13	6,01	62,90	6,98	74,52	8,28	83,29	9,25
10	46,70	4,67	55,99	5,59	65,06	6,50	77,07	7,70	86,14	8,61
11	48,14	4,37	57,72	5,24	67,07	6,09	79,46	7,22	88,81	8,07
12	49,50	4,12	59,35	4,94	68,97	5,74	81,70	6,80	91,3	7,61
13	50,79	3,90	60,8	4,68	70,76	5,443	83,82	6,44	93,69	7,20
14	52,00	3,71	62,36	4,45	72,45	5,17	85,84	6,13	95,93	6,85
15	53,17	3,54	63,75	4,25	74,07	4,93	87,75	5,85	98,08	6,53
16	54,27	3,39	65,08	4,06	75,62	4,72	89,58	5,59	100,12	6,25
17	55,34	3,25	66,35	3,90	77,10	4,53	91,34	5,37	102,08	6,00
18	56,36	3,13	67,58	3,75	78,52	4,36	93,02	5,16	103,97	5,77
19	57,34	3,01	68,76	3,61	79,89	4,20	94,65	4,98	105,78	5,56
20	58,29	2,91	69,90	3,49	81,22	4,06	96,21	4,81	107,53	5,37
21	59,21	2,81	71,00	3,38	82,49	3,92	97,73	4,65	109,23	5,20
22	60,10	2,73	72,06	3,27	83,735	3,80	99,19	4,50	110,86	5,03
23	60,96	2,65	73,09	3,17	84,93	3,69	100,6	4,37	112,45	4,88
24	61,8	2,57	74,1	3,08	86,1	3,5875	102	4,25	114	4,75

VI. Intensité moyenne maximale :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi exponentielle, on a:

$$i_{15\text{min}, 10\%} = 68.79 \text{ mm/h}$$

Pour convertir du (mm/h) en (L/s/ha) on se multiplie fois $\left(\frac{10000}{3600}\right)$

$$i_{15\text{min}, 10\%} = \frac{68.79 \times 10000}{3600} = 191 \text{ L/s/ha}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on' a utilisé les données de la station pluviométrique d'Ain oussara pour le calcule hydrologique de notre zone d'étude.

L'étude des pluies maximales journalières de la station nous a permis d'obtenir une intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15$ min et une période de retour $T = 10$ ans .

$$i_{15\text{min},10\%} = 191 \text{ L/s/ha}$$

CHAPITRE III :

Calcul de base

Introduction :

Notre but dans l'assainissement des agglomérations est d'assurer que notre réseau va supporter et évacuer sans problème tous les débits de notre population du robinet vers l'exutoire, pour cela on doit passer par le calcul de base qui consiste à :

- L'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, pour un calcul précis de débit d'eau usée.
- L'estimation du coefficient de ruissellement, pour un bon calcul des débits pluviaux.
- Le choix du schéma de collecte et d'évacuation des eaux, selon la morphologie de notre bassin.
- Le choix du système d'assainissement, prend en considération les avantages et les inconvénients de chaque système d'évacuation.
- Le découpage de l'aire d'étude en sous bassin, pour ne pas sous ou sur estimer le coefficient de ruissellement.

I. Situation démographique:

Un ingénieur doit faire la prédiction de l'évolution de l'agglomération durant la durée de vie de la structure projetée pour garantir que notre réseau va satisfaire les besoins de la population future, D'après le (RGPH 2020) la population actuelle de la ville d'Adjlana est de 9702 démographique à l'aide de l'équation des intérêts composés:

$$P_N = P_0 (1 + T)^n$$

Avec :

- P_N : Population future à l'horizon 2050 (hab).
- P_0 : Population de l'année de référence 2020(hab).
- T : Taux d'accroissement (selon APC ksar El Boukhari) : $T=2.37\%$.
- n : L'écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon.
- N :L'horizon 2050

Donc :

$$P_{2050} = 9702 \left(1 + \frac{2.37}{100}\right)^{30} = \mathbf{19590 \text{ habitants}}$$

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

Cette opération doit être effectuée afin de minimiser les erreurs de calcul de coefficient de ruissèlement, et les surfaces découpées doivent être de nature homogène.

Pour le découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- La nature du sol.
 - La densité des habitants.
 - Les courbes de niveau, les pentes et les contre pentes.
 - Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
 - Les routes et les voiries.
 - Le réseau existant.
- Concernant ce projet, on va découper le site en **11 sous-bassins**.



Figure (III-1) : le découpage de la zone d'étude

III. Système d'évacuation des eaux :

C'est l'ensemble des ouvrages qui permettent d'assurer l'évacuation des effluents d'une agglomération à partir des édifices jusqu'à l'évacuation (oued – station d'épuration).

III.1. Les différents systèmes d'assainissement :

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles, pluviales, peut se faire au moyen de trois systèmes principaux, on peut citer les suivants:

- **Le système unitaire :**

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite, ce système est intéressant par sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

Dans le cas où la population est relativement dense, le système unitaire est recommandé.

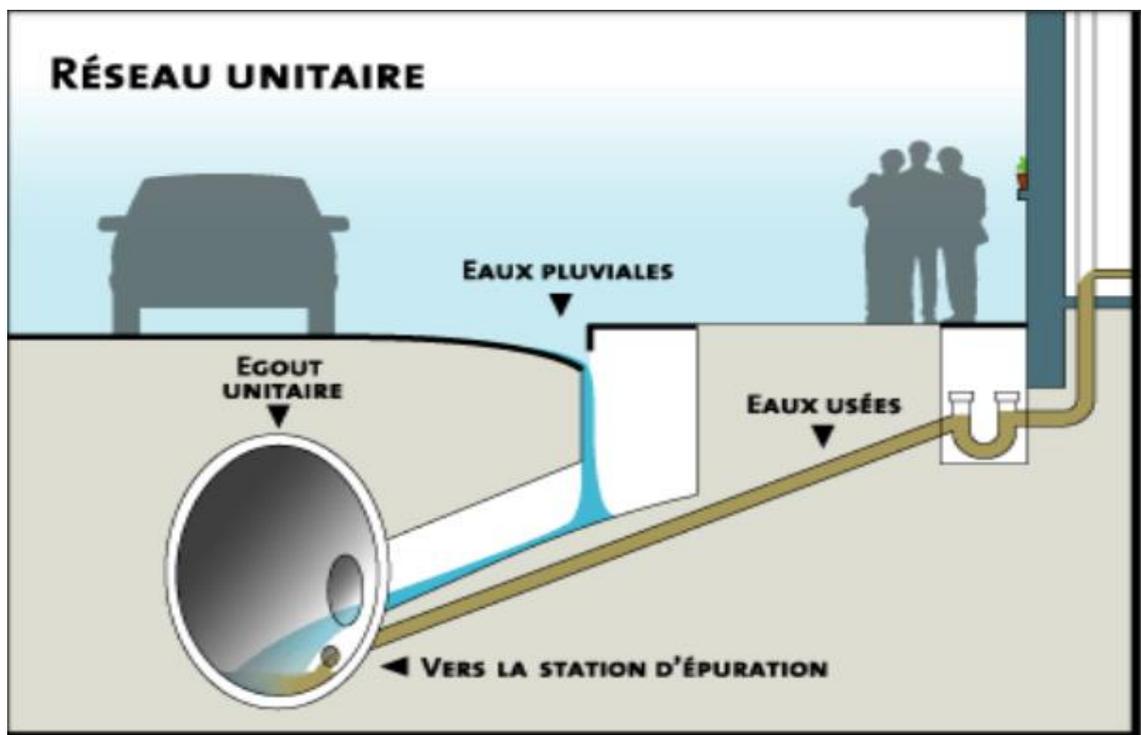


Figure (III-2) : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source: www.agirmaskinonge.com

Dans le tableau suivant on a résumé les avantages et inconvénients du système unitaire et les contraintes d'exploitation :

Chapitre III

Calcul de base

Tableau (III-1) : Avantages et inconvénients du système unitaire

Système	Domaine d'utilisation	Avantage	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - réduit du sous-sol. - à priori économique. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable. - la dilution des eaux usées est variable. - apport de sable important à la station d'épuration. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange « eaux usées eaux pluviales » au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

- **Le système séparatif :**

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- Les eaux de ruissellement rejoignent le réseau pluvial, il suit la ligne de plus grandes pentes. Il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes.
- Le réseau sanitaire ne prend en charge que les eaux usées, jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement.

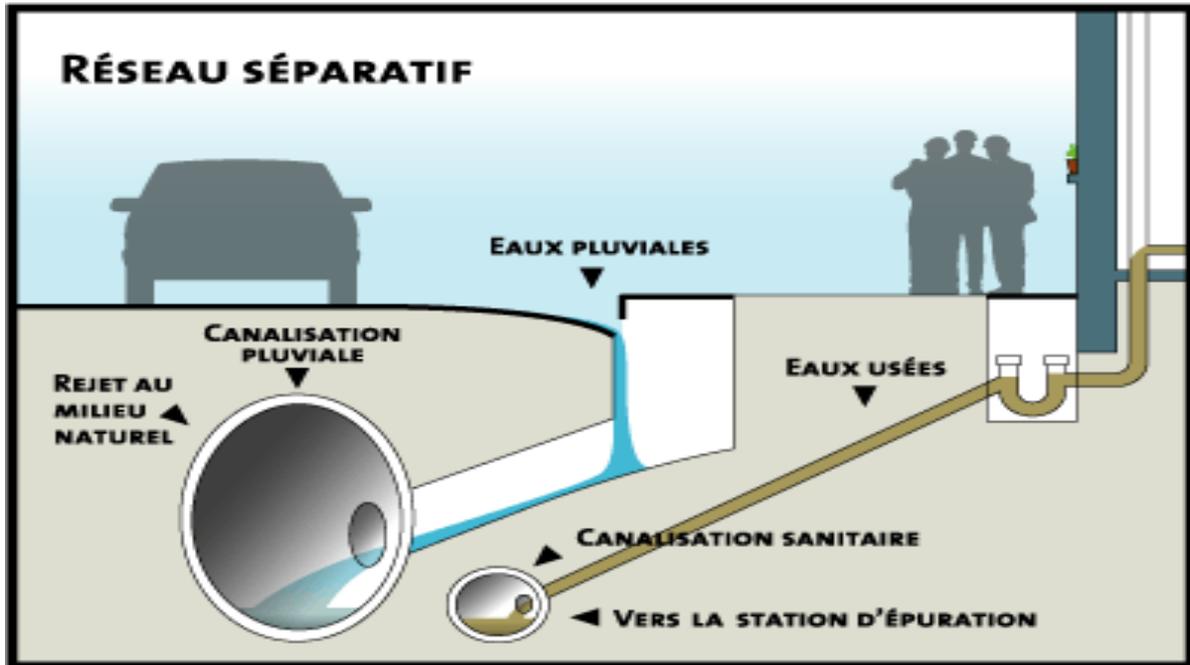


Figure (III-3) : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source: www.agirmaskinonge.com

Tableau (III-2) : Avantages et inconvénients du système séparatif

Système	Domaine d'utilisation	Avantage	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyen agglomérations. - extensions des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs. - exploitation plus facile de la STEP. - meilleur naturel préservé. 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - cout d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue du branchement - entretien d'un linéaire important de collecteurs. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement... etc)

• **Le système pseudo séparatif :**

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

Chapitre III

Calcul de base

- Un réseau pluvial existe transitées surfaces de voiries qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs.
- Mais une grande partie des eaux de ruissellement provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'eau usée à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques rejoint le réseau sanitaire (eaux usées).

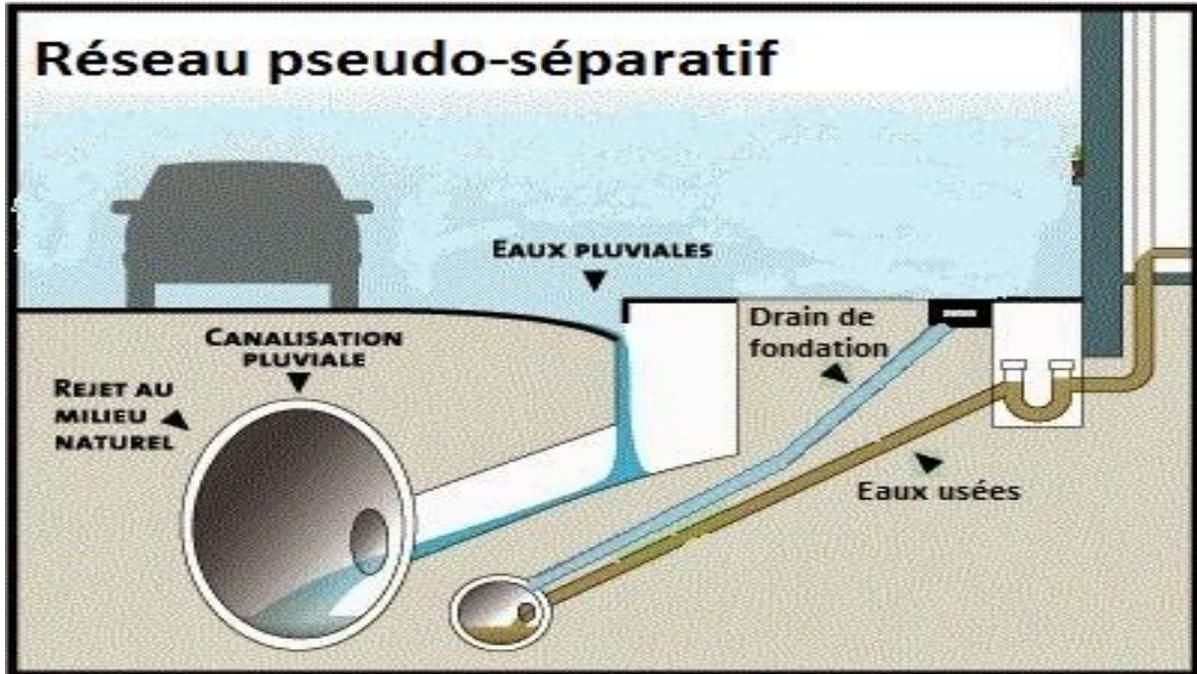


Figure (III-4) : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source: www.agirmaskinonge.com

Tableau (III-3) : Avantages et inconvénients du système séparatif

Système	Domaine d'utilisation	Avantage	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Pseudo-séparatif	- présence d'un milieu récepteur proche.	- Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension.	- Le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité.	- L'entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.

Chapitre III

Calcul de base

--	--	--	--	--

Il existe d'autres systèmes comme :

- Le système autonome
- Le système non gravitaire
- **Système mixte :**

L'assainissement mixte est un type d'assainissement collectif. C'est un réseau où, sur le même espace, se trouvent des foyers desservis par un réseau unitaire (tout à l'égout : les eaux pluviales et les eaux domestiques sont mélangées) et d'autres desservis par un réseau séparatif (les eaux pluviales et les eaux domestiques sont collectées séparément).

- **Le système autonome**

La collecte consiste à diriger les eaux usées produites dans l'habitation vers le système de prétraitement. L'élément de base du prétraitement est la fosse septique, dont le rôle est de retenir les matières solides et les déchets flottants. En parallèle, il existe ce qu'on appelle les micro stations d'épuration, qui fonctionnent sur le même principe que les stations d'épuration urbaines en effectuant un traitement complet des eaux usées.



Figure (III-5) : schéma représentatif d'un micro stations d'épuration

Source : www.devistravaux.org

III.2. Le choix du système d'assainissement :

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

Tableau (III-4) : Les critères de choix d'un système d'assainissement

Les critères	L'explication
La surface de terrain disponible pour l'installation	certaines installations sont beaucoup plus encombrantes, tandis que d'autres sont plus compactes.
L'aspect technique et Les conditions locales	la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, la répartition des masses d'habitations, etc...).
Prendre en considération toutes les contraintes technico-économique	Penser au coût de l'installation et de son entretien futur.
Les contraintes relatives au terrain	Vérifier la présence de puits et d'arbres dans les environs.

Concernant les contraintes relatives au terrain, il est à noter qu'une certaine distance doit être respectée entre le système d'assainissement et les éléments se trouvant autour. En voici les détails :

- Distance par rapport à un captage d'eau potable : **35 m**
- Distance par rapport à un puits (peu importe la profondeur) : **35 m**

- Distance par rapport aux limites des propriétés voisines : **3 m**
- Distance par rapport aux arbres et arbustes : **3 m**
- Distance par rapport à l'habitation : **5 m**

❖ **Conclusion**

D'après les critères au-dessus, on va adopter le **système unitaire** pour notre projet.

IV. Schéma d'évacuation des eaux :

Un schéma d'évacuation représente la configuration géométrique du système en fonction de la topographie et la structure d'agglomération par rapport au site de la STEP et l'exutoire.

IV.1. Les différents schémas d'assainissement :

On distingue cinq (05) schémas différents :

IV.1.1. Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de Collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration. Il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire.

Dans ce schéma les longueurs et les diamètres des collecteurs sont petits (économique), mais il y'a plus de chance d'avoir la pollution de l'environnement.

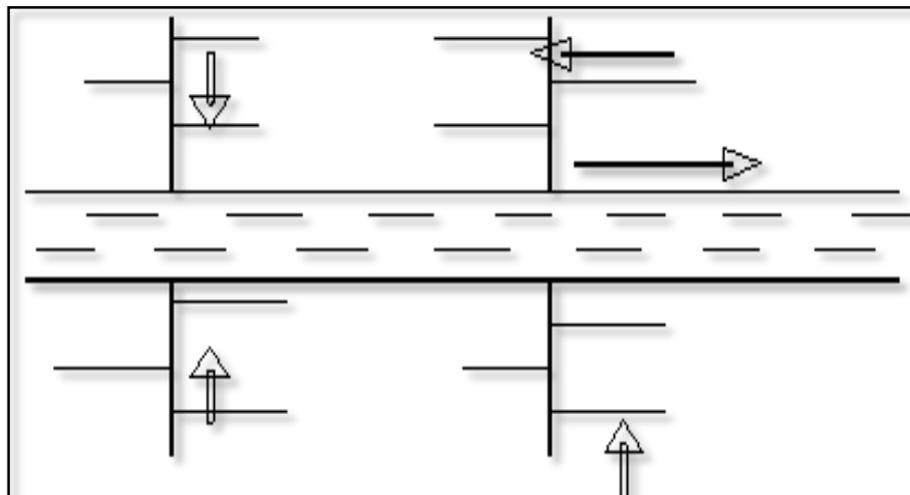


Figure (III-6) : Schéma perpendiculaire

IV.1.2. Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple à d'autre schéma, il permet de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Ce tracé est intéressant lorsque une épuration est nécessaire, on a tout intérêt de transporter les eaux vers une station unique.

Ce schéma présente une préservation du milieu naturel contre la pollution dans le cas où une épuration est envisagée et protection de la nappe phréatique contre la contamination, mais le coût est élevé pour la réalisation de l'intercepteur.

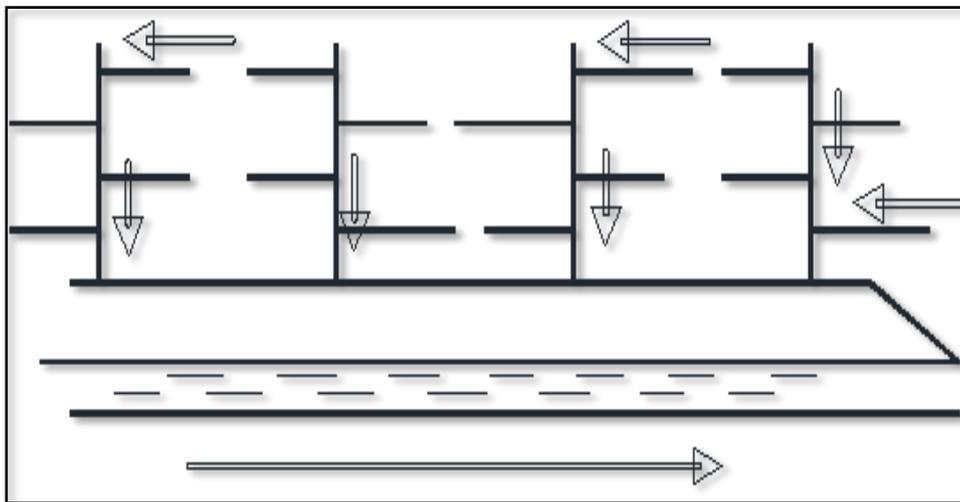


Figure (III-7) : Schéma par déplacement latéral

IV.1.3. Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est forte.

Généralement ce schéma est utilisé pour diminuer la pente du notre collecteur lorsqu'elle est supérieure à 5% afin d'éviter l'érosion des parois intérieures.

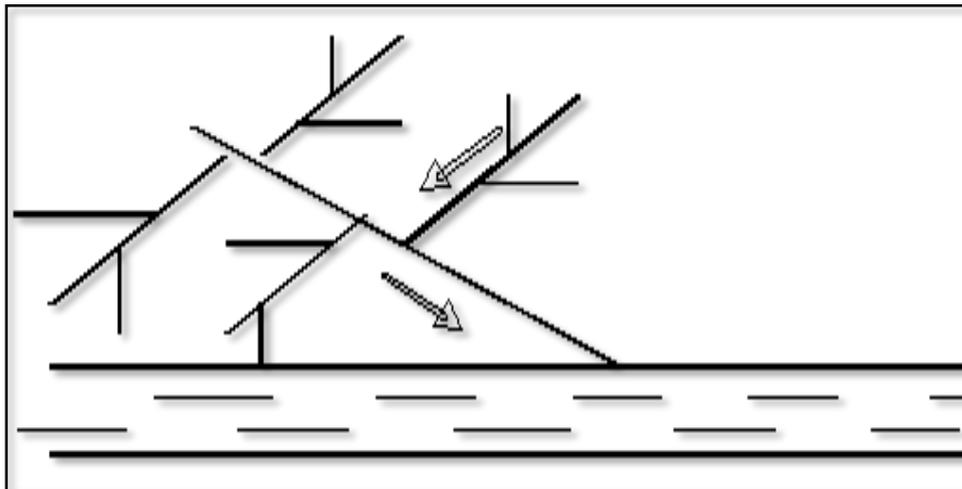


Figure (III-8) : Schéma à collecteur transversal ou oblique

IV.1.4. Schéma par zones étagées :

On l'utilise lorsqu'on veut éviter le réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible.

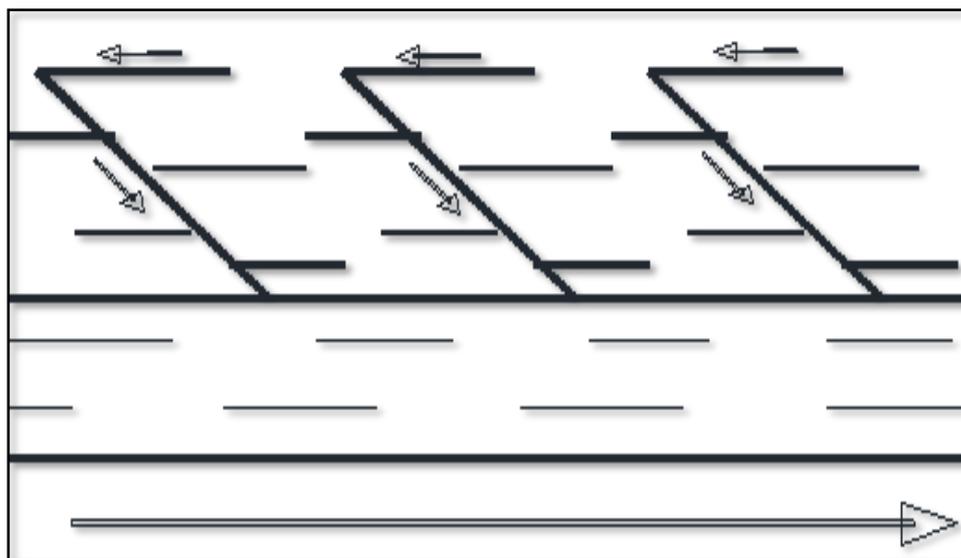


Figure (III-9) : Schéma par zones étagées

IV.1.5. Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration. Ce schéma a un grand défaut c'est que le point de rejet existe au milieu de l'agglomération ce qui est générer des mauvaises odeurs.

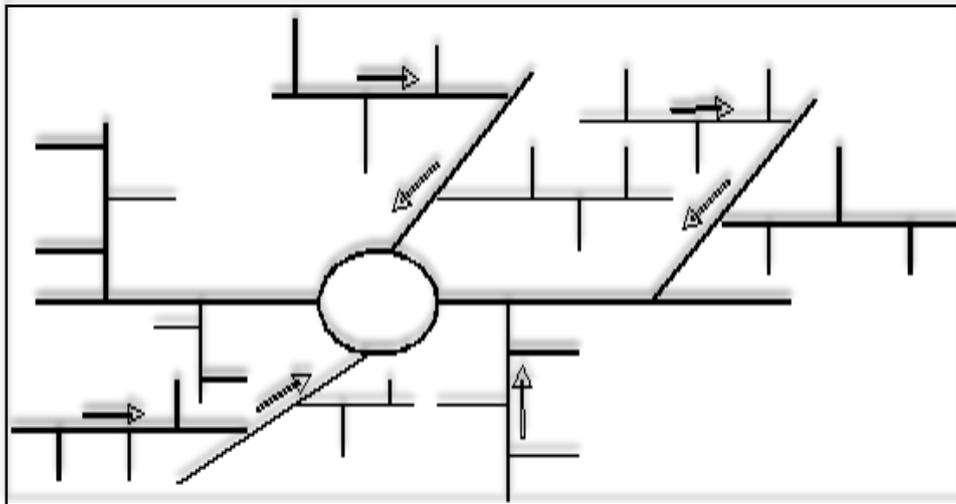


Figure III-10 : Schéma radial

IV.2. Choix du schéma d'évacuation :

Tableau (III-5) : Les critères de choix d'un schéma d'évacuation

Les critères	L'explication
Les conditions techniques et locales du lieu	système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
Les conditions d'environnement	nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
Les conditions économiques	le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

❖ Conclusion

D'après les critères au-dessus, on va adopter le **schéma par déplacement latérale** pour notre projet.

V. Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » est défini comme étant le rapport entre le volume

Chapitre III

Calcul de base

d'eau pluviale ruisselé « V_r » et le volume total tomber dans le bassin versant « V » considéré suivant la formule suivante :

$$C_r = \frac{V_r}{V} \quad \text{(III-1)}$$

Il a un rôle important dans l'évaluation des débits de pointe pluviales qui servent au dimensionnement du réseau, pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possibles, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature de la surface du terrain.
- La pente moyenne de la surface de ce terrain en direction de la décharge.
- L'intensité de la pluie.
- Le pourcentage de rétention de l'eau dans les affaissements du terrain.

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

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs:

❖ Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau (III-6) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Source: www.o2d-environnement.com

❖ Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol :

Chapitre III

Calcul de base

Tableau (III-7) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

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

Source: www. Lycee-cherioux.fr

❖ **Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface :**

Tableau (III-8) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	C_r
Toiture	0.9 – 0.95
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source: Water Environment Federation

❖ **Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :**

Tableau (III-9) : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
--	-------

Chapitre III

Calcul de base

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	0.80 – 0.90

Source: www.o2d-environnement.com

V.1. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

V.1.1. Coefficient de ruissellement pondéré:

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 :

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

Avec :

- Ai : surface du sous bassin (ha).
- A : surface totale en (ha).
- Cri : coefficient de ruissellement partielle.
- Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.
- i : numéro de sous bassin (i=1.....11).

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Chapitre III

Calcul de base

Tableau (III-10) : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A(ha)	C _r
01	2.85	0,86
02	1.3	0,80
03	6.95	0,71
04	2.97	0,73
05	12.92	0,73
06	8.21	0,70
07	10.54	0.71
08	6.21	0,71
09	11.27	0.65
10	5.10	0,79
11	3.4	0.7
Somme :	71.72	-

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

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

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

On a la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rpt} * A} \quad \text{(III-3)}$$

Avec :

- D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha).
- C_{rpt} : coefficient de ruissellement total pondéré.
- C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.
- A : surface totale (71.72 ha).
- P_t : nombre total d'habitants (19590 hab.) à l'horizon 2050.

Le coefficient de ruissellement pondéré totale pour notre zone :

$$C_{rpt} = \frac{2.45 + 1.04 + 0.71 + 0.73 + 0.73 + 0.7 + 0.71 + 0.71 + 0.65 + 0.79 + 0.7}{71.72}$$

$$C_{rpt} = 0.71$$

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad \text{(III-4)}$$

Avec :

Chapitre III

Calcul de base

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

Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement et nombre d'habitants de chaque sous bassins sont portés dans le tableau suivant :

Tableau (III-11) : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A(ha)	C_r	D_i (hab/ha)	Nombre d'habitant(hab)
01	2.85	0.86	320	912
02	1.3	0.80	300	390
03	6.95	0.71	270	1877
04	2.97	0.73	281	835
05	12.92	0.73	281	3631
06	8.21	0.70	269	2208
07	10.54	0.71	270	2846
08	6.21	0.71	270	1676
09	11.27	0.65	250	2817
10	5.10	0.79	291	1484
11	3.4	0.70	269	914
Somme:	71.72	/	/	19590

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé les paramètres de base pour notre zone d'étude pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de bien dimensionner nos collecteurs.

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- On a un nombre de population de **19590 habitants** à un horizon de **30ans (2050)**, répartis sur **11 sous bassin**.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone d'étude est **le système unitaire** avec un **schéma par déplacement latérale**.

CHAPITRE IV :

**Estimation des
débits à évacuer**

Introduction:

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origines diverses. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, une évaluation des débits des eaux usées et pluviales est indispensable avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et les types des rejets provenant des habitations et lieux d'activités.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

I.1.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de vaisselle, de lavage, de bains) .
- Les eaux vannes (les eaux provenant des sanitaires).

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.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

I.1.2 Les eaux usées des services publics :

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

I.1.3. Les eaux usées industrielles :

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

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

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

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

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques, sinon elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

I.1.4. Les eaux parasites :

L'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs à travers les joints mal confectionnés, et les fissurations dans les collecteurs et peuvent causer :

- Surcharge des postes de relèvement avec augmentation des durées de pompage et donc des consommations d'énergie, usure mécanique des équipements.

- Surcharge hydraulique pouvant provoquer le dépassement de la capacité de la station d'épuration et des rejets non traités au milieu naturel.



figure (IV-1) : Les eaux parasites

Source: www.orne-aval.fr

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

Dans notre étude on va prendre la valeur la plus défavorable (0,15 L/s/ha).

I.2. Les eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont les eaux de ruissellement qui doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter les risques d'inondations et leurs conséquences sur le réseau et la population.

Le débit des eaux pluviale est souvent très grand par rapport le débit des eaux usés, c'est pour cela que le choix des débits des eaux pluviales est très important lors du dimensionnement du réseau, vu qu'il influe directement sur le diamètre des conduites et sur les ouvrages à prévoir.

II. Evaluation des débits d'eaux usées:

L'évaluation de la quantité d'eaux usées journalière à évacuer s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant, l'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type d'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

II.1. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques et des E.P:

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation en eau potable, et nous considérons que 80% de l'eau consommée est rejetée dans le réseau d'évacuation.

II.1.1. Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad \text{(IV.3)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier des eaux usées (L/s).
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 200 L/hab/j.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.1.2. 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. Ce dernier est donné par la formule suivante :

Chapitre IV
Estimation des débits à évacuer

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

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si : } Q_{moy,j} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.5)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{moy,j} < 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.6)$$

Les débits des eaux usées des équipements à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-2): Débits des eaux usées des équipement publiques pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité de mesure	N_u	Dotation ^{éq} (L/j/unité)	$Q_{moy,j}^{éq}$ (L/s)	K_p	$Q_p^{éq}$ (L/s)	$Q_p^{éq}$ (m ³ /s)	$Q_p^{éq}$ total (m ³ /s)
2	Ecole primaire	Élève	293	20	0.055	3	0.163	0.000163	0.000163
4	Mosquée	Fidel	254	30	0.071	3	0.212	0.000212	0.000271
	Centre de soins	Malade	50	15	0.006	3	0.021	0.000020	
	Salle de sport	Personne	40	35	0.013	3	0.039	0.000039	
5	Ecole primaire	Élève	300	20	0.056	3	0.166	0.000167	0.000829
	Marché	m ²	4727	5	0.218	3	0.657	0.000657	
	Subdivision d'APC	Employé	10	15	0.002	3	0.005	0.000005	
7	Mosquée	Fidel	500	30	0.139	3	0.417	0.000417	0.000454
	Salle des jeunes	Personne	40	15	0.006	3	0.017	0.000017	
	Bibliothèque	Lecteur	50	15	0.006	3	0.020	0.000020	
09	polyclinique	malade	50	15	0.006	3	0.020	0.000021	0.000021
10	protection civile	Agent	40	200	0.075	3	0.222	0.000222	0.000222

Chapitre IV
Estimation des débits à évacuer

II.2. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées.

N° SB	A (ha)	$Q_{moy,j}^{dom}$ (L/s)	K_p	Q_p^{dom} (L/s)	$Q_p^{éq}$ (L/s)	Q_t^{EU} (L/s)	Q_t^{EU} (m ³ /s)
01	2.85	1.688	3	5.07	-	5.07	0.00507
02	1.3	0.722	3	2.17	0.163	2.333	0.00233
03	6.95	3.475	2.84	9.87	-	9.87	0.00987
04	2.97	1.546	3	4.64	0.271	4.911	0.00491
05	12.92	6.724	2.46	19.1	0.821	19.921	0.01992
06	8.21	4.088	2.73	11.16	-	11.16	0.01116
07	10.54	5.270	2.58	13.6	0.454	14.054	0.01405
08	6.21	3.103	2.91	9.03	-	9.03	0.00903
09	11.27	5.216	2.59	19.50	0.020	19.52	0.01952
10	5.10	2.748	3	8.24	0.222	8.462	0.00846
11	3.4	1.692	3	5.07	-	5.07	0.00507

Tableau (IV-2): débits totaux des eaux usées à évacuer pour chaque sous bassin

III. Estimation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation).

Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle

III.1. La méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « C_r ».

Cependant, on tient compte que l'intensité en réalité n'est pas uniforme. Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{(IV.5)}$$

Avec :

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

III.1.1 Validité De La Méthode Rationnelle :

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

III.1.2. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « C_r » du bassin-versant est constant.
- La méthode rationnelle suppose que les surface à drainer ont des surfaces remarquables.
- L'intensité de pluie est supposée constante est homogène.

III.1.3. Temps de concentration :

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

➤ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

III.1.4. Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- On suppose généralement que le coefficient de ruissellement « Cr » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.
- La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.
- Cette méthode sous-estime les débits de pointes observés, probablement parce qu'on sous-estime le coefficient de ruissellement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sans végétation.

III.2. La méthode superficielle :

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de

$$Q_p = K_u^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I_u^{\frac{v}{u}} \times A_u^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.8})$$

pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

Chapitre IV

Estimation des débits à évacuer

Avec :

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

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (IV.9)$$

$$u = 1 - b \times f \quad (IV.10)$$

$$v = c \times b \quad (IV.11)$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (IV.12)$$

III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

❖ Paramètres liés à la pluviométrie :

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

$$\varepsilon = 0.5 \quad \text{pour } S < 100 \text{ ha.}$$

$$\varepsilon = 0.03 \quad \text{la valeur la plus adoptée.}$$

❖ Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :

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

Chapitre IV
Estimation des débits à évacuer

❖ **Paramètres concernant le bassin versant :**

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

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (\text{IV.13})$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

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

Remarque :

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$. Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (\text{IV.7})$$

❖ **Temps de concentration :**

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

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

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

III.2.2. Validité de la méthode superficielle :

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

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

III.2.3. Pente moyenne :

Cette hypothèse étant passée, pour un bassin versant urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » constitué des tronçons successifs « Li » et de pente sensiblement constante « Ij », l'expression de la pente moyenne exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement explicite sous la forme :

$$I_{eq} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n Li}{\sum_{i=1}^n \sqrt{Li}} \right)^2 \quad (IV.17)$$

III.2.4. Groupement des bassins en série ou en parallèle :

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est différent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement, des bassins seront dits en série lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin équivalent. Le tableau suivant fourni le mode d'assemblage à utiliser :

Tableau (IV-3) : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}})} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,\text{max}})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c,\text{max}})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

III.2.5. Critique de la méthode superficielle :

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

III.3. Choix de la méthode :

Pour l'évaluation des débits des eaux pluviales on opte pour la méthode rationnelle. C'est vrai qu'on a quelques sous bassins un peu plus grand que 10 ha mais les pentes de notre sous bassins elles ne sont pas fortes, donc pratiquement la méthode rationnelle est fiable.

III.4. Calcul des débits pluviaux :

III.4.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

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

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \tag{IV.8}$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \tag{IV.19}$$

Avec :

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

Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant

Tableau (IV-4) : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer de chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	C _r	α	I (L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m3/s)
01	2.85	0.86	0.95	191	444.734	0.44473
02	1.3	0.80	0.95	191	188.708	0.18871
03	6.95	0.71	0.94	191	885.94	0.88594
04	2.97	0.73	0.94	191	389.261	0.38926

Chapitre IV

Estimation des débits à évacuer

05	12.92	0.73	0.92	191	1657.32	1.65732
06	8.21	0.70	0.96	191	1053.77	1.05377
07	10.54	0.71	0.95	191	1357.86	1.35786
08	6.21	0.71	0.94	191	791.61	0.79161
09	11.27	0.65	0.93	191	1301.23	1.30123
10	5.10	0.79	0.95	191	731.062	0.73106
11	3.4	0.70	0.93	191	422.759	0.42276

III.5. Les débits totaux de chaque sous bassin :

Les résultats de calcul des débits totaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau (IV-5) : Débits totaux de chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Q_t^{EU} (L/s)	Q^{EP} (L/s)	Q_{parasite} (L/s)	Q_{totale} (L/s)	Q_{totale} (m³/s)
01	2.85	5.07	444.734	0.4275	450.231	0.450
02	1.3	2.333	188.708	0.195	191.236	0.191
03	6.95	9.87	885.94	1.0425	896.852	0.896
04	2.97	4.911	389.261	0.4455	394.617	0.394
05	12.92	19.921	1657.32	1.938	1679.179	1.679
06	8.21	11.16	1053.77	1.2315	1066.161	1.066
07	10.54	14.054	1357.86	1.581	1373.495	1.373
08	6.21	9.03	791.61	0.9315	801.5715	0.801
09	11.27	19.52	1301.23	1.6905	1322.440	1.322
10	5.10	8.462	731.062	0.765	740.289	0.740
11	3.4	5.07	422.759	0.51	428.339	0.428

Conclusion:

Dans ce chapitre, on a évalué les quantités des eaux à évacuer (des eaux usées et des eaux pluviaux), et notre zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle qui rejettent leurs eaux dans le réseau urbain.

On peut remarquer facilement que les eaux pluviales représentent la fraction la plus grande dans notre débit.

On peut remarquer aussi que le sous bassin 5 a le débit le plus grand due à son Cr élevé et sa grande population.

Cette évaluation a une grande importance car elle va influencer directement dans le dimensionnement du notre système d'évacuation.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau des sous bassins de la ville d'Adjlana, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les collecteurs de notre réseau, tout en respectant les normes d'écoulement et le choix du tracé le plus efficace et le plus économique.

I. Principe de conception d'un système d'assainissement :

I.1. Conditions d'implantation des réseaux :

- L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations des profondeurs doivent permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements.
- L'implantation des réseaux et ouvrages d'assainissement doit se faire sous la voirie, de préférence à l'axe.
- L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes Permettant l'auto curage.

I.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

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

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

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

I.3 Hypothèse de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} » malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

II. Mode de dimensionnement des canalisations :

II.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (V.1)$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).
- S_m : section mouillée (m^2).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

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

Avec :

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.3})$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.5})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.6})$$

❖ Procédé de calcul avec les formules:

- 1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- 2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$$D_{\text{cal}} \text{ (m)} \quad ; \quad Q \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

- 3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».
- 4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_n/4$; on a :

$$v_{ps} = K \times \left(\frac{D_N}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$$v_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = v_{ps} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$$Q_{ps} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad v_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)}$$

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{V.10})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95,24 \cdot r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad (\text{V.12})$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad (\text{V.13})$$

❖ **Procédé de calcul (à l'aide des abaques):**

1- A l'aide de l'**abaque (1) Annexe (2)** :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « D_N », la vitesse à pleine section « v_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} » d'où on peut déterminer le rapport des débits « r_Q » en utilisant la relation **(V.10)**.

2- D'après l'**abaque (2) Annexe (2)** :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut tirer le rapport des vitesses « r_v » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations **(V.11)** et **(V.13)**.

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

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

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

III. Résultats du dimensionnement :

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont dans l'**Annexe 1**.

Conclusion:

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié le côté hydraulique et le dimensionnement du réseau d'évacuation, on a choisi un tracé pour l'agglomération de tel sort qu'il vérifie les condition d'implantation et on a dimensionné l'ensemble des canalisations respectant tous les critères de l'écoulement à surface libre et les critères économiques. La vitesse d'écoulement qui attendre le maximum 5 m/s. Pour ce qui est des vitesses d'auto curage, elles sont largement vérifiées.

CHAPITRE VI :

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction:

Afin d'accomplir au mieux les objectifs d'un réseau d'assainissement, il a besoin des éléments constructifs qui doivent assurer la bonne performance pour notre réseau.

Ces éléments constructifs se subdivisent en deux ouvrages :

- Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier Jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

I. Les ouvrages principaux:

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents (Les tuyaux cylindriques, Les tuyaux ovoïdes et Les ouvrages visitables) vers le point de rejet ou la station d'épuration, ils comprennent les conduites et les joints.

I.1. Canalisation :

Elles se présentent sous plusieurs formes :

- Cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre.
- Ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

I.2. Type de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

I.2.1. Conduite en fonte :

La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité. Elles sont utilisées généralement au niveau des raffineries de pétrole pour évacuer les eaux usées industrielles.

I.2.2. Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

❖ Joints :

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

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

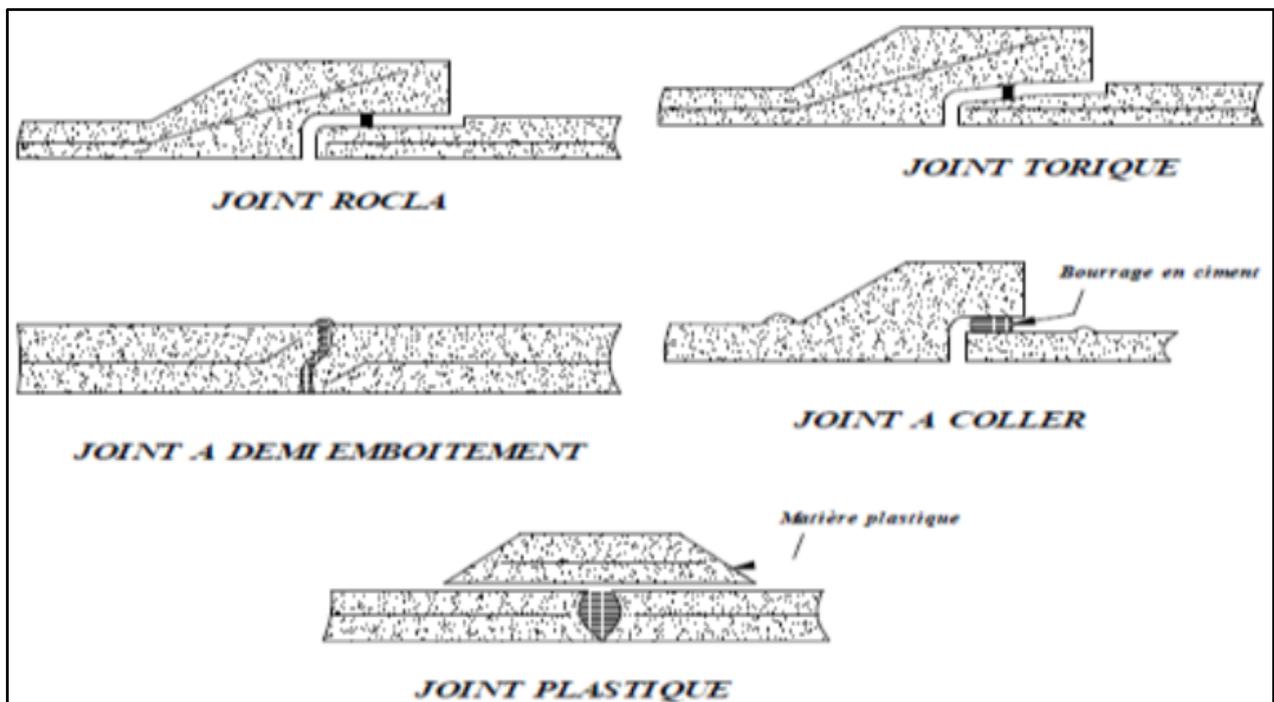


Figure (VI-1) : Joints sur tuyaux en béton

I.2.3. Conduite en amiante ciment :

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et Les longueurs utiles varient de 0.5 à 5 m.

❖ Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboîtement. On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

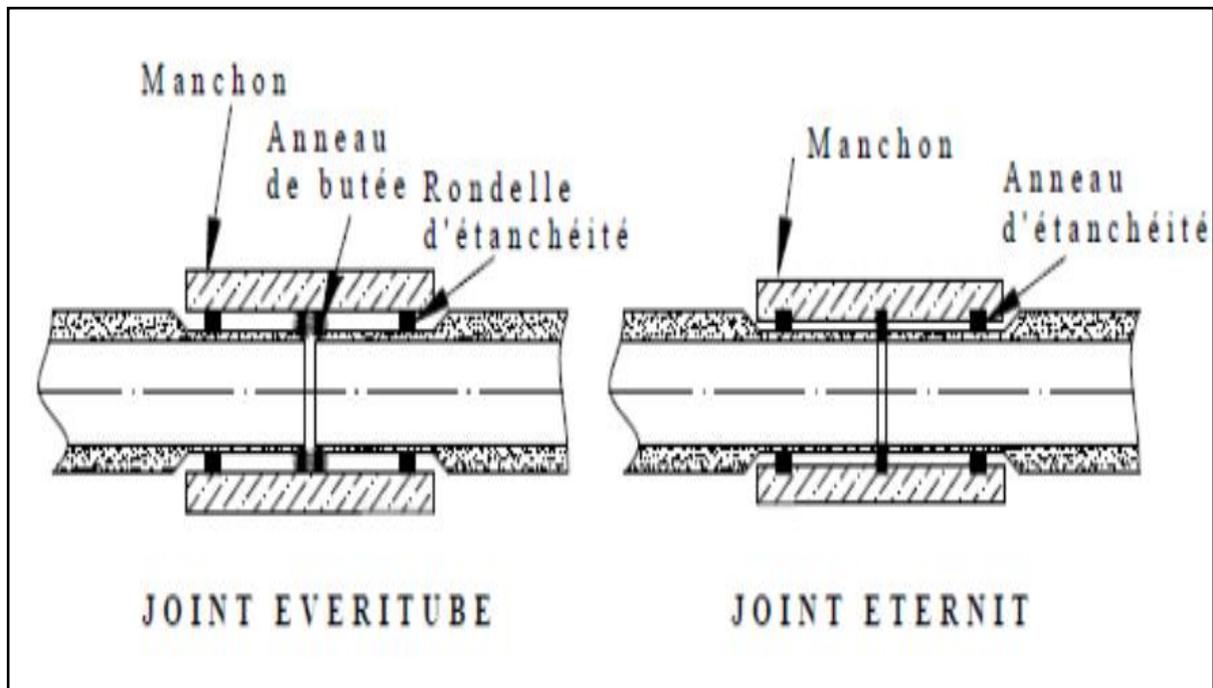


Figure (VI-2): Joints sur tuyaux en amiante ciment

I.2.4. Conduite en grés :

Les conduites en grés sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance aux agressions chimiques ou climatiques. Cette résistance est obtenue grâce à une cuisson à une température supérieure à 1200 °C. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1.0m, 1.5m et 2.0m.

❖ Joints :

- L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :
- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

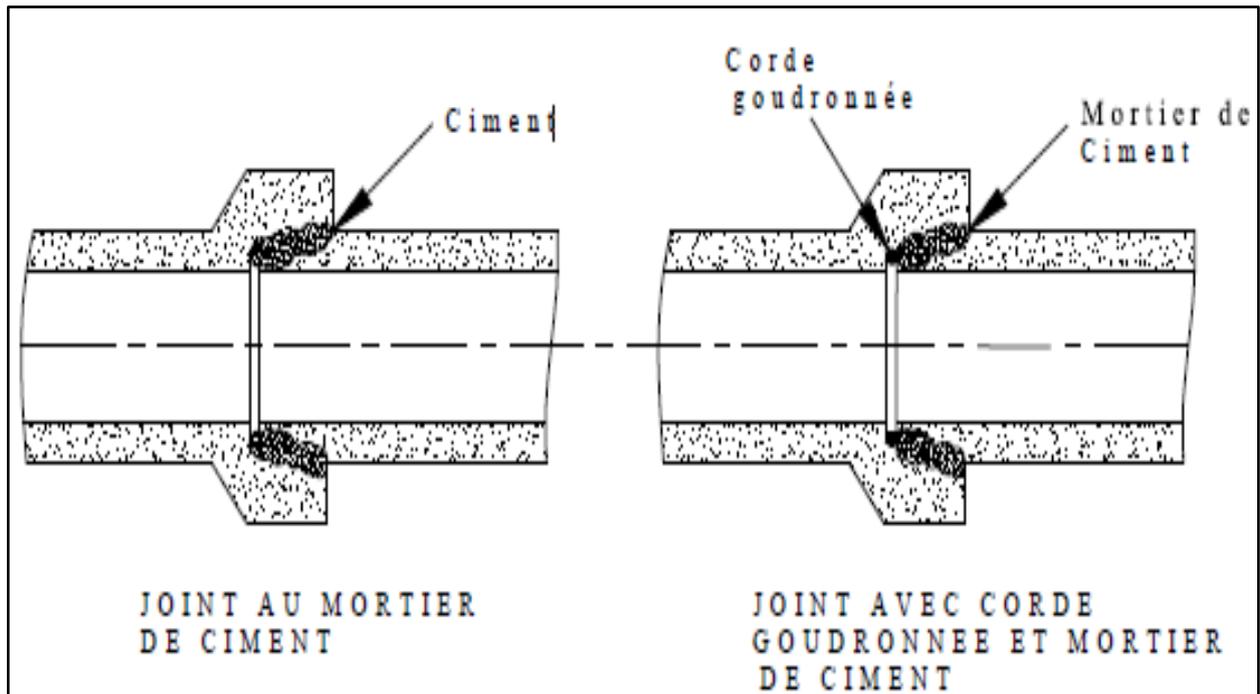


Figure (VI-3) : Joints sur tuyau en grès

I.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :

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

❖ Joints :

Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

I.3. Choix du type de canalisation :

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

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

➔ Pour notre projet, on va utiliser des conduites en pvc pour des diamètres inférieur à 800mm et des conduites en béton pour des diamètres supérieurs ou égale à 800mm.

I.4. Les essais de conduites préfabriqués :

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, de nombreux essais s'imposent notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

I.4.1. Essai à l'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.



Figure (VI-4) : L'essai à l'écrasement sur les conduites en béton

Source: www.prefamaroc.ma

I.4.2. Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- A l'**usine** : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur **chantier** : Un des trois essais peut être envisagé : l'essai à l'eau, l'essai à la fumée, l'essai à l'air sous pression



Figure (VI-5) : L'essai d'étanchéité à l'air sous pression

Source: www.prefamaroc.ma

I.4.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies. Le développement de bactéries, qui amorcent la formation d'acide sulfurique, entraîne une baisse du pH superficiel du béton suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Celle-ci permet le développement rapide de bactéries acidophiles et s'accompagnent de la progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique ...).

Après un lavage à l'eau douce et un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

I.5. Différentes actions supportées par la conduite :

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

I.5.1. Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations.

I.5.2. Actions chimiques :

Nous nous intéressons surtout aux réactions à l'intérieur de la conduite, Une baisse du pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et nuisible pour les conduites.

I.5.3. Action statique :

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

I.6. Protection des conduites :

I.6.1. Protection contre les effets érosifs du sable :

Le sable et les gravillons dus aux eaux pluviales arrivés par les voiries et autres à travers les bouches d'égout, pour éviter qu'ils ne soient véhiculés le long des conduites il faut prévoir des décanteurs (dessableur) à la tête du réseau ou au niveau des bouches d'égout.

I.6.2. Protection contre les effets corrosifs de l' H_2S :

Pour protéger les conduites et éviter la formation de l' H_2S dans les conduites, il y a deux types de remèdes : remèdes chimiques et remèdes hydrauliques.

- **Remède hydraulique :**

- Rinçage périodique des conduites gravitaires et l'élimination régulière des dépôts.
- Assurer une bonne aération pour réduire la teneur en H₂S.

- **Remède chimique :**

- Addition des réactifs chimique.
- L'oxygène liquide.
- Peroxyde d'hydrogène.

I.7. La pose de canalisation:

I.7.1. Les conditions de pose :

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 70 cm au départ.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

I.7.2. Les étapes de pose et les types de sol utilisé :

1. La canalisation doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.
2. On met des buttés du tout -venant bien tasser dans les extrémités de chaque tronçon avec une largeur de 30 cm et une hauteur égale $\frac{1}{2}$ le diamètre de la conduite +10cm.
3. Après en met une couche de terre jusqu'à 15 à 20 cm au-dessus de la génératrice supérieur de la canalisation. Et on met le grillage avertisseur au-dessus.
4. Et on continue avec la terre du terrain jusqu'à la fin.

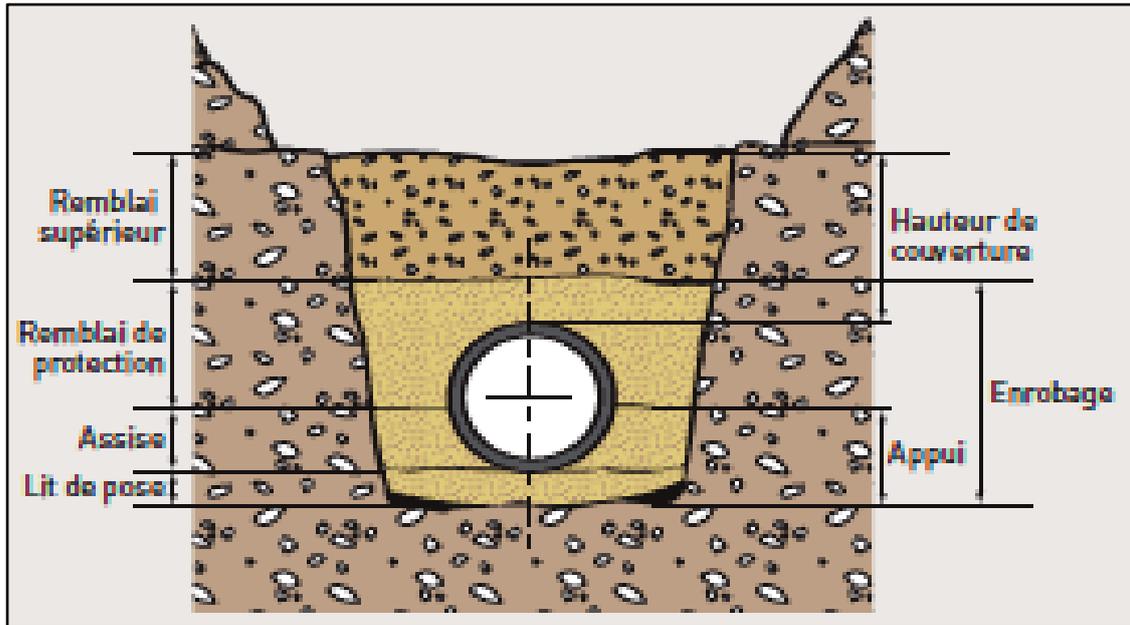


Figure (VI-6) : La pose de canalisation (méthode ordinaire)

Source: www.renovationetravaux.fr

I.7.3. Les modes de pose :

❖ Terrain ordinaire :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des fabricants de conduites.

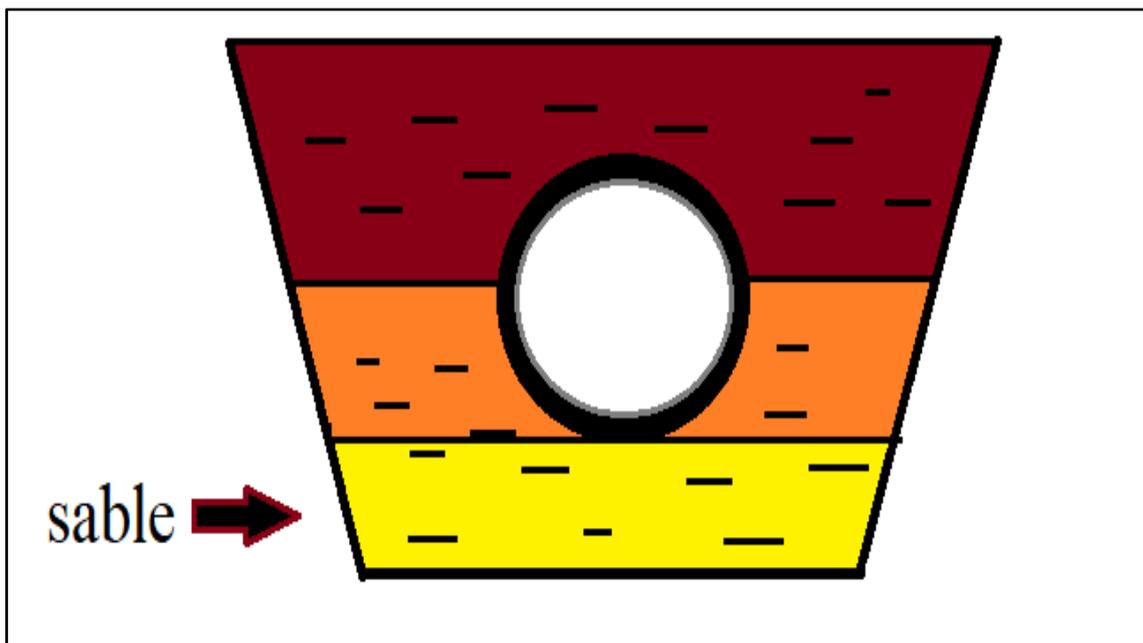


Figure (VI-7) : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire

❖ **Mauvais terrain :**

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

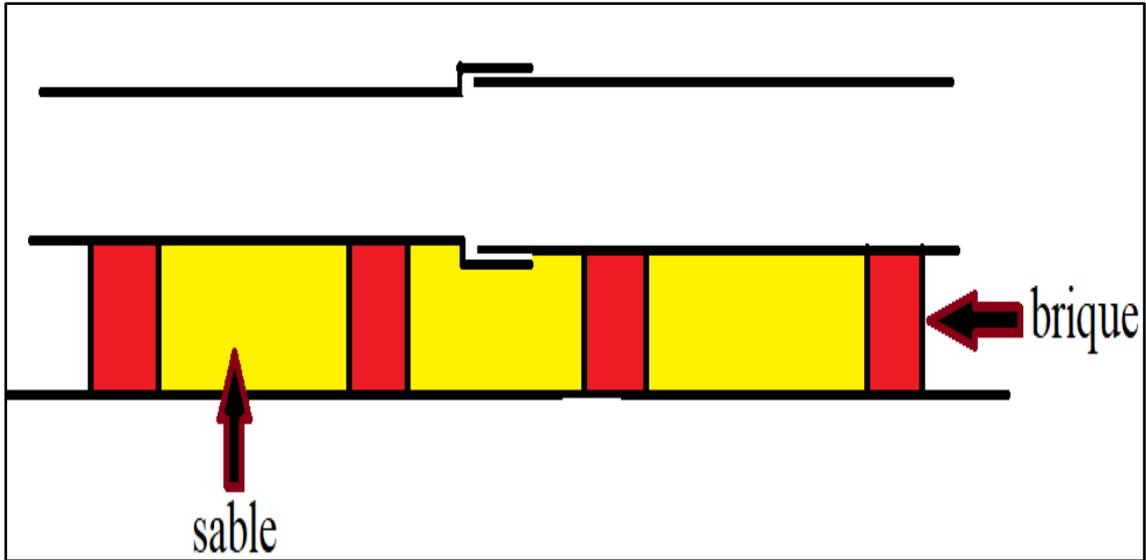


Figure (VI-8) : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

❖ **Terrain très mauvais :**

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriquée doit être envisagée au fond de la tranchée.

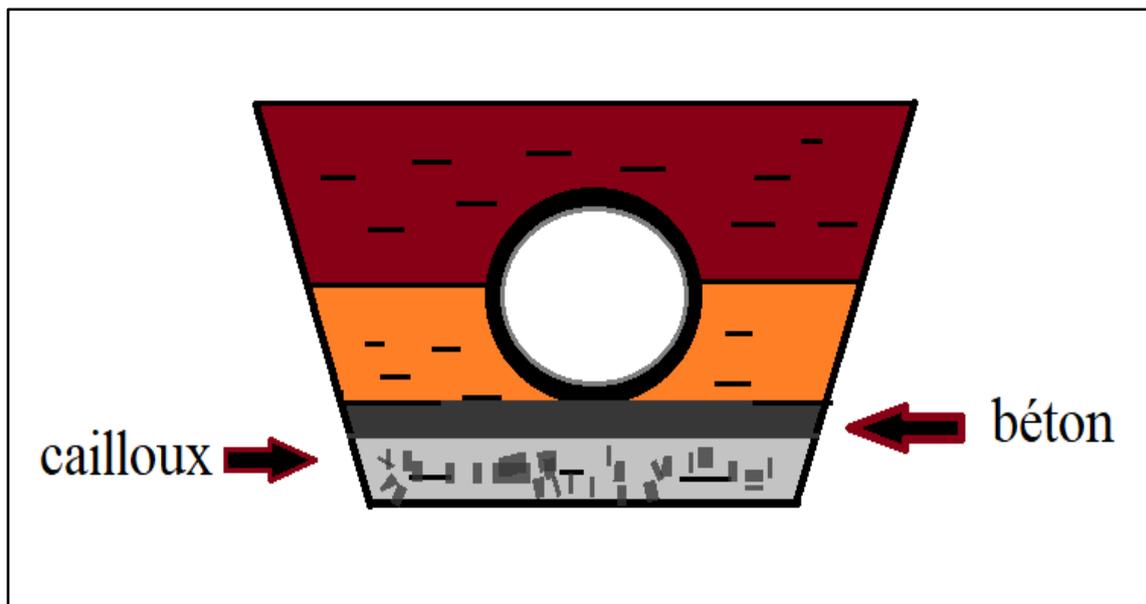


Figure (VI-9) : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

II. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

II.1. Ouvrages normaux :

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

II.1.1. Les branchements particuliers :

Ce sont des ouvrages qui doivent assurer une meilleure hygiène pour l'habitation. Ces branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisation capable de résister à la pression, résultant de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique.

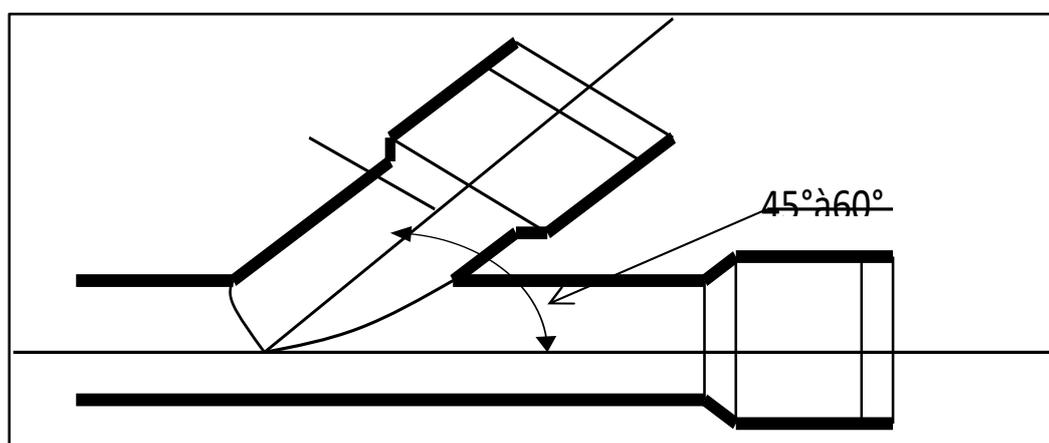


Figure (VI-10) : Exemple d'un branchement simple

II.1.2 Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselantes sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

II.1.3. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéraux et bouches à accès sur le dessus.
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

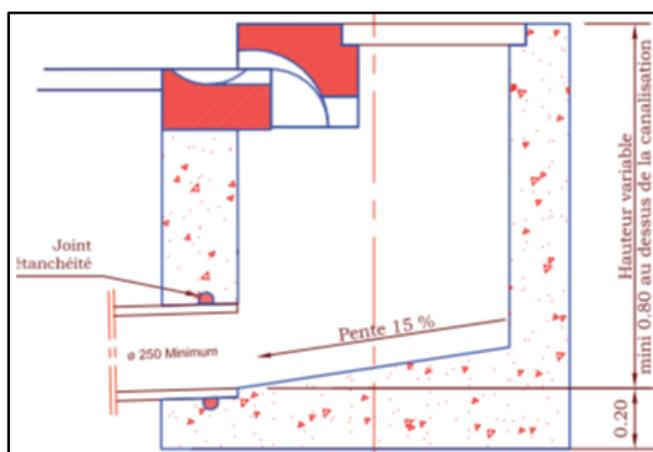


Figure (VI-11) : bouche à accès latéral

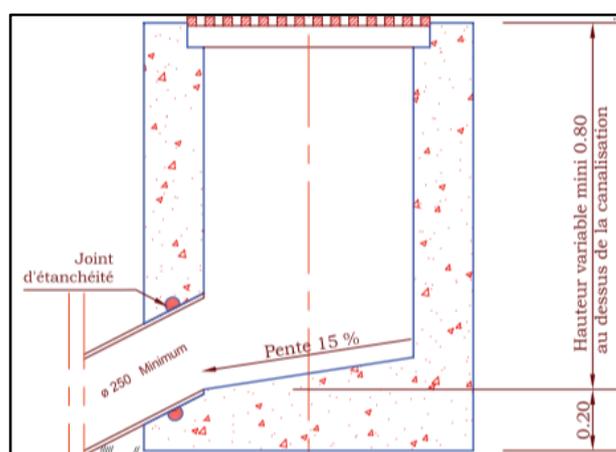


Figure (VI-12) : bouche à accès sur le dessus

II.1.4. Les regards :

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

Les regards doivent être installés :

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

II.1.5. Les types regards :

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

- **Regard de visite** : Ces regards sont destinés à l'entretien courant, et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières. L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.



Figure (VI-13) : Regard de visite

Source: monnet-entreprise.com

- **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- **Regard de jonction** : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir: une bonne aération des collecteurs en jonction (regard), les dénivelées entre les radiers des collecteurs, Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- **Regard de chute** : Il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

II.2. Les ouvrages spéciaux :

II.2.1. Les déversoirs d'orage:

Un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval. Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

Un déversoir doit assurer trois fonction essentielles:

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Surverse le débit excédentaire de pluie sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval.

II.2.1.1 Composition d'un déversoir d'orage :

Dans tous les cas de figure, le déversoir d'orage comprend :

- Un ouvrage de dérivation,
- Un canal ou collecteur de décharge conduisant l'eau déversée à un émissaire naturel (Ruisseau, rivière), y compris l'ouvrage de rejet lui-même au droit de l'émissaire.

Le déversoir d'orage est raccordé :

- À l'amont : au collecteur d'arrivée amenant les eaux unitaires
- À l'aval : au collecteur de départ qui transporte vers la station d'épuration les eaux à épurer.
- Le collecteur de décharge peut être très court (cas d'égouts longeant le ruisseau).
- Un ouvrage ou un système de stockage (bassin d'orage) peut être adjoint à l'ouvrage de dérivation pour stocker temporairement une partie du flot (premier flot d'orage notamment).

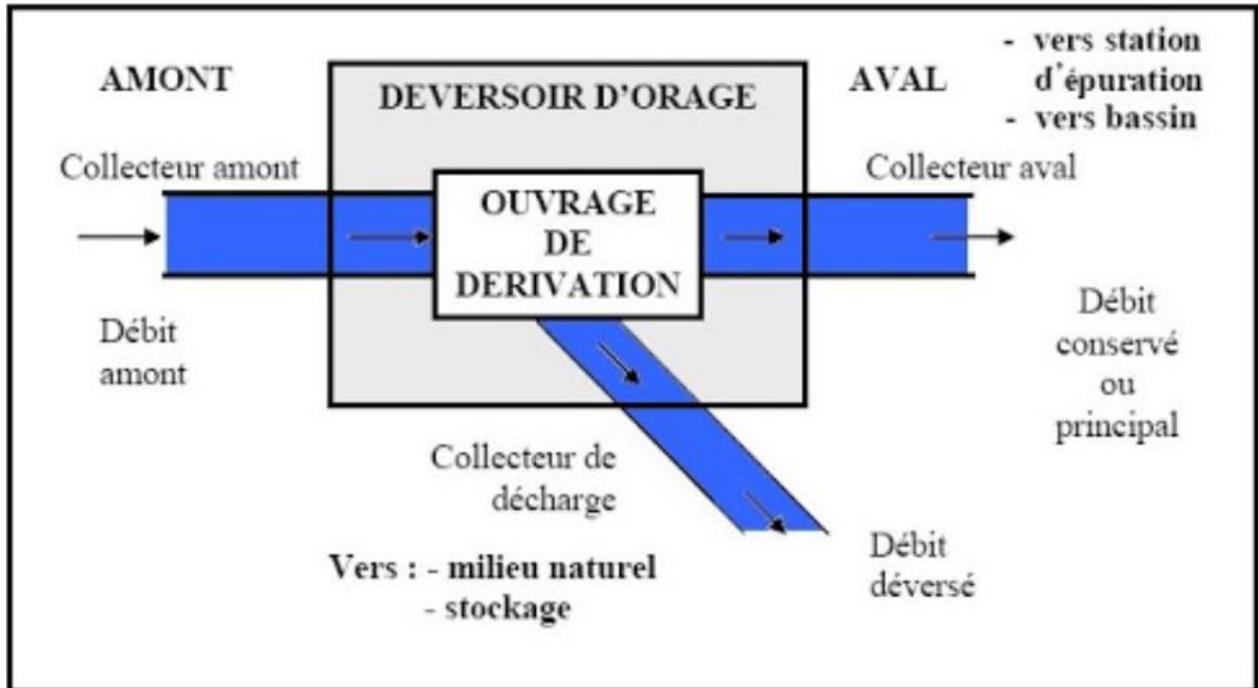


Figure (VI-14) : Composition d'un déversoir d'orage

Source :library.ensh.dz

II.2.1.2. Les ouvrages annexes du déversoir d'orage:

- **Les grilles et les dérailleurs**

Leurs rôles sont de contrôler les gros solides ($d > 6\text{mm}$) aux déversoirs pour éviter leur envoi au milieu naturel, ils sont placés à l'amont des déversoirs, et caractérisées par :

- épaisseur des barreaux des grilles : 10 à 12mm.
- espacement des barreaux des grilles : 10 à 15mm.
- rendement des grilles : 50%.

- **La chambre de tranquillisation et de dessablement**

Cette chambre est située à l'amont du déversoir, a pour but en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes.

II.2.1.3. Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

a- Trous dans le mur :

Ce sont les plus anciens ouvrages, aujourd'hui abandonnés pour deux raisons. La première est due à une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement. La deuxième raison est due à une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.

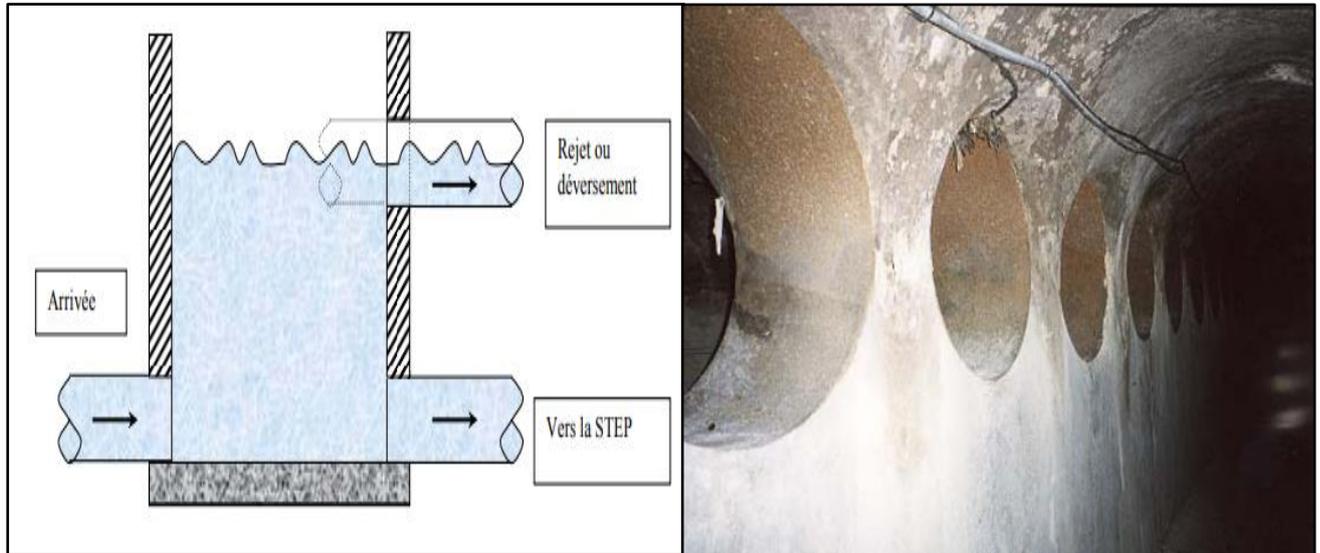


Figure (VI-15) : Déversoir Trous dans le mur

b- Déversoirs à ouverture de radier :

Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.



Figure (VI-16) : Déversoir à ouverture de radier

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

c- Déversoirs à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.



Figure (VI-17) : Déversoir à seuil latéral

d- Déversoirs à seuil double:

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quand les calculs nous donnent une longueur importante du seuil du déversoir.



Figure (VI-18) : Déversoir à seuil double

e- Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.



Figure (VI-19) : Déversoir à seuil frontal

f- Déversoirs by pass :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau.

II.2.1.4. Dimensionnement des déversoirs d'orage :

❖ Les étapes de calcul:

- Déterminer le débit total Q_t :

Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{eu}) et du débit pluvial (Q_{pl})

$$Q_T = Q_{pl} + Q_{eu} \quad (VI-1)$$

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

➤ **Déterminer le débit critique Q_{cr} :**

$$Q_{cr} = Q_T * (1 - t_c / 100) \quad (\text{VI-2})$$

Avec:

- T_c= temps de concentration (min).

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} \quad (\text{VI-3})$$

Avec:

- Q_{dev}: débit diverser.
- Q_{step}: débit allant vers la step.

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step} \quad (\text{VI-4})$$

$$Q_{step} = \text{dilution} * Q_{eu} \quad (\text{VI-5})$$

Avec:

- Q_{eu}: débit de point d'eau usée.

➤ **Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits a l'amont du déversoir :**

R_Q et R_h

On tire h_{step}, h_{cr}.

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{step} \quad (\text{VI-6})$$

- **On détermine la longueur du seuil (L).**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = mL h_{dev} \sqrt{2gh_{dev}} \quad (\text{VI-7})$$

Dans notre projet on a 2 déversoirs, le premier de type latérale et va déverser les eaux excédentaires de pluie vers un bassin de retenu des eaux pluviales, et le deuxième de type frontale.

II.2.1.5. Dimensionnement du premier déversoir d'orage latérale:

- **Les données de base sont les suivantes :**

- Diamètre d'entrée : $D_e = 2000$ mm.
- Débit total à l'entrée : $Q_{tot} = 9.34$ m³/s.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 11.5$ m³/s.
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.109$ m³/s.

On choisit un débit allant vers le bassin de retenu : on propose 25% de débit critique à l'entrée (pour éviter la contamination de bassin de retenue).

- **Temps de concentrations :**

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de trois temps différents :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{VI-8})$$

Notre cas on prend :

$$T_{c1} = t_1 + t_2$$

Tel que:

$$t_1 = L/60.V \quad (\text{VI-9})$$

Avec :

- t_2 : varie entre (2 à 20 min).
- L : le cheminement le plus long en (m).
- V : la vitesse moyenne du cheminement le plus long (m/s).

On prend $t_2 = 9$ min

Pour plus de précision on calcule t_1 pour chaque sous bassin traversé par ce collecteur:

- Pour **Sous bassin 3** : $L=334.80$ m et $V_{moy}=1.48$ m/s $\rightarrow t_1=3.77$ min.
- Pour **Sous bassin 4** : $L=270.40$ m et $V_{moy}=2.39$ m/s $\rightarrow t_1=1.88$ min.
- Pour **Sous bassin 5** : $L=498.05$ m et $V_{moy}=2.39$ m/s $\rightarrow t_1=3.47$ min.
- Pour **Sous bassin 7** : $L=342.95$ m et $V_{moy}=4.71$ m/s $\rightarrow t_1=1.21$ min.
- Pour le reste du collecteur jusqu'à le 1er déversoir : $t_1=0.92$ min.

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Donc on fait la somme on trouve $t_1=11.06$ min

$$T_{C1} = t_1+t_2 = 11.06 + 9 = \mathbf{20.06 \text{ min}}$$

- **Calcul du coefficient de retardement**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) \quad \text{(VI-10)}$$

Donc $Z = \left(1 - \frac{20.06}{100}\right) = \mathbf{0.8}$.

- **Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

$$Q_{cr} = 9.34 * 0.88 = \mathbf{7.47 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

- **Calcul du débit déversé :**

On propose 25% de débit critique à l'entrée (pour éviter la contamination du bassin).

$$Q_{dev} = 0.25 * 7.47 = \mathbf{1.86 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

- **Calcul du débit aval :**

$$Q_{aval} = Q_{cr} - Q_{dev} = \mathbf{5.61 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau amont :**

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction Rh

$$D_e = 2000 \text{ mm}.$$

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 7.47/11.5 = \mathbf{0.65} \Rightarrow R_h = \mathbf{0.59}.$$

$$H_{amont} (H_{cr}) = R_h * D_e = \mathbf{1260 \text{ mm}}.$$

- **Calcul de la hauteur du seuil :**

$$D_e = 2000 \text{ mm}$$

$$R_q = Q_{aval}/Q_{ps} = 5.61/11.5 = \mathbf{0.48} \Rightarrow R_h = \mathbf{0.49}$$

$$H_{\text{aval}} = R_h \times De = 980 \text{ mm.}$$

- **Calcul de la hauteur déversant :**

$$H_{\text{dev}} = H_{\text{cr}} - H_{\text{seuil.}}$$

$$H_{\text{dev}} = (1260 - 980) = 280 \text{ mm.}$$

- **Calcul de la longueur du déversoir :**

$$L = \frac{Q_{\text{dev}}}{m H_{\text{dev}} \sqrt{2g H_{\text{dev}}}}$$

On a : $m = (2/3) \cdot \mu$ tel que:

$$\mu = 0,6075 \left(1 + \frac{0,074}{h} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h + P} \right)^2 \right] \quad (\text{VI-11})$$

Avec:

- $h = H_{\text{dev}}$.
- $P =$ hauteur de seuil.

Donc $\mu = 0.6 \rightarrow m = 0.39$.

$$L = \frac{1.86}{0.39 \cdot 0.280 \sqrt{2g \cdot 0.280}} = 7.26 \text{ m} \approx 7.3 \text{ m.}$$

II.2.1.6. Dimensionnement du deuxième déversoir d'orage frontale:

- **Les données de base sont les suivantes :**

- Diamètre d'entrée : $De = 1500 \text{ mm.}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{\text{tot}} = 5.61 \text{ m}^3/\text{s.}$
- Débit à pleine section : $Q_{\text{ps}} = 5.86 \text{ m}^3/\text{s.}$
- Débit du temps sec : $Q_{\text{ts}} = 0.109 \text{ m}^3/\text{s.}$

- **Temps de concentrations :**

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de trois temps différents :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Notre cas on prend :

$$T_{c1} = t_1$$

Avec :

$$t_1 = L/60.V$$

Donc:

$$t_1 = 580 / (60 * 4.07) = \mathbf{2.37 \text{ min.}}$$

Donc :

$$Z = \left(1 - \frac{2.37}{100}\right) = \mathbf{0.97} .$$

- **Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Q_{aval} * Z$$

$$Q_{cr} = 5.61 * 0.97 = \mathbf{5.47 \text{ m}^3/\text{s.}}$$

- **Calcul du débit dilué :**

On choisit une dilution de 2 donc:

$$Q_{dilu\acute{e}} = 2 * (0.109) = \mathbf{0.218 \text{ m}^3/\text{s.}}$$

- **Calcul de la hauteur d'eau amont :**

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de Rh

$$D_e = 1500 \text{ mm.}$$

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 5.47/5.86 = \mathbf{0.93} == > R_h = \mathbf{0.76}.$$

$$H_{amont} (H_{cr}) = R_h \times D_e = \mathbf{1140 \text{ mm.}}$$

- **Calcul de la hauteur du seuil :**

$$D_e = 1500 \text{ mm.}$$

$$R_q = Q_{dilu\acute{e}}/Q_{ps} = 0.218/5.86 = \mathbf{0.037} == > R_h = \mathbf{0.07}.$$

$$H_{seuil} = R_h \times D_e = \mathbf{105 \text{ mm.}}$$

Notre déversoir a une hauteur du $H_{\text{seuil}} = 9\text{cm}$ est trop petit et non réalisable. Alors on prend $H'_{\text{seuil}} = 25\text{cm}$.

Donc on va calculer les nouveaux paramètres:

$$R_h' = 0.16 \Rightarrow R_q' = 0.1 \Rightarrow Q'_{\text{dilué}} = 0.785 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q'_{\text{dev}} = Q_{\text{cr}} - Q'_{\text{dilué}} = 4.685 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H'_{\text{dev}} = (H_{\text{amont}} - H'_{\text{seuil}}) = 680\text{mm}.$$

➤ **Calcul de la longueur du déversoir :**

$$L = \frac{Q'_{\text{dev}}}{mH'_{\text{dev}}\sqrt{2gH'_{\text{dev}}}}$$

On a : $m = (2/3) \cdot \mu$ tel que:

$$\mu = 0,6075 \left(1 + \frac{0,074}{h} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+P} \right)^2 \right]$$

Avec:

- $h = H_{\text{dev}}$.
- $P =$ hauteur du seuil.

Donc $\mu = 0.69 \rightarrow m = 0.46$.

$$L = \frac{4.685}{0.46 \cdot 0.680 \cdot \sqrt{2g \cdot 0.680}} = 4 \text{ m}.$$

II.2.2. Les Bassins de retenue d'eau pluviale :

Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'EP destinés régularisé les débits lors de fort précipitation. Leur intérêt est évident, car ils permettent une diminution notable des sections à l'aval, donc une économie importante. Dans les agglomérations importantes, la difficulté principale réside dans le manque de terrains disponibles.



Figure (VI-20) : Déversoir à seuil frontal

III.2.2.1 Types de bassins rencontrés :

Ils se divisent en deux types :

- **Les bassins secs:**

Ils reconnaissent un remplissage pendant une période consécutive à un ouvrage, autrement ils sont vides.

Ce type d'ouvrages est généralement plus économique seulement l'étude hydrogéologique doit être bien déterminée.

- **Les bassins en eau permanente:**

Le bassin en eau pourra être utilisé dans un milieu d'attraction de ce fait aménagement doit être réalisé, il comprend :

- Un talus de pente max de 1/6 gazonné ;
- Un risberme horizontale pour raison de sécurité ;
- Un parement vertical.

II.2.2.2 Dimensionnement du bassin de rétention:

- **Méthode des volumes:**

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour .Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant.

$$Q = \frac{ca * S * q}{360} \quad (\text{VI-12})$$

Avec:

- Q: débit de fuite en (m³/s)
- Ca : coefficient d'apport (Ca=Sa/S)
- S : surface totale en (ha)
- Sa : surface active en (ha)
- q : débit de fonctionnement de bassin en (mm/h)

On détermine le débit q d'après la relation suivante :

$$q \text{ (mm/h)} = 360 Q/Sa \quad (\text{VI-13})$$

En fonction de la période de retour choisie et en débit de fuite de q (mm/h), on détermine la hauteur d'eau ha (mm) qui est la capacité spécifique de stockage moyennant les principes hydrologiques.

On détermine le volume V moyennant, la relation :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 10 \text{ ha Sa} \quad (\text{VI-11})$$

➤ **Le calcul de bassin de retenue des eaux pluviales:**

Nous allons reprendre la méthode de dimensionnement d'un bassin de rétention expliquée précédemment. Il est important de rappeler que cette méthode est basée sur une pluie de retour 10ans.

• **Le débit de fuite admissible à l'aval:**

Afin de dimensionner le bassin, il faut tout d'abord déterminer son débit de fuite (Q) qui dépend de sa surface et de la perméabilité des terrains.

Les sols du secteur présentent une perméabilité moyenne de l'ordre de 10⁻⁶ m/s, on fixe une surface de stockage de 2ha.

Le débit de fuite est de :

$$Q = S \times K = 20000 \times 10^{-6} = 2 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **La surface active du bassin versant:**

On détermine la surface active du bassin versant à l'aide du calcul effectué précédemment lors du Calcul de base ($S = 81 \text{ ha}$ et $C = 0.6$).

Donc la surface active est $S_a = S \times C = 48.6 \text{ ha}$.

- **Calcul de la hauteur équivalente:**

On applique alors la formule définissant la hauteur équivalente en fonction de la surface active et du débit de fuite admissible à l'aval.

On a:

$$q = \frac{360Q}{S_a} = 0.148 \text{ mm/h}.$$

- **Détermination de la hauteur spécifique de stockage:**

À l'aide de l'abaque (3), Annexe (2), on détermine la hauteur spécifique de stockage en fonction de débit de fonctionnement du bassin q .

On définit : $H_a = 45 \text{ mm}$.

- **Calcul du volume du bassin de rétention:**

On applique alors la formule définissant le volume en fonction de la hauteur spécifique de stockage et de la surface active :

$$V = 10 \cdot H_a \cdot S_a = 89540 \text{ m}^3.$$

- **Dimensions du bassin de rétention:**

$H = V/S = 4.5 \text{ m}$, On prend un bassin carré avec $L = l = 141.5 \text{ m}$. Avec un talus de $1/4$.

II.2.3. Le canal de ceinture :

II.2.3.1. Dimensionnement du bassin de rétention:

Pour notre cas on va choisir une section trapézoïdale pour éviter l'érosion des parois et pour connaître les dimensions de notre canal on doit connaître le débit.

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

- **Calcule le débit de ruissellement de montagne:**

On utilise la méthode superficielle pour calculer le débit pluvial dans cette zone.

$$Q_p = K_u^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I_u^{\frac{v}{u}} \times A_u^{\frac{w}{u}}$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m³/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)}$$

$$u = 1 - b \times f$$

$$v = c \times b$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b$$

On doit trouver les coefficients a, b par la formule de Montana:

$$I = a * t^b$$

On utilise le tableau (II-7) dans le chapitre 2 et on tire deux points:

$$A \rightarrow I=12.69(\text{mm/h}), t = 3\text{h.}$$

$$B \rightarrow I= 6.51(\text{mm/h}), t = 8\text{h.}$$

On introduire ces valeurs dans l'équation et on trouve :

$$a = 26.78 \quad , \quad b = -0.68$$

Donc:

$$u=0.8 \quad , \quad v=0.27 \quad , \quad w=0.15 \quad , \quad k=3.25$$

Donc:

$$Q_p = 3.25^{1.25} * 0.3^{1.25} * I^{0.33} * A^{0.18}$$

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Calcule de débit pluviale sur les deux côtés de la montagne gauche et droite :

$$Qp(\text{droite}) = 3.25^{1.25} * 0.3^{1.25} * 0.23^{0.33} * 6.88^{0.18} = \mathbf{0.84 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

$$Qp(\text{gauche}) = 3.25^{1.25} * 0.3^{1.25} * 0.4^{0.33} * 2.58^{0.18} = \mathbf{0.84 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

Donc le débit total est la somme des deux débits :

$$Qp = \mathbf{1.68 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

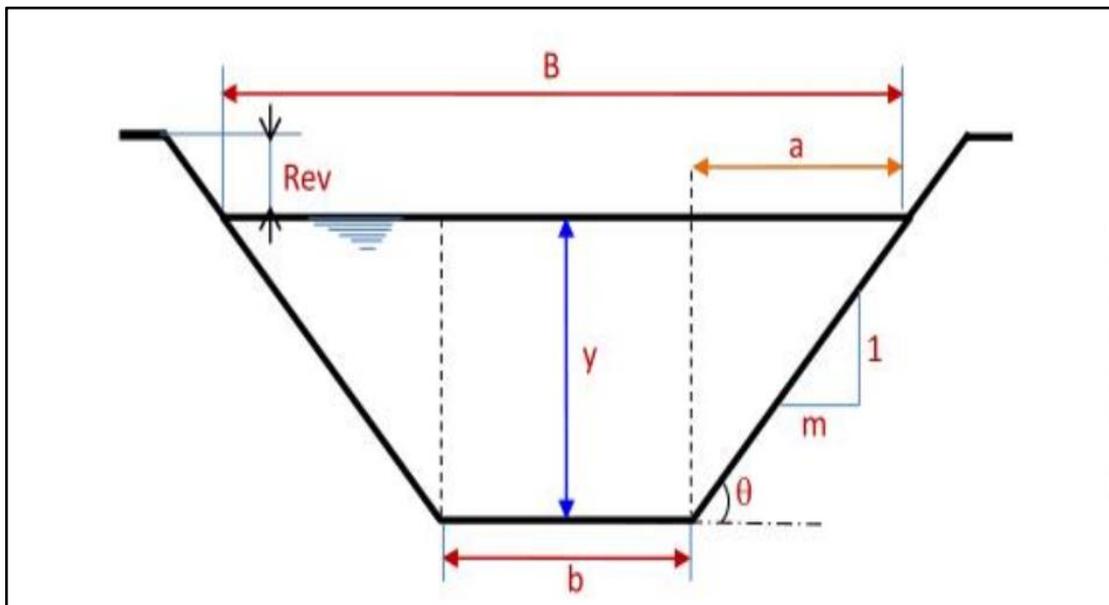
La formule d'un canal trapézoïdale:

$$Q = k.Rh^{2/3}.S.\sqrt{I} \quad (\text{VI-14})$$

Avec :

- K: la rugosité des parois de notre canal.
- Rh: le rayon hydraulique ($Sm / Pm = \frac{by + my^2}{b + my}$).
- Pm: périmètre mouillé, $Pm = b + my$.
- Sm: la surface trapézoïdale, $S = by + my^2$.
- I: la pente de notre terrain.

On prend $\theta = 45$ degrés $\rightarrow m = 1$.



Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Figure (VI-21) : les dimensions d'un canal trapézoïdal

Source :civilmania.com

- **Dimensionnement des canaux des cotés:**

- Canal à droite:

$$0.84 = 75 * \left(\frac{y(b+y)}{b+2y\sqrt{1+m}} \right)^{2/3} * \sqrt{0.02} * by + y^2$$

On fixe **b=0.3m** et par la méthode des itérations on tire:

$$\mathbf{y=0.5m} \quad , \quad \mathbf{B=1.3m}$$

- Canal à gauche:

$$0.84 = 75 * \left(\frac{y(b+y)}{b+2y\sqrt{1+m}} \right)^{2/3} * \sqrt{0.01} * by + y^2$$

On fixe **b=0.3m** et par la méthode des itérations on tire:

$$\mathbf{y=0.57m} \quad , \quad \mathbf{B=1.44m}$$

- **Dimensionnement du canal principal:**

$$1.68 = 75 * \left(\frac{y(b+y)}{b+2y\sqrt{1+m}} \right)^{2/3} * \sqrt{0.15} * by + y^2$$

On fixe **b=0.3m** et par la méthode des itérations on tire:

$$\mathbf{y=0.5m} \quad , \quad \mathbf{B=1.3m}$$

Concernant la revanche on prend **R=30cm**.

II.2.3.2. Le type de l'écoulement :

- Le nombre de Froude:

Est un nombre sans dimension qui caractérise dans un fluide l'importance relative de l'énergie cinétique de ses particules par rapport à son énergie potentielle gravitationnelle. Il s'exprime donc par un rapport entre la vitesse et la force de pesanteur qui s'exerce sur celle-ci. Ce nombre apparaît essentiellement dans les phénomènes à surface libre, en particulier dans les études de cours d'eau, de barrages, de ports et de navires.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gLc}} \quad (\text{VI-15})$$

Avec:

- V : vitesse (en m/s).
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).
- Lc : longueur caractéristique = section d'écoulement / largeur de surface libre.

Si $Fr > 1$, régime torrentiel, avec une faible hauteur d'eau et une forte vitesse.

Si $Fr < 1$, régime fluvial, avec une forte hauteur d'eau et une faible vitesse.

Dans notre cas on doit avoir un écoulement torrentiel pour garantir que les sédiments ne s'accumulent pas dans le canal.

- Calcule de nombre de Froude pour notre canal :

On calcule la vitesse d'écoulement pour les canaux des coté:

$$V_{\text{droite}} = 75.Rh^{2/3}.\sqrt{I} \implies 75.\left(\frac{0.4}{1.7}\right)^{2/3}.\sqrt{0.02} = 4.02\text{m/s.}$$

$$Fr_1 = \frac{4.02}{\sqrt{9.81*0.4/1.7}} = 2.31 > 1. \text{ C'est vérifié.}$$

$$V_{\text{gauche}} = 75.Rh^{2/3}.\sqrt{I} \implies 75.\left(\frac{0.5}{1.9}\right)^{2/3}.\sqrt{0.01} = 3.07\text{m/s.}$$

$$Fr_2 = \frac{3.07}{\sqrt{9.81 \cdot 0.5 / 1.9}} = \mathbf{1.9} > 1. \text{ C'est vérifié.}$$

On calcule la vitesse d'écoulement pour le canal principal:

$$V = 75 \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{I} \implies 75 \cdot \left(\frac{0.4}{1.7}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{0.15} = \mathbf{11m/s.}$$

$$Fr = \frac{11}{\sqrt{9.81 \cdot 0.4 / 1.7}} = \mathbf{7.24} > 1. \text{ C'est vérifié.}$$

II.2.4. Les tranchées drainantes:

Une tranchée est un ouvrage superficiel (entre 1 et 2 mètres de profondeur), linéaire, utilisé pour l'assainissement pluvial des voiries et de toitures.

Elles sont remplies de matériaux poreux (massifs de graviers ou de galets...) et revêtues de dalles de béton ou de pelouse. Elles sont le plus souvent équipées d'un système de drainage.

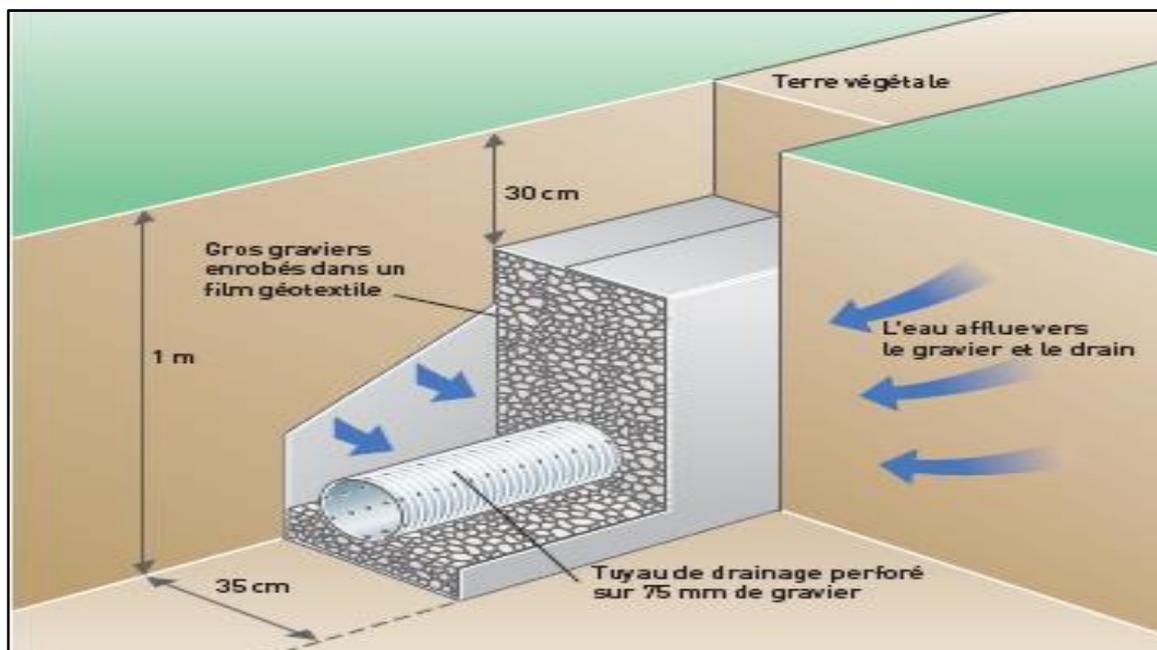


Figure (VI-22) : Exemple d'un tranché drainant

Source: caue60.com

- L'accès :

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Les drains et cloisons doivent être accessibles via des regards de dimensions 0.60x0.60 minimum si la profondeur n'exécède pas 1m50. Au-delà on prendra les mêmes mesures que pour un réseau de collecte.

- **Matériaux de surface :**

Ils sont adaptés à l'usage et peuvent être constitués de :

- terre végétale (réemploi en général de la terre végétale en place avant les travaux),
- matériaux poreux : galet, béton ou enrobé poreux.

- **Intérieur de la tranchée :**

- gravié non traitée propre 30/80 ou galets avec minimum de vide de 30%.
- matériaux préfabriqués en béton type hydrocèle (60 à 70 % de vide).
- matériaux de démolition : béton concassé propre avec un minimum de vide de 30%.
- un drain P.V.C. CR8, diamètre drain tranchée en domaine public D=300mm.
- un drain P.V.C. CR8, diamètre drain tranchée privative individuelle D=200mm.



Figure (VI-23) : Béton type hydrocèle



Figure (VI-24) : Béton concassé

Source: beton-granulat.com

- **Interface tranchée/sol :**

Mise en place d'un géotextile et/ou une géo membrane en fonction de la destination de la tranchée et du type d'eau retenue.

➤ **Avantages :**

Les avantages cités dans ce paragraphe sont communs aux deux types de tranchées.

- Réalimentation des nappes phréatiques (si infiltration).
- Dépollution efficace des eaux pluviales par « filtration » par interception au travers de la structure (roulé, concassé) surtout dans le cas d'une tranchée infiltrant.
- Mise en œuvre facile et maîtrisée.
- Bonne intégration paysagère et dans le tissu urbain.

➤ **Inconvénients :**

- Risque de colmatage possible, surtout pour les tranchées le long des voies circulées et arborées.
- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans la tranchée et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont.
- Nécessité d'un entretien régulier spécifique
- Difficilement applicable pour des terrains naturels à forte pente.
- Pour les tranchées infiltrantes risque de pollution de la nappe.

Pour notre projet on va utiliser le tranché de rétention avec une géo membrane pour éviter la contamination de la nappe avec un drain de PVC de 300mm et on va utiliser le béton type hydrocèle vu sa grande porosité.

III. Définition de l'épuration :

L'épuration est une technique qui consiste à éliminer les matières indésirables que l'eau véhicule naturellement ou artificiellement en vue de son déversement dans le milieu naturel de sa réutilisation dans des fonctions diverses.

Il existe deux techniques d'épuration des eaux usées :

- L'épuration biologique (boues activées, lits bactériens, lagunage etc....).
- L'épuration physico-chimique.

Les différentes étapes du traitement des eaux usées dans une station d'épuration :

Les éléments constitutifs du réseau

1. **Le prétraitement** commence par le dégrillage : séparation des déchets solides les plus gros, retenu par un système de tamis ou de grilles.
2. **Le prétraitement** se poursuit par le dessablage - dégraissage : élimination des graisses par flottaison et des matières lourdes par décantation.
3. **Le traitement biologique par boues activées** : c'est la transformation de la pollution par des bactéries en gaz carbonique, eau traitée et boues.
4. **La clarification** sépare les boues de l'eau qui, dépolluée à plus de 90 %, est ensuite rejetée dans le milieu naturel.

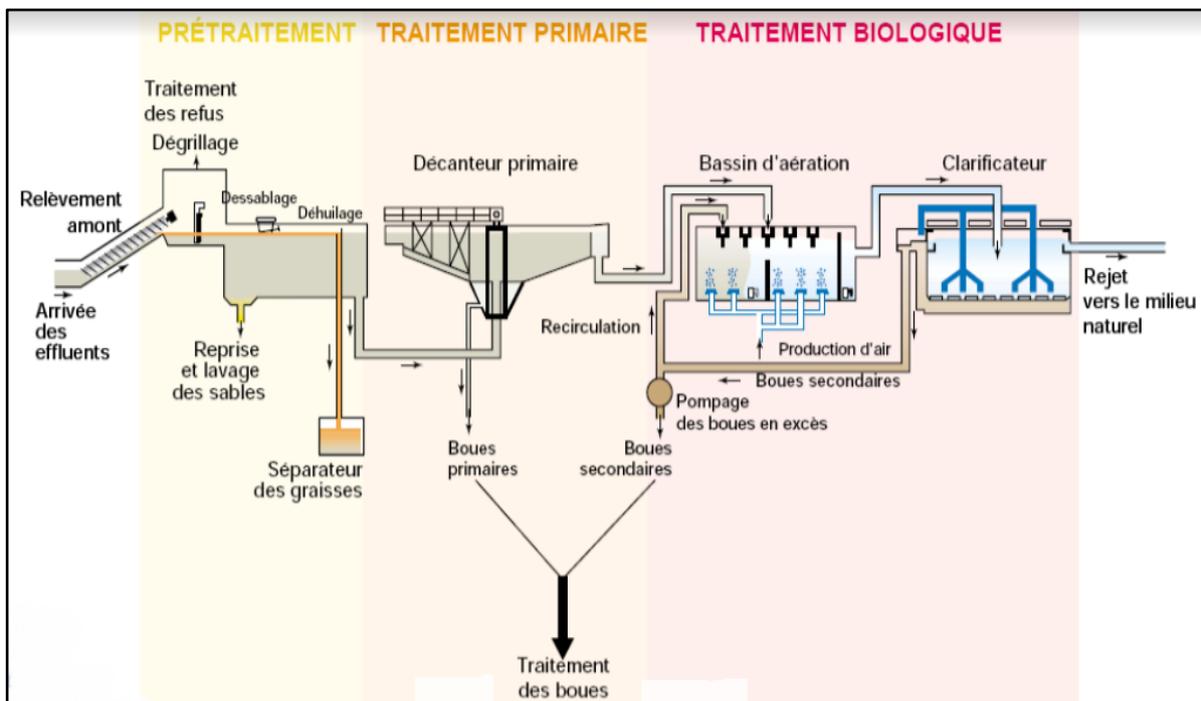


Figure (VI-25) : Les étapes du traitement des eaux usées dans une station d'épuration

Source: caue60.com

III. 1. Résultats d'analyse:

Pour effectuer l'analyse nous avons utilisé les résultats d'analyses chimiques qui nous ont été fournis par l'Office National de l'Assainissement (ONA) de la ville de Ksar El Bokhari. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants

Tableau (VI-1): Résultats d'analyses physico-chimiques des eaux usées urbaines d'Adjlana (05/07/2012)

Paramètres examinés	Unité	12 ^h : 00
---------------------	-------	----------------------

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Température de l'eau brute	°C	36.3
pH	--	7.3
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mgO ₂ /l	314
Demande chimique en oxygène (DCO)	mgO ₂ /l	420
Matières en suspension	mg/l	333.4
Rapport (DCO/DBO ₅)	--	1.33

Source: ONA Ksar el boukahri

Le Rapport (DCO/DBO₅) nous a donné une valeur de 1.33 donc le mode de traitement c'est un **traitement biologique**.

III.2. Calcule des débits et des charges polluantes:

- **Introduction:**

Pour le dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées il faut prendre en considération les paramètres suivants :

- Les données sur la population, les industries, les équipements et la nature d'évolution de ces paramètres au futur.
- Les données basées sur l'analyse des eaux usées.

- **Calcule des charges polluantes à l'entrée de la STEP:**

Les concentrations des charges polluantes :

- DBO₅ = 314 mg/l.
- MES = 333.4 mg/l.
- MVS = 70% MES.
- MMS = 30% MES.
- DCO = 420 mg/l.

HORIZON 2050:

Le débit moyen journalier : $Q_{\text{moy,j}} = 3190 \text{ m}^3/\text{j}$.

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Débit moyen horaire : $Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{moy j}} / 24 = 133 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le débit de pointe : $Q_p = 0.785 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$DBO_5 = DBO_5 \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{VI-16})$$

$DBO_5 = 0.314 \times 3190 = 1001.66 \text{ Kg/j}$.

$$MES = MES \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{VI-17})$$

$MES = 0.334 \times 3190 = 1065.5 \text{ Kg/j}$.

$$DCO = DCO \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{VI-18})$$

$DCO = 0.420 \times 3190 = 1339.8 \text{ Kg/j}$.

Nos résultats se résument dans le tableau (VI-2) :

Tableau (VI-2): Charges polluantes

<i>Charge polluante</i>	<i>Résultats (Kg/j)</i>
	2050
DBO₅	1001.66
MES	1065.5
DCO	1339.8

III.3. Calcule du dégrilleur :

- **Méthode de KIRSCHMER**

La largeur de la grille est donnée par l'expression

$$L_g = S \cdot \sin \alpha / h_{\text{max}} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta \quad (\text{VI-19})$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon.

h_{max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille (m).

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

δ : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_p/V$).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Donc :

$$L_g = Q_p \cdot \sin\alpha / V \cdot h_{\max} (1 - \beta) \cdot \delta \quad (\text{VI-20})$$

⇒ **Grille grossière**

$$\alpha = 60^\circ.$$

$$Q_p = 0.785 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V = 1 \text{ m/s}.$$

$$h_{\max} = 1 \text{ m}.$$

$$\delta = 0.5 \text{ (grille mécanique)}.$$

$$\beta = \frac{e}{e+d} = 2/2+6 = \mathbf{0.25}.$$

$$L_g = 0.785 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0.25) \times 0.5 = \mathbf{1.8m}.$$

⇒ **Grille fine**

$$\alpha = 60^\circ.$$

$$Q_p = 0.785 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V = 1 \text{ m/s}.$$

$$h_{\max} = 1 \text{ m}.$$

$$K = 0.5 \text{ (grille mécanique)}.$$

$$\beta = \frac{e}{e+d} = 1/1+0.5 = \mathbf{0.66}.$$

$$L_g = 0.785 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0.66) \times 0.5 = \mathbf{4m}.$$

III.3.1. Calcule des pertes de charges:

La perte de charge dans un dégrilleur est donnée par la relation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta_0 (d/e)^{4/3} \cdot V^2 / 2 \cdot g \cdot \sin\alpha \quad (\text{VI-21})$$

Où :

ΔH : Perte de Charge.

β_0 : Coefficient de forme.

d : Largeur maximale

e : Espacement entre les barreaux.

V : Vitesse d'écoulement.

α : Angle d'inclinaison par rapport à l'horizon.

▪ Pertes de charge au niveau de la grille grossière :

Tableau (VI-3) : les différentes facteurs de forme des barreaux

Forme des barreaux	β
Rectangulaires à arrête à angle droit	2.42
Rectangulaires avec face amont circulaire	1.83
Circulaire	1.79

Nous prenons :

$\beta = 2.42$ (section rectangulaire des barreaux).

$d = 2$ cm.

$e = 6$ cm.

$V = 1$ m/s.

$\alpha = 60^\circ$.

Donc : $\Delta H = 2.42 \times (2 / 6)^{4/3} \times (1)^2 / 2 \times 9.81 \times \sin 60^\circ = 3.2 \text{ cm}$.

▪ Pertes de charge au niveau de la grille fine :

$d = 1$ cm ; $e = 0.5$ cm

Donc : $\Delta H = 2.42 (1 / 0.5)^{4/3} \times (1)^2 / 2 \times 9.81 \times \sin 60^\circ = 35.8 \text{ cm}$

III.4. Dessablage-Déshuilage :

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

On choisit la forme circulaire car cette forme correspond à un optimum d'utilisation des volumes disponibles.

Les critères de dimensionnement d'un dessableur aéré sont :

- Le temps de séjour de l'eau (T_s) dans le dessableur est de 3 à 10 minutes,
- La hauteur de dessableur est de 1 à 3 m,
- La quantité d'air à injecter est estimée de 1 à 1,5 m³ par m³ d'eau usée.
- Le dessableur élimine 70% de matière minérale présente dans les eaux usées. La matière minérale représente 30% environ de la charge en matière en suspension (MES), les 70% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS).

a. Volume du dessableur :

On adoptera un dessableur circulaire, le volume du dessableur est donné par :

$$V = Q_p \times T_s \quad (\text{VI-22})$$

Avec :

- $T_s = 5$ min.
- Q_p : le débit de pointe = 0.785 m³/s.

$$V = 235.5 \text{ m}^3.$$

b. Diamètre du dessableur :

Le diamètre de dessableur est donné par

$$D = \sqrt{4 * \frac{V}{\pi * H}} \quad (\text{VI-23})$$

Avec:

- $H = 3$ m avec une revanche de 0.8m.
- $V = 235.5$ m³.

$$D = 9 \text{ m.}$$

La surface horizontale de l'ouvrage:

$$S = 62 \text{ m}^2.$$

c. Débit volumique d'air injecté:

Le débit d'air nécessaire à l'aération ($Q = 1.3 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$):

$$Q = 0.785 \times 1.3 = \mathbf{1.02 \text{ m}^3/\text{s}}$$

d. Les quantités des matières éliminées:

Le dessableur permet d'éliminer environ 70 % des matières minérales

MES = 1065.5 (kg/j).

- La quantité des MVS :

$$\text{MVS} = 0.70 \times \text{MES} = 0.70 \times 1065.5 = \mathbf{745.85 \text{ (kg/j)}}$$

- La quantité des MMS :

$$\text{MMS}_i = 0.30 \times \text{MES} = 0.30 \times 1065.5 = \mathbf{319.65 \text{ (kg/j)}}$$

- La quantité des MMS_e éliminée par le dessableur déshuileur :

$$\text{MMS}_e = 0.70 \times \text{MMS}_i = 0.70 \times 319.65 = \mathbf{223.75 \text{ (kg/j)}}$$

- La quantité des MMS_f restante :

$$\text{MMS}_f = \text{MMS}_i - \text{MMS}_e = 319.65 - 223.75 = \mathbf{96 \text{ (kg/j)}}$$

- La quantité de MES sortant du dessableur déshuileur :

$$\text{MES}_f = \text{MMS}_f + \text{MVS}_f = 96 + 745.85 = \mathbf{841.85 \text{ (kg/j)}}$$

III.6. Dimensionnement du bassin d'aération :

▪ Critère de conception du bassin d'aération :

Les bassins d'aération sont des réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue l'élimination de la matière organique par les microorganismes aérobies.

Ils constituent un élément fondamental de la filière boues activées. Nous allons supposer que le traitement par les boues activées sera à **faible charge**.

Les stations à faible charge sont conçues en vue d'un fonctionnement autonome sans personnel permanent suivant les critères suivants:

- Procédé simple (sans décantation primaire) avec bassin d'aération en mélange

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

intégrale, mais sécuritaire au prix d'un large dimensionnement des ouvrages.

- Exploitation peu coûteuse en main d'œuvre avec une dépense énergétique raisonnable.

On prend:

- Une charge massique : $0.1 < C_m < 0.2$ (kg DBO₅ /kg MVSm³.j).

On prendra : $C_m = 0,1$ Kg DBO₅/Kg MVS j.

- Une charge volumique : $0.3 < C_v < 0.8$ (kg DBO₅ /m³.j).

Nous prenons pour le calcul suivant : $C_v = 0.4$ (kg DBO₅ /m³.j).

- Une hauteur du bassin d'aération comprise entre 3 et 5m.
- La concentration en DBO₅ à la sortie doit être inférieure à 30mg /l (normes de rejets établies par l'OMS).

▪ Les données de base :

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 3190 \text{ m}^3/\text{j}$.
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 133 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 1001.66 \text{ kg/j}$.
- Concentration de l'effluent en DBO₅ (S_0)
 $S_0 = L_0/Q_{\text{moyj}} = 1001.66/3190 = 314 \text{ mg/l}$.
- La charge polluant à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$) .
- $L_f = S_f \cdot Q_{\text{moyj}} = 30 \times 3190 = 95.7 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$.
- La charge polluante éliminée:

$$L_e = L_0 - L_f = 1001.66 - 95.7 = 905.96 \text{ kgDBO}_5/\text{j}.$$

- Le rendement de l'épuration est donc:

$$\eta_{\text{ép.}} = (L_0 - L_f) / L_0 = 90\%.$$

Le bassin d'aération choisi est de type circulaire dont:

a. Volume du bassin V:

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

$V_b = L_0 / C_v$, on prend $C_v = 0.4$

$$V_b = 2504.2 \text{ m}^3.$$

b. Hauteur du bassin H:

La hauteur du bassin d'aération varie entre 3 à 5 m, nous choisissons donc une hauteur de 4 m. avec une revanche de 0.8m

Le diamètre de dessableur est donné par :

$$D = \sqrt{4 * \frac{V}{\pi * H}}$$

Avec:

- $H = 4.8 \text{ m.}$
- $V = 2504.2 \text{ m}^3.$

$$D=28.2\text{m.}$$

La surface horizontale de l'ouvrage:

$$S=624.5 \text{ m}^2.$$

c. Temps de séjour :

- Par débit moyen $T_s = V_b / Q_{\text{moy h}} = 2504.2 / 133 = 18.8\text{h.}$
- Par débit de pointe $T_s = V_b / Q_p = 2504.2 / 2826 = 0.88\text{h.}$

d. Masse des boues dans le bassin :

$$X_t = L_0 / C_m = 1001.66 / 0.1 = 10016.6 \text{ kg.}$$

e. Concentration des boues dans le bassin:

$$X_a = X_t / V = 10016.6 / 2504.2 = 4 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j.}$$

f. Besoin en oxygène :

Q (O₂) à fournir pour l'épuration biologique dans le bassin d'aération par jour est :

$$Q (\text{O}_2) = a'L_e + b'X_t \quad (\text{VI-24})$$

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

Où:

- L_e : La charge en DBO éliminée (kg/j).
- X_t : Masse totale des boues présentes dans le bassin d'aération.
- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m³/j).
- a' : La fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 1 g de pollution.
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène.

Le tableau suivant donne les valeurs de a' et b' suivant la charge massique appliquée :

Tableau (VI-4): Valeur des coefficients a' et b' en de la nature de la charge

paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge
a' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0.52	0.57	0.60
b' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0.11	0.08	0.07

Source: ENSA AGHADIR

On a choisi une faible charge donc:

$$a' = 0.6 \quad ; \quad b' = 0.07$$

g. Quantité d'oxygène journalière:

$$Q(O_2) = 0.6 * 905.96 + 0.07 * 10016.6 = 1244.7 \text{ kgO}_2/\text{j}.$$

III.7. Dimensionnement du clarificateur :

Données de base :

- Le temps de séjour : $T_s = 2\text{h}$.
- Le débit de pointe (débit de la station) : $Q_p = 0.785 \text{ m}^3/\text{s}$.

a. Le volume:

$$V = Q_p * T_s = 2728 * 2$$

$$V = 5457 \text{ m}^3.$$

b. Diamètre du clarificateur:

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau

$$D = \sqrt{4 * \frac{V}{\pi * H}}$$

La hauteur du décanteur est $H = (3-5)$ m. on prend $H=4$ m avec une revanche de 0,8 m

Donc : **H=4,8 m.**

D=32 m.

La surface horizontale de l'ouvrage:

S=1135 m².

Conclusion :

Un ingénieur toujours cherche à améliorer leur réseau pour l'exploiter au maximum, cela comprend un bon choix de la nature des conduites, et les ouvrages normaux et un bon dimensionnement des ouvrages annexe. Et le plus important introduire des ouvrages et des éléments modernes, sans oublier le coté économique.

On a projeté des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en béton et en PVC pour les diamètre inférieure a 600mm et le béton armé pour les diamètres supérieurs pour supporter la charge.

On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- ❖ Un déversoir d'orages de type frontale.
- ❖ Un déversoir d'orages de type latéral.
- ❖ Un bassin de retenue des eaux pluviales.
- ❖ Un canal de ceinture en béton trapézoïdale.
- ❖ Des tranchés drainant dans les quartiers propres.
- ❖ Une station d'épuration avec un rendement de 90%.

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier c'est l'étude qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution pour garantir la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet.

Cette étude nous donne l'estimation du coût de notre projet ainsi que les méthodes référentielles de l'exécution des travaux (Installation de chantier, Pose de canalisation...).

I. Les étapes de réalisation du projet :

I.1. Manutention et stockage des conduites :

I.1.1. Manutention :

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol.



Figure (VII-1) : le bon transport des canalisations

Source: molecor.com

I.1.2. Stockage :

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

Chapitre VII

Organisation de chantier

- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

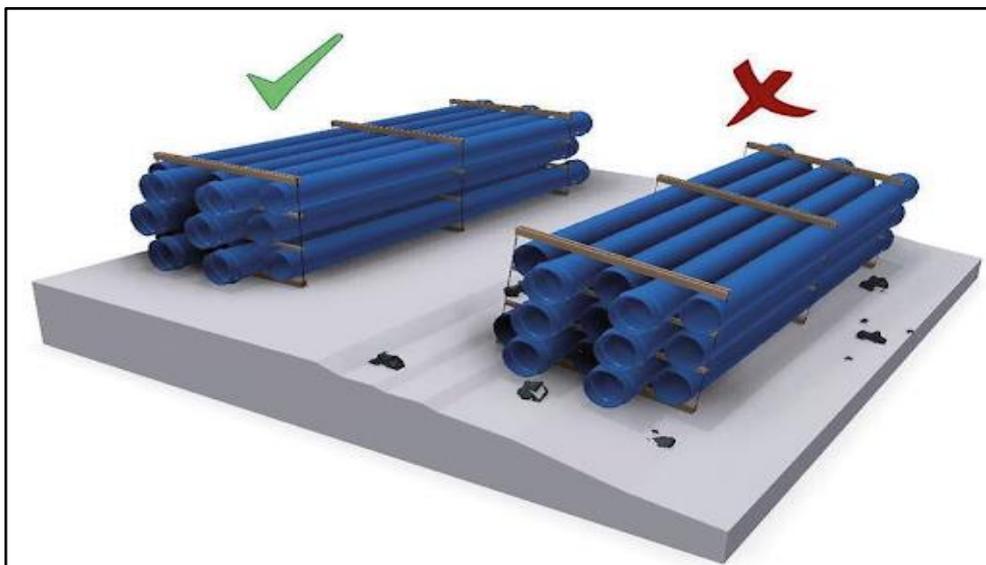


Figure (VII-2) : le bon stockage des

canalisations

Source: molecor.com

I.2. Décapage de la terre végétale :

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

I.3. Exécution des tranchées et des regards :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, et la profondeur ne doit pas être inférieure à 0.7m de la surface du terrain et la génératrice supérieur de la canalisation.

I.4. Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée en (m).
- e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.
- d : diamètre de la conduite en (m).
- h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

I.5. Largeur de la tranchée :

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

$$B = d + (2 \times 0,3) \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée en (m).
- d : diamètre de la conduite en (m).

I.6. Aménagement du lit de pose :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.

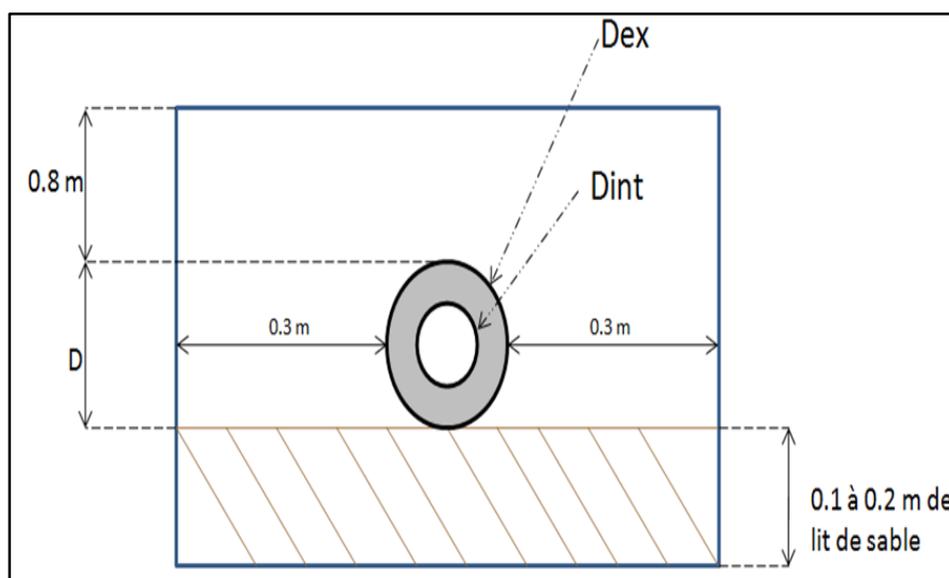


Figure (VII-3) : Pose du lit de sable

Source : strpepp.org

I.7. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard, à chaque changement de direction ou de pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

Chapitre VII

Organisation de chantier



Figure (VII-4) : le piquetage

Source: strpepp.org

I.8. Pose des canalisations :

I.8.1. Des choses on doit les prendre en considération :

- Le sable de lit de pose doit être le sable de l'oued pas le sable de mer.
- On met des buttés de tout-venant bien tasser dans les extrémités des canalisations pour les stabiliser.
- Si on a un sol avec une salinité considérable on doit couvrir la conduite avec le couvert en plastique.
- On doit éviter les tranchés dans les forêts et surtout dans les zones des arbres des figes parce que les racines vont endommager les conduites dans 2 étape principaux:



Figure (VII-5): 1^{er} phase



Figure (VII-6): 2^{ème} phase

Source: www.agirmaskinonge.com

I.9. Assemblage des tuyaux :

On commence par emboîter l'embout mâle dans le manchon du tuyau précédent. L'extrémité du tuyau est légèrement insérée dans l'ouverture. On peut ensuite emboîter les tuyaux par poussée.



Figure (VII-7): assemblage des tuyaux en béton

Source: archiexpo.fr

I.10. Essai d'étanchéité :

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

I.11. Construction des regards :

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

La construction des regards passe par plusieurs étapes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche de béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.

- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.
- Remblaiement et compactage des tranchés.

II. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Les engins de chargement :**

- Les chargeuses.
- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

- **Les engins de transport :**

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.
- Les motos basculeurs.
- Les véhicules utilitaires.

- **Les engins de mise en place des matériaux :**

- Les niveleuses.
- Les compacteurs.
- Les finisseurs.

➤ Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

Chapitre VII

Organisation de chantier

❖ Pour le décapage :

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains faciles à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne. Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer »



Figure (VII-8): Niveleuse



Figure (VII-9) : Bulldozer

Source: britannica.com

❖ Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure (VII-10) : Pelle en rétro



Figure (VII-11) : Pelle à chenille

Source: britannica.com

Chapitre VII

Organisation de chantier

❖ Pour le remblaiement des tranchées :

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



Figure (VII-12) : Chargeuse

Source: tracttor.fr

❖ Pour le compactage :

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Figure (VII-14) : Compacteur à rouleaux lisses

Source: www.amazone.com

III. Détermination des différents volumes des travaux :

III.1. Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.3})$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (0.1m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

III.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.4})$$

Tel que :

- V_{d} : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (0.15m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}^2 / 4) \times L \quad (\text{VII.6})$$

Chapitre VII

Organisation de chantier

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.5. Volume de la couche de tout-venant :

$$V_t = (H_t \times L \times B) - ((\pi \times D_{\text{ext}}^2 / 4) \times 0.3) \quad \text{(VII.7)}$$

Avec :

- H_t : hauteur de la couche.
- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur de la couche (30cm pour chaque côté).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

III.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}} + V_t) \quad \text{(VII.8)}$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- V_t : volume de la couche de la tout-venant.

III.7. Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad \text{(VII.9)}$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(VII.10)}$$

Chapitre VII

Organisation de chantier

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol (1.25).

Tableau (VII.1) : le coefficient de foisonnement selon la nature du sol.

Nature du matériau	Ff	Fc
Sols meubles :		
Argiles, limons Sables argileux, Arène... Teneur en eau proche de l'optimum -----	1,25	0,9
Sables et graves sableuses -----	1,1	1
Sols meubles consolidés		
Argiles et marnes se débitant en mottes----	1,35	1,1
Sols rocheux défoncés au ripper roche altérée - Plaquettes -----		
	1,30	1,15
Matériaux rocheux de carrière (extraits à l'explosif) -----		
	1,40	1,20

Source: www.wikigeotech.com

IV. Devis quantitatif et estimatif :

Tableau (VII.2): Devis estimatif des couts de projets

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Travaux de terrassement				
Décapage de la terre végétale	m ³	1568	250.00	392000
Déblai de tranché	m ³	47021.8	350.00	16457630
Pose de lit de sable	m ³	2352.4	1500.00	3528600
Remblai de tranché	m ³	30816.4	300.00	8194920
Tout-venant	m ³	502.08	250.00	125520
Evacuation du déblai excédentaire	m ³	27960.85	500.00	19257100
canalisation en PVC				
300	ml	2896.67	1829.50	5360287.84
400	ml	2123.71	2500.50	6159820.86
500	ml	692.73	3612.00	31865580
600	ml	685.56	4275.00	4936032
Canalisation en Béton armé				
800	ml	776.39	5640.00	4386603.5
1000	ml	242.60	7245.00	2231920
1200	ml	854.69	9100.00	11110970
1500	ml	1,044.37	11820.00	19634156
1800	ml	174.60	15550.00	2715030
2000	ml	20	18050.00	361000
construction				
Construction des regards en béton armé	u	379	30000	10370000
Bassin de rétention	m ³	89100	350	31500000

Chapitre VII

Organisation de chantier

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Déversoir d'orage	u	2	500000	1000000
Canal trapézoïdal en béton	m ³	28	35000	980000
Déblai du canal	m ³	250	350	87500
Décapage de la terre végétale de la STEP	m ³	179.75	250	44937.5
La construction des bassins de la STEP (béton armé)	m ³	25.8	35000	903000
THT				154041570.2
TVA 19%				29267898.34
TTC				183309468.5

Conclusion:

D'après ce chapitre on a conclu que l'organisation de chantier c'est une étape importante pour diriger les travaux et éviter les différents problèmes dans le chantier et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

L'étude estimative des volumes des travaux nous permet d'établir une estimation du coût total du projet, qui est de **183309468.5** milliards de centimes.

Conclusion générale

L'objectif de notre étude est d'apporter des solutions pour les problèmes des inondations et de la pollution de l'environnement dans la ville d'Adjlana (W.Médéa), c'est pour ça on a construit un système d'évacuation avec des ouvrages annexes développés, pour évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales afin d'éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

Au début on a rassemblé toutes les informations sur notre zone d'étude pour une bonne connaissance de ses caractéristiques, puis grâce à la loi de l'ajustement on a utilisé la loi de Galton pour avoir une intensité moyenne maximale de **191 l/s/ha**.

On a découpé notre bassin en **11 sous bassins** et adopté le **système unitaire** pour sa simple conception et pour éviter les faux branchements et un **schéma par déplacement latérale** pour installer une station d'épuration.

Pour l'évaluation des eaux à évacuer on a choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle. Et notre zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle qui rejettent leurs eaux dans le réseau urbain.

Pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en **PVC** pour les diamètres inférieurs à **800mm** et le **béton armé** pour les diamètres supérieurs ou égale **800mm** pour supporter la charge, et on a introduit des ouvrages annexes à la mode (un bassin de retenue des eaux pluviales, un canal de ceinture en béton trapézoïdale, des tranchées drainantes dans les quartiers propres) pour développer notre réseau.

D'après l'étude d'organisation de chantier nous avons estimé le coût du projet à **183309468.5** milliards de centimes.

Finalement, nous espérons que cette étude pourra laisser un effet positif sur les études d'assainissement et que les erreurs fatales existant aujourd'hui dans nos réseaux vont disparaître et que nos réseaux en Algérie peuvent toucher l'échelle.

Références bibliographiques

- **Salah B**, 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- **Touaibia B**, 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- **Grand Lyon** la métropole : référentiel conception et gestion des ouvrages d'assainissement.
- **Régis bourrier, Maurice Satin et Béchir Selmi**, Guide technique d'assainissement (5eme édition).
- **DJAZIRI Ramzi**, Dimensionnement du réseau d'assainissement de la nouvelle Ville de BATNA Hamla trois (W. Batna), ENSH 2018.
- **AZARI Seif El-Islam**, Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida), ENSH 2019.
- **AYOUB**, Dimensionnement du réseau d'assainissement des localités M'HADA et OULED HANNECH commune de MEFTAH (W.Blida).
- **SALGHI R.**, Dimensionnement d'une STEP par boues activées, ENSA AGHADIR.

Annexes

Annexe 1: le calcul hydraulique

Tronçons	profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R1-R2	1.5	1.46	29.61	0.008	0.044	237	300	1.17	0.083	0.0083	0.532	1.019	0.522	1.19	0.774	157	67	vérifiée
R2-R3	1.46	1.73	12.19	0.008	0.061	268	300	1.17	0.083	0.0083	0.737	1.095	0.634	1.28	0.774	190	67	vérifiée
R3-R4	1.73	1.92	25.00	0.008	0.097	316	400	1.45	0.182	0.0182	0.534	1.020	0.524	1.47	0.956	209	89	vérifiée
R4-R5	1.82	2.11	25.00	0.008	0.136	359	400	1.45	0.182	0.0182	0.749	1.096	0.641	1.58	0.956	256	89	vérifiée
R5-R13	2.11	2.45	10.18	0.008	0.136	359	400	1.45	0.182	0.0182	0.749	1.096	0.641	1.58	0.956	256	89	vérifiée
R6-R7	1.51	2	11.05	0.025	0.016	130	300	2.11	0.149	0.0149	0.107	0.678	0.231	1.43	1.395	69	67	vérifiée
R7-R8	2	2.032	26.30	0.025	0.055	206	300	2.11	0.149	0.0149	0.369	0.910	0.417	1.92	1.395	125	67	vérifiée
R8-R9	2.032	2.347	12.46	0.025	0.073	230	300	2.11	0.149	0.0149	0.490	0.992	0.496	2.09	1.395	149	67	vérifiée
R9-R10	2.347	2.494	7.88	0.025	0.085	243	300	2.11	0.149	0.0149	0.570	1.040	0.545	2.19	1.395	163	67	vérifiée
R10-R13	2.494	2.450	8.49	0.025	0.097	255	300	2.11	0.149	0.0149	0.651	1.075	0.589	2.27	1.395	177	67	vérifiée
R11-R12	1.5	1.76	17.32	0.007	0.025	195	300	1.12	0.079	0.0079	0.317	0.877	0.384	0.98	0.738	115	67	vérifiée
R12-R13	1.76	2.450	23.67	0.007	0.060	271	300	1.12	0.079	0.0079	0.761	1.098	0.647	1.23	0.738	194	67	vérifiée
R13-R14	2.450	2.8	18.32	0.009	0.321	490	500	1.73	0.339	0.0339	0.946	1.120	0.793	1.94	1.143	396	112	vérifiée
R14-R15	2.8	2.605	15.27	0.009	0.344	503	600	1.95	0.552	0.0552	0.623	1.065	0.574	2.08	1.291	344	134	vérifiée
R15-R16	2.605	2.5	27.44	0.009	0.385	519	600	2.01	0.568	0.0568	0.678	1.082	0.603	2.17	1.329	362	134	vérifiée
R16-R17	2.5	2.7	25.00	0.009	0.407	530	600	2.01	0.568	0.0568	0.717	1.091	0.623	2.19	1.329	374	134	vérifiée
R17-R52	2.7	3.12	18.17	0.009	0.450	550	600	2.01	0.568	0.0568	0.792	1.102	0.666	2.21	1.329	400	134	vérifiée
R18-R19	1.8	2.077	20.50	0.012	0.025	177	300	1.44	0.102	0.0102	0.245	0.835	0.339	1.20	0.954	102	67	vérifiée
R19-R20	2.077	2.4	33.14	0.012	0.065	253	300	1.44	0.102	0.0102	0.637	1.070	0.582	1.54	0.954	174	67	vérifiée
R20-R21	2.4	2.5	36.30	0.012	0.109	308	400	1.75	0.220	0.0220	0.496	0.996	0.500	1.74	1.156	200	89	vérifiée
R21-R22	2.5	2.8	39.00	0.012	0.157	353	400	1.75	0.220	0.0220	0.715	1.091	0.622	1.91	1.156	249	89	vérifiée
R22-R54	2.8	2.8	28.22	0.012	0.191	380	400	1.75	0.220	0.0220	0.870	1.111	0.722	1.94	1.156	289	89	vérifiée
R23-R24	1.6	1.6	12.00	0.025	0.021	144	300	2.11	0.149	0.0149	0.141	0.739	0.265	1.56	1.395	79	67	vérifiée
R24-R25	1.6	1.57	26.00	0.011	0.021	169	300	1.37	0.097	0.0097	0.217	0.817	0.321	1.12	0.904	96	67	vérifiée
R25-R26	1.57	1.55	52.00	0.007	0.113	345	400	1.33	0.167	0.0167	0.675	1.082	0.601	1.44	0.881	240	89	vérifiée
R26-R27	1.55	1.6	43.72	0.007	0.190	417	500	1.57	0.308	0.0308	0.617	1.062	0.571	1.67	1.038	285	112	vérifiée
R27-R28	1.6	1.55	31.17	0.008	0.245	444	500	1.71	0.335	0.0335	0.730	1.094	0.631	1.87	1.130	315	112	vérifiée
R28-R29	1.55	1.5	50.00	0.007	0.245	454	500	1.61	0.317	0.0317	0.774	1.100	0.655	1.77	1.067	328	112	vérifiée
R29-R30	1.5	1.55	10.19	0.007	0.245	454	500	1.61	0.317	0.0317	0.774	1.100	0.655	1.77	1.067	328	112	vérifiée
R30-R35	1.5	1.5	33.37	0.005	0.245	489	500	1.33	0.260	0.0260	0.941	1.120	0.788	1.48	0.877	394	112	vérifiée
R31-R32	1.52	1.31	43.90	0.007	0.077	301	400	1.31	0.165	0.0165	0.467	0.976	0.482	1.28	0.868	193	89	vérifiée
R32-R33	1.31	1.3	50.00	0.004	0.131	411	500	1.13	0.221	0.0221	0.593	1.052	0.558	1.18	0.744	279	112	vérifiée
R33-R34	1.3	1.3	16.85	0.004	0.131	411	500	1.13	0.221	0.0221	0.593	1.052	0.558	1.18	0.744	279	112	vérifiée

Annexe 1: le calcul hydraulique

R34-R35	1.3	1.5	43.55	0.003	0.207	505	600	1.16	0.328	0.0328	0.631	1.068	0.578	1.24	0.767	347	134	vérifiée
---------	-----	-----	-------	-------	-------	-----	-----	------	-------	--------	-------	-------	-------	------	-------	-----	-----	----------

Tronçons	profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R35-R36	1.5	1.45	50.00	0.008	0.455	564	600	1.89	0.535	0.0535	0.850	1.109	0.706	2.10	1.253	424	134	vérifiée
R36-R41	1.45	1.5	53.00	0.004	0.455	634	800	1.68	0.845	0.0845	0.538	1.022	0.526	1.72	1.113	421	178	vérifiée
R37-R38	1.6	1.63	41.00	0.018	0.072	243	300	1.79	0.126	0.0126	0.569	1.040	0.544	1.86	1.184	163	67	vérifiée
R38-R39	1.63	1.65	50.00	0.011	0.130	335	400	1.66	0.208	0.0208	0.625	1.065	0.575	1.76	1.095	230	89	vérifiée
R39-R40	1.65	1.69	16.18	0.011	0.130	335	400	1.66	0.208	0.0208	0.625	1.065	0.575	1.76	1.095	230	89	vérifiée
R40-R41	1.69	1.51	51.00	0.005	0.191	450	500	1.29	0.252	0.0252	0.757	1.098	0.645	1.41	0.850	323	112	vérifiée
R41-R49	1.51	1.69	45.63	0.003	0.647	774	800	1.40	0.706	0.0706	0.916	1.117	0.763	1.57	0.929	610	178	vérifiée
R43-R44	1.41	1.36	38.25	0.007	0.025	198	300	1.08	0.076	0.0076	0.329	0.885	0.391	0.95	0.711	117	67	vérifiée
R44-R45	1.36	1.43	45.80	0.007	0.106	340	400	1.30	0.164	0.0164	0.648	1.073	0.587	1.40	0.862	235	89	vérifiée
R45-R46	1.43	1.75	47.00	0.007	0.188	421	500	1.51	0.297	0.0297	0.633	1.069	0.579	1.62	1.000	290	112	vérifiée
R46-R47	1.75	1.05	35.00	0.007	0.250	469	500	1.51	0.297	0.0297	0.842	1.108	0.701	1.67	1.000	350	112	vérifiée
R47-R48	1.05	1.15	50.00	0.003	0.250	557	600	1.08	0.305	0.0305	0.819	1.105	0.684	1.19	0.714	410	134	vérifiée
R48-R49	1.15	1.50	15.60	0.003	0.250	557	600	1.08	0.305	0.0305	0.819	1.105	0.684	1.19	0.714	410	134	vérifiée
R49-R50	1.69	1.71	50.00	0.01	0.896	698	1000	2.98	2.383	0.2383	0.383	0.919	0.427	2.47	1.968	427	223	vérifiée
R50-R51	1.71	2.2	44.00	0.003	0.896	875	1000	1.63	1.280	0.1280	0.700	1.088	0.614	1.77	1.078	614	223	vérifiée
R51-R52	2.2	3.12	53.20	0.003	0.896	875	1000	1.63	1.280	0.1280	0.700	1.088	0.614	1.77	1.078	614	223	vérifiée
R52-R53	3.12	3.24	25.00	0.003	1.400	1034	1200	1.84	2.082	0.2082	0.673	1.081	0.600	1.99	1.218	720	268	vérifiée
R53-R54	3.24	2.8	28.20	0.003	1.436	1044	1200	1.84	2.082	0.2082	0.690	1.085	0.609	2.00	1.218	731	268	vérifiée
R54-R55	2.8	2.78	20.43	0.005	1.659	1013	1200	2.30	2.606	0.2606	0.637	1.070	0.581	2.46	1.524	697	268	vérifiée
R55-R56	2.78	2.65	35.00	0.005	1.713	1025	1200	2.30	2.606	0.2606	0.658	1.077	0.592	2.48	1.524	711	268	vérifiée
R56-R57	2.65	2.79	35.00	0.005	1.768	1037	1200	2.30	2.606	0.2606	0.678	1.083	0.603	2.49	1.524	724	268	vérifiée
R57-R58	2.79	2.08	35.00	0.005	1.822	1049	1200	2.30	2.606	0.2606	0.699	1.088	0.614	2.51	1.524	737	268	vérifiée
R58-R59	2.08	2.32	35.00	0.005	1.877	1061	1200	2.30	2.606	0.2606	0.720	1.092	0.625	2.52	1.524	750	268	vérifiée
R59-R60	2.32	2.42	35.00	0.005	1.931	1072	1200	2.30	2.606	0.2606	0.741	1.095	0.636	2.52	1.524	764	268	vérifiée
R60-R61	2.42	2.41	17.40	0.005	1.931	1072	1200	2.30	2.606	0.2606	0.741	1.095	0.636	2.52	1.524	763	268	vérifiée
R62-R63	1.72	1.4	43.00	0.006	0.077	312	400	1.20	0.151	0.0151	0.514	1.008	0.511	1.21	0.793	205	89	vérifiée
R63-R64	1.4	1.75	50.00	0.006	0.077	312	400	1.20	0.151	0.0151	0.514	1.008	0.511	1.21	0.793	205	89	vérifiée
R64-R67	1.75	1.75	8.00	0.006	0.077	312	400	1.20	0.151	0.0151	0.514	1.008	0.511	1.21	0.793	205	89	vérifiée
R65-R66	1.72	7.77	46.00	0.035	0.077	220	300	2.50	0.176	0.0176	0.439	0.957	0.463	2.39	1.651	139	67	vérifiée
R66-R67	1.77	1.77	44.23	0.015	0.077	258	300	1.63	0.115	0.0115	0.670	1.080	0.599	1.76	1.081	180	67	vérifiée
R67-R68	1.77	1.66	50.00	0.021	0.155	314	400	2.34	0.294	0.0294	0.526	1.015	0.519	2.38	1.549	208	89	vérifiée
R68-R83	1.66	1.76	45.61	0.021	0.155	314	400	2.34	0.294	0.0294	0.526	1.015	0.519	2.38	1.549	208	89	vérifiée
R70-R71	1.57	1.52	36.00	0.027	0.065	216	300	2.19	0.155	0.0155	0.418	0.943	0.450	2.07	1.450	135	67	vérifiée
R71-R72	1.52	2.02	50.00	0.006	0.064	290	300	0.99	0.070	0.0070	0.915	1.117	0.762	1.10	0.654	229	67	vérifiée
R72-R74	2.02	2.02	8.00	0.006	0.064	290	300	0.99	0.070	0.0070	0.915	1.117	0.762	1.10	0.654	229	67	vérifiée

Tronçons	profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition D'auto curage
	am	av																
R73-R74	1.57	2.02	43.00	0.045	0.077	210	300	2.83	0.200	0.0200	0.387	0.922	0.429	2.61	1.872	129	67	vérifiée
R74-R75	2.02	1.8	48.00	0.005	0.141	398	400	1.14	0.144	0.0144	0.985	1.123	0.835	1.28	0.756	334	89	vérifiée
R75-R76	1.8	1.75	50.00	0.030	0.141	284	300	2.31	0.163	0.0163	0.863	1.110	0.717	2.56	1.528	215	67	vérifiée
R78-R79	1.65	1.50	43.00	0.016	0.077	255	300	1.69	0.119	0.0119	0.649	1.074	0.588	1.81	1.116	176	67	vérifiée
R79-R80	1.50	1.55	50.00	0.006	0.077	307	400	1.25	0.157	0.0157	0.492	0.993	0.498	1.24	0.828	199	89	vérifiée
R80-R83	1.55	1.76	8.00	0.006	0.077	307	400	1.25	0.157	0.0157	0.492	0.993	0.498	1.24	0.828	199	89	vérifiée
R81-R82	1.6	1.47	43.00	0.020	0.077	245	300	1.89	0.133	0.0133	0.580	1.046	0.551	1.97	1.248	165	67	vérifiée
R82-R83	1.47	1.76	42.80	0.004	0.077	331	400	1.02	0.128	0.0128	0.603	1.056	0.563	1.08	0.676	225	89	vérifiée
R83-R84	1.76	1.78	50.00	0.019	0.310	415	500	2.58	0.507	0.0507	0.610	1.059	0.567	2.74	1.710	283	112	vérifiée
R84-R102	1.78	1.97	24.60	0.016	0.309	429	500	2.37	0.466	0.0466	0.664	1.078	0.595	2.56	1.569	298	112	vérifiée
R85-R86	1.53	1.55	36.00	0.030	0.065	212	300	2.31	0.163	0.0163	0.397	0.928	0.436	2.14	1.528	131	67	vérifiée
R86-R88	1.55	1.51	52.00	0.009	0.065	266	300	1.27	0.089	0.0089	0.724	1.093	0.627	1.38	0.837	188	67	vérifiée
R87-R88	1.53	1.51	43.00	0.036	0.077	219	300	2.53	0.179	0.0179	0.433	0.953	0.459	2.41	1.674	138	67	vérifiée
R88-R77	1.51	1.56	46.60	0.006	0.142	391	400	1.20	0.151	0.0151	0.944	1.120	0.791	1.34	0.793	316	89	vérifiée
R77-R89	1.56	1.56	50.00	0.031	0.283	367	400	2.84	0.358	0.0358	0.792	1.102	0.666	3.13	1.882	267	89	vérifiée
R89-R104	1.56	1.87	28.00	0.025	0.283	382	400	2.55	0.321	0.0321	0.882	1.113	0.732	2.84	1.690	293	89	vérifiée
R90-R91	1.49	1.25	35.00	0.024	0.058	212	300	2.07	0.146	0.0146	0.398	0.929	0.436	1.92	1.367	131	67	vérifiée
R91-R106	1.25	2.27	21.57	0.024	0.097	257	300	2.07	0.146	0.0146	0.661	1.078	0.594	2.23	1.367	178	67	vérifiée
R92-R93	1.58	2	35.00	0.030	0.058	204	300	2.29	0.162	0.0162	0.359	0.903	0.411	2.07	1.515	123	67	vérifiée
R93-R94	2	2.16	28.45	0.030	0.105	255	300	2.29	0.162	0.0162	0.650	1.074	0.588	2.46	1.515	177	67	vérifiée
R94-R95	2.16	2.03	35.00	0.030	0.163	301	400	2.78	0.349	0.0349	0.469	0.978	0.483	2.71	1.836	193	89	vérifiée
R95-R96	2.03	1.81	35.00	0.039	0.222	321	400	3.17	0.398	0.0398	0.556	1.033	0.537	3.27	2.097	215	89	vérifiée
R96-R97	1.81	2.4	24.25	0.039	0.262	342	400	3.17	0.398	0.0398	0.657	1.077	0.592	3.41	2.097	237	89	vérifiée
R97-R98	2.4	2.6	35.00	0.039	0.320	368	400	3.17	0.398	0.0398	0.803	1.103	0.673	3.50	2.097	269	89	vérifiée
R98-R108	2.6	3.06	27.22	0.039	0.365	387	400	3.17	0.398	0.0398	0.916	1.117	0.763	3.54	2.097	305	89	vérifiée
R61-R99	2.41	2.25	50.00	0.003	1.931	1140	1200	1.96	2.216	0.2021	0.871	1.111	0.723	2.18	1.296	868	268	vérifiée
R99-R100	2.25	2.15	50.00	0.003	1.936	1141	1200	1.96	2.216	0.2216	0.873	1.111	0.725	2.18	1.296	870	268	vérifiée
R100-R101	2.15	2.03	50.00	0.003	1.941	1142	1200	1.96	2.216	0.2216	0.876	1.112	0.727	2.18	1.296	872	268	vérifiée
R101-R102	2.03	1.97	25.44	0.004	1.941	1136	1200	1.99	2.249	0.2249	0.863	1.110	0.717	2.21	1.315	860	268	vérifiée
R102-R103	1.97	1.7	50.00	0.004	2.251	1171	1200	2.13	2.404	0.2404	0.936	1.119	0.783	2.38	1.406	939	268	vérifiée
R103-R104	1.7	1.88	50.00	0.004	2.535	1224	1500	2.47	4.359	0.4359	0.581	1.046	0.551	2.58	1.632	827	335	vérifiée
R104-R105	1.88	2.12	45.53	0.004	2.818	1306	1500	2.31	4.077	0.4077	0.691	1.086	0.610	2.51	1.526	915	335	vérifiée
R105-R106	2.12	2.27	38.20	0.004	2.915	1323	1500	2.31	4.077	0.4077	0.715	1.091	0.622	2.52	1.526	933	335	vérifiée
R106-R107	2.27	2.54	24.80	0.003	3.012	1426	1500	1.95	3.446	0.3446	0.874	1.111	0.725	2.17	1.290	1088	335	vérifiée
R107-R108	2.54	3.06	38.66	0.004	3.377	1363	1500	2.47	4.359	0.4359	0.775	1.100	0.656	2.71	1.632	984	335	vérifiée

Les tronçons	profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition D'auto curage
	am	av																
R108-R109	3.06	3.5	50.00	0.004	3.573	1428	1500	2.31	4.077	0.4077	0.876	1.112	0.727	2.57	1.526	1091	335	vérifiée
R109-R201	3.5	3.65	20.67	0.004	3.617	1434	1500	2.31	4.077	0.4077	0.887	1.113	0.737	2.57	1.526	1105	335	vérifiée
R110-R111	1.5	1.55	35	0.030	0.027	152	300	2.31	0.163	0.0163	0.164	0.769	0.284	1.78	1.528	85	67	vérifiée
R111-R112	1.55	1.88	29.26	0.015	0.049	219	300	1.61	0.114	0.0114	0.433	0.953	0.459	1.54	1.066	138	67	vérifiée
R112-R113	1.88	1.66	35	0.042	0.076	212	300	2.73	0.193	0.0193	0.394	0.926	0.434	2.53	1.808	130	67	vérifiée
R113-R114	1.66	1.9	10.13	0.042	0.084	219	300	2.73	0.193	0.0193	0.434	0.954	0.460	2.61	1.808	138	67	vérifiée
R114-R147	1.9	2.35	25.5	0.009	0.103	317	400	1.53	0.193	0.0193	0.537	1.022	0.525	1.57	1.014	210	89	vérifiée
R115-R116	1.2	1.35	23.1	0.009	0.018	163	300	1.27	0.089	0.0089	0.198	0.802	0.308	1.01	0.837	92	67	vérifiée
R116-R118	1.35	1.7	19.54	0.009	0.033	206	300	1.27	0.089	0.0089	0.366	0.908	0.415	1.15	0.837	125	67	vérifiée
R117-R118	1.52	1.7	25.25	0.055	0.019	120	300	3.13	0.221	0.0221	0.088	0.630	0.208	1.97	2.069	62	67	vérifiée
R119-R123	1.85	2	19.15	0.060	0.083	204	300	3.27	0.231	0.0231	0.359	0.903	0.411	2.95	2.161	123	67	vérifiée
R123-R147	2	2.35	28.66	0.045	0.169	282	300	2.83	0.200	0.0200	0.847	1.108	0.704	3.14	1.872	211	67	vérifiée
R120-R121	1.54	1.85	35.33	0.045	0.027	142	300	2.83	0.200	0.0200	0.135	0.731	0.260	2.07	1.872	78	67	vérifiée
R121-R122	1.85	1.83	19.11	0.050	0.042	163	300	2.98	0.211	0.0211	0.198	0.802	0.308	2.39	1.973	92	67	vérifiée
R122-R123	1.83	2	29.75	0.050	0.065	192	300	2.98	0.211	0.0211	0.306	0.871	0.377	2.60	1.973	113	67	vérifiée
R124-R125	1.61	1.92	16.82	0.060	0.013	102	300	3.27	0.231	0.0231	0.056	0.525	0.160	1.72	2.161	48	67	vérifiée
R125-R126	1.92	1.7	25	0.060	0.032	143	300	3.27	0.231	0.0231	0.139	0.736	0.263	2.40	2.161	79	67	vérifiée
R126-R127	1.7	1.66	25	0.060	0.051	171	300	3.27	0.231	0.0231	0.222	0.820	0.324	2.68	2.161	97	67	vérifiée
R127-R128	1.66	1.64	26	0.060	0.071	193	300	3.27	0.231	0.0231	0.308	0.872	0.378	2.85	2.161	113	67	vérifiée
R128-R129	1.64	1.58	27.74	0.060	0.092	213	300	3.27	0.231	0.0231	0.400	0.931	0.438	3.04	2.161	131	67	vérifiée
R129-R130	1.58	1.39	35	0.040	0.119	253	300	2.67	0.189	0.0189	0.633	1.068	0.579	2.85	1.765	174	67	vérifiée
R130-R131	1.39	1.42	25.12	0.040	0.139	267	300	2.67	0.189	0.0189	0.735	1.094	0.633	2.92	1.765	190	67	vérifiée
R131-R132	1.42	3.3	35	0.060	0.165	265	300	3.25	0.230	0.0230	0.719	1.092	0.625	3.55	2.152	187	67	vérifiée
R132-R151	3.3	4.2	36	0.060	0.193	281	300	3.25	0.230	0.0230	0.839	1.107	0.698	3.60	2.152	210	67	vérifiée
R133-R134	1.35	1.5	35	0.050	0.027	138	300	2.99	0.211	0.0211	0.127	0.716	0.252	2.14	1.979	76	67	vérifiée
R134-R135	1.5	1.64	25	0.050	0.038	158	300	2.99	0.211	0.0211	0.181	0.787	0.297	2.35	1.979	89	67	vérifiée
R135-R136	1.64	1.6	35	0.050	0.065	193	300	2.98	0.211	0.0211	0.309	0.873	0.379	2.60	1.973	114	67	vérifiée
R136-R137	1.6	1.66	25	0.050	0.084	213	300	2.98	0.211	0.0211	0.400	0.931	0.438	2.78	1.973	131	67	vérifiée
R137-R138	1.66	3.24	31.7	0.050	0.109	234	300	2.98	0.211	0.0211	0.516	1.009	0.512	3.01	1.973	154	67	vérifiée
R138-R154	3.24	4.23	19.27	0.050	0.123	245	300	2.98	0.211	0.0211	0.586	1.048	0.554	3.13	1.973	166	67	vérifiée
R139-R140	1.78	1.63	31.57	0.070	0.012	96	300	3.53	0.249	0.0249	0.047	0.490	0.145	1.73	2.334	44	67	vérifiée
R140-R141	1.63	1.56	35	0.035	0.039	170	300	2.50	0.176	0.0176	0.219	0.818	0.322	2.04	1.651	97	67	vérifiée
R141-R142	1.56	1.55	35	0.070	0.066	182	300	3.53	0.249	0.0249	0.263	0.846	0.350	2.98	2.334	105	67	vérifiée
R142-R143	1.55	1.6	35	0.070	0.092	207	300	3.53	0.249	0.0249	0.370	0.911	0.418	3.21	2.334	125	67	vérifiée
R143-R144	1.6	1.62	35	0.035	0.119	259	300	2.50	0.176	0.0176	0.676	1.082	0.602	2.70	1.651	181	67	vérifiée

Les tronçons	profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R144-R145	1.62	1.8	25	0.035	0.138	274	300	2.50	0.176	0.0176	0.784	1.101	0.662	2.75	1.651	198	67	vérifiée
R145-R146	1.83	2.8	35	0.035	0.165	293	300	2.50	0.176	0.0176	0.937	1.119	0.783	2.79	1.651	235	67	vérifiée
R146-R159	2.8	3.1	32	0.035	0.190	308	400	3.02	0.380	0.0380	0.500	0.998	0.502	3.02	2.000	201	89	vérifiée
R147-R148	2.35	2.71	35	0.016	0.300	424	600	2.68	0.757	0.0757	0.396	0.928	0.435	2.48	1.772	261	134	vérifiée
R148-R149	2.71	3.3	31.4	0.016	0.324	436	600	2.68	0.757	0.0757	0.428	0.949	0.456	2.54	1.772	274	134	vérifiée
R149-R150	3.3	3.6	31.86	0.016	0.348	448	600	2.68	0.757	0.0757	0.460	0.972	0.477	2.60	1.772	286	134	vérifiée
R150-R151	3.6	3.8	20.6	0.018	0.364	446	600	2.84	0.803	0.0803	0.453	0.967	0.473	2.75	1.879	284	134	vérifiée
R151-R152	3.8	3.85	35	0.018	0.584	532	600	2.84	0.803	0.0803	0.727	1.093	0.629	3.10	1.879	377	134	vérifiée
R152-R153	3.85	4	35	0.016	0.611	557	600	2.64	0.745	0.0745	0.820	1.105	0.684	2.91	1.744	411	134	vérifiée
R153-R154	4	4	24.1	0.016	0.629	563	600	2.64	0.745	0.0745	0.844	1.108	0.702	2.92	1.744	421	134	vérifiée
R154-R155	4.1	4.2	25	0.023	0.772	565	600	3.21	0.908	0.0908	0.850	1.109	0.707	3.56	2.124	424	134	vérifiée
R155-R156	4.2	3.8	25	0.023	0.791	570	600	3.21	0.908	0.0908	0.871	1.111	0.723	3.57	2.124	434	134	vérifiée
R156-R157	3.8	3.63	25	0.020	0.810	593	600	2.96	0.836	0.0836	0.969	1.122	0.818	3.32	1.956	491	134	vérifiée
R157-R158	3.63	3.59	25	0.012	0.830	655	800	2.81	1.412	0.1412	0.587	1.049	0.554	2.95	1.859	444	178	vérifiée
R158-R159	3.4	3.1	19.36	0.012	0.844	665	800	2.75	1.383	0.1383	0.611	1.060	0.567	2.91	1.819	454	178	vérifiée
R159-R174	3.1	3.64	35.67	0.016	1.066	686	800	3.19	1.605	0.1605	0.664	1.079	0.596	3.44	2.112	477	178	vérifiée
R160-R161	1.53	1.67	10.40	0.060	0.011	97	300	3.25	0.230	0.0230	0.049	0.499	0.149	1.63	2.153	45	67	vérifiée
R161-R162	1.67	1.58	8.50	0.064	0.021	120	300	3.37	0.239	0.0239	0.087	0.628	0.207	2.12	2.232	62	67	vérifiée
R162-R163	1.58	1.61	23.57	0.067	0.047	161	300	3.45	0.244	0.0244	0.191	0.796	0.303	2.75	2.284	91	67	vérifiée
R163-R164	1.61	1.63	14.40	0.041	0.062	197	300	2.70	0.191	0.0191	0.326	0.883	0.389	2.39	1.788	117	67	vérifiée
R165-R166	1.63	1.63	28.00	0.061	0.131	242	300	3.29	0.233	0.0233	0.561	1.036	0.540	3.41	2.179	162	67	vérifiée
R166-R167	1.63	1.64	28.00	0.061	0.161	261	300	3.29	0.233	0.0233	0.693	1.086	0.611	3.58	2.179	183	67	vérifiée
R167-R173	1.64	1.63	26.80	0.040	0.191	301	400	3.25	0.408	0.0408	0.468	0.977	0.482	3.17	2.147	193	89	vérifiée
R173-R174	1.63	3.64	18.70	0.039	0.390	396	400	3.19	0.401	0.0401	0.973	1.122	0.822	3.58	2.111	329	89	vérifiée
R168-R169	1.5	1.5	35.00	0.070	0.038	148	300	3.54	0.250	0.0250	0.153	0.756	0.275	2.67	2.339	83	67	vérifiée
R169-R170	1.5	1.54	35.00	0.028	0.077	229	300	2.22	0.157	0.0157	0.489	0.992	0.496	2.20	1.466	149	67	vérifiée
R170-R171	1.54	1.53	30.00	0.058	0.110	229	300	3.20	0.226	0.0226	0.484	0.988	0.492	3.16	2.117	148	67	vérifiée
R171-R172	1.53	1.41	30.90	0.049	0.143	261	300	2.95	0.209	0.0209	0.687	1.085	0.607	3.20	1.953	182	67	vérifiée
R172-R173	1.41	1.63	32.60	0.021	0.179	332	400	2.34	0.295	0.0295	0.608	1.058	0.566	2.48	1.551	226	89	vérifiée
R174-R175	3.64	3.8	25.00	0.018	1.485	753	800	3.47	1.745	0.1745	0.851	1.109	0.707	3.85	2.296	566	178	vérifiée
R175-R176	3.8	4.1	17.50	0.028	1.504	698	800	4.31	2.165	0.2165	0.695	1.087	0.611	4.68	2.849	489	178	vérifiée
R176-R177	4.1	4.3	25.00	0.028	1.531	703	800	4.31	2.165	0.2165	0.707	1.089	0.618	4.69	2.849	494	178	vérifiée
R177-R178	4.3	4.6	25.00	0.028	1.559	707	800	4.31	2.165	0.2165	0.720	1.092	0.625	4.70	2.849	500	178	vérifiée
R178-R179	4.6	4.36	28.70	0.028	1.590	713	800	4.31	2.165	0.2165	0.734	1.094	0.633	4.71	2.849	506	178	vérifiée
R179-R180	4.36	4.1	25.00	0.028	1.617	717	800	4.31	2.165	0.2165	0.747	1.096	0.640	4.72	2.849	512	178	vérifiée

Les tronçons	profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R180-R181	4.1	3.8	25.00	0.028	1.645	722	800	4.31	2.165	0.2165	0.760	1.098	0.647	4.73	2.849	517	178	vérifiée
R181-R182	3.8	3.6	25.00	0.028	1.672	726	800	4.31	2.165	0.2165	0.772	1.100	0.654	4.74	2.849	523	178	vérifiée
R182-R201	3.6	3.65	28.00	0.028	1.703	731	800	4.31	2.165	0.2165	0.786	1.101	0.663	4.74	2.849	530	178	vérifiée
R183-R184	1.5	1.53	25.00	0.046	0.027	142	300	2.86	0.202	0.0202	0.135	0.730	0.260	2.09	1.892	78	67	vérifiée
R184-R185	1.53	1.6	25.00	0.046	0.055	184	300	2.86	0.202	0.0202	0.271	0.850	0.355	2.43	1.892	106	67	vérifiée
R185-R186	1.6	1.62	25.00	0.046	0.082	214	300	2.86	0.202	0.0202	0.406	0.935	0.442	2.67	1.892	133	67	vérifiée
R186-R187	1.62	1.95	25.00	0.046	0.110	238	300	2.86	0.202	0.0202	0.542	1.024	0.528	2.93	1.892	158	67	vérifiée
R187-R205	1.95	2.37	28.30	0.046	0.140	262	300	2.86	0.202	0.0202	0.695	1.087	0.612	3.11	1.892	183	67	vérifiée
R188-R189	1.5	1.85	36.00	0.050	0.039	160	300	2.99	0.211	0.0211	0.187	0.792	0.300	2.37	1.978	90	67	vérifiée
R189-R190	1.85	1.63	25.00	0.050	0.067	195	300	2.99	0.211	0.0211	0.316	0.877	0.383	2.62	1.978	115	67	vérifiée
R190-R191	1.63	1.58	25.00	0.050	0.094	222	300	2.99	0.211	0.0211	0.446	0.962	0.468	2.88	1.978	140	67	vérifiée
R191-R192	1.58	1.48	25.00	0.050	0.122	244	300	2.99	0.211	0.0211	0.575	1.043	0.548	3.12	1.978	164	67	vérifiée
R192-R193	1.48	1.37	25.00	0.050	0.149	263	300	2.99	0.211	0.0211	0.705	1.089	0.617	3.26	1.978	185	67	vérifiée
R193-R194	1.37	1.48	14.80	0.050	0.165	273	300	2.99	0.211	0.0211	0.781	1.101	0.660	3.29	1.978	198	67	vérifiée
R194-R195	1.48	1.59	25.00	0.050	0.193	290	300	2.99	0.211	0.0211	0.911	1.116	0.758	3.34	1.978	227	67	vérifiée
R195-R209	1.59	1.62	25.00	0.050	0.220	304	400	3.62	0.455	0.0455	0.483	0.987	0.492	3.58	2.396	197	89	vérifiée
R196-R197	1.5	1.53	35.00	0.052	0.038	157	300	3.05	0.216	0.0216	0.178	0.784	0.294	2.39	2.018	88	67	vérifiée
R197-R198	1.53	1.48	35.00	0.052	0.077	204	300	3.05	0.216	0.0216	0.355	0.901	0.408	2.75	2.018	123	67	vérifiée
R198-R199	1.48	1.61	35.00	0.052	0.115	237	300	3.05	0.216	0.0216	0.533	1.020	0.523	3.11	2.018	157	67	vérifiée
R199-R200	1.61	1.76	35.00	0.052	0.153	264	300	3.05	0.216	0.0216	0.711	1.090	0.620	3.33	2.018	186	67	vérifiée
R200-R211	1.76	1.85	35.00	0.043	0.192	297	300	2.78	0.196	0.0196	0.977	1.122	0.826	3.12	1.836	248	67	vérifiée
R201-R202	3.65	3.68	35.00	0.011	5.351	1170	1200	5.82	6.584	0.6584	0.813	1.104	0.680	5.04	3.851	816	268	vérifiée
R202-R203	3.68	3.41	35.00	0.011	5.355	1171	1200	5.82	6.584	0.6584	0.813	1.104	0.680	5.04	3.851	816	268	vérifiée
R203-R204	3.41	3.16	26.17	0.011	5.381	1189	1200	5.82	6.584	0.6584	0.817	1.105	0.683	5.04	3.851	819	268	vérifiée
R204-R205	3.16	2.37	12.75	0.011	5.390	1193	1200	5.82	6.584	0.6584	0.819	1.105	0.684	5.04	3.851	820	268	vérifiée
R205-R206	2.37	2.13	35.00	0.011	5.526	1199	1200	5.82	6.584	0.6584	0.839	1.107	0.698	5.06	3.851	838	268	vérifiée
R206-R207	2.13	2.30	14.04	0.011	5.527	1210	1500	3.80	6.718	0.6718	0.823	1.105	0.687	4.20	2.514	1030	335	vérifiée
R207-R208	2.30	2.34	35.00	0.011	5.531	1228	1500	3.90	6.892	0.6892	0.802	1.103	0.673	4.30	2.580	1009	335	vérifiée
R208-R209	2.34	2.36	12.64	0.011	5.532	1230	1500	3.90	6.892	0.6892	0.803	1.103	0.673	4.30	2.580	1010	335	vérifiée
R209-R210	2.36	2.20	35.00	0.011	5.756	1298	1500	4.12	7.281	0.7281	0.790	1.102	0.665	4.54	2.725	998	335	vérifiée
R210-R211	2.20	2.26	11.64	0.011	5.767	1300	1500	4.12	7.281	0.7281	0.792	1.102	0.666	4.54	2.725	999	335	vérifiée
R211-R212	2.26	2.19	35.00	0.011	5.973	1344	1500	4.09	7.229	0.7229	0.826	1.106	0.689	4.52	2.706	1034	335	vérifiée
R212-R213	2.19	2.14	17.19	0.011	5.990	1355	1500	4.09	7.229	0.7229	0.829	1.106	0.691	4.52	2.706	1036	335	vérifiée
R213-R214	2.14	2.19	36.00	0.011	6.047	1376	1500	4.09	7.229	0.7229	0.837	1.107	0.696	4.53	2.706	1044	335	vérifiée
R215-R216	1.53	1.5	25.00	0.020	0.020	148	300	1.88	0.133	0.0133	0.151	0.753	0.273	1.41	1.241	82	67	vérifiée

Les tronçons	Profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R216-R217	1.5	1.5	25.00	0.020	0.040	191	300	1.88	0.133	0.0133	0.302	0.868	0.374	1.63	1.241	112	67	vérifiée
R217-R218	1.5	1.45	25.00	0.015	0.060	235	300	1.63	0.115	0.0115	0.520	1.011	0.515	1.65	1.081	154	67	vérifiée
R218-R250	1.45	1.41	25.00	0.015	0.080	261	300	1.63	0.115	0.0115	0.693	1.086	0.611	1.77	1.081	183	67	vérifiée
R219-R220	1.52	1.65	25.00	0.037	0.020	131	300	2.57	0.182	0.0182	0.110	0.684	0.234	1.76	1.701	70	67	vérifiée
R220-R221	1.65	1.83	25.00	0.037	0.040	170	300	2.57	0.182	0.0182	0.220	0.819	0.323	2.10	1.701	97	67	vérifiée
R221-R222	1.83	1.85	25.00	0.014	0.060	238	300	1.58	0.112	0.0112	0.538	1.022	0.526	1.61	1.044	158	67	vérifiée
R222-R223	1.85	1.84	25.00	0.014	0.080	265	300	1.58	0.112	0.0112	0.717	1.091	0.623	1.72	1.044	187	67	vérifiée
R223-R253	1.84	1.81	18.00	0.014	0.094	282	300	1.58	0.112	0.0112	0.846	1.108	0.703	1.75	1.044	211	67	vérifiée
R224-R225	1.5	1.52	25.00	0.020	0.020	147	300	1.89	0.133	0.0133	0.150	0.752	0.272	1.42	1.248	82	67	vérifiée
R225-R226	1.52	1.64	25.00	0.020	0.040	191	300	1.89	0.133	0.0133	0.300	0.867	0.373	1.64	1.248	112	67	vérifiée
R226-R227	1.64	1.86	20.00	0.017	0.056	222	300	1.76	0.125	0.0125	0.450	0.965	0.470	1.70	1.166	141	67	vérifiée
R227-R228	1.86	1.61	11.20	0.017	0.065	235	300	1.76	0.125	0.0125	0.521	1.012	0.516	1.78	1.166	155	67	vérifiée
R228-R229	1.61	1.89	25.00	0.011	0.085	285	300	1.38	0.098	0.0098	0.868	1.111	0.721	1.54	0.916	216	67	vérifiée
R229-R230	1.89	2.1	25.00	0.011	0.105	308	400	1.68	0.211	0.0211	0.498	0.997	0.501	1.67	1.109	201	89	vérifiée
R230-R258	2.1	2.39	13.70	0.011	0.116	320	400	1.68	0.211	0.0211	0.550	1.029	0.533	1.73	1.109	213	89	vérifiée
R231-R232	1.54	1.54	25.00	0.024	0.020	142	300	2.08	0.147	0.0147	0.136	0.732	0.260	1.52	1.373	78	67	vérifiée
R232-R233	1.54	1.53	25.00	0.024	0.040	184	300	2.08	0.147	0.0147	0.273	0.852	0.356	1.77	1.373	107	67	vérifiée
R233-R234	1.53	1.58	32.40	0.015	0.066	243	300	1.63	0.115	0.0115	0.571	1.041	0.545	1.70	1.081	164	67	vérifiée
R234-R235	1.58	1.98	25.00	0.015	0.086	269	300	1.63	0.115	0.0115	0.744	1.096	0.638	1.79	1.081	191	67	vérifiée
R235-R261	1.98	2.17	25.00	0.015	0.106	290	300	1.63	0.115	0.0115	0.917	1.117	0.764	1.82	1.081	229	67	vérifiée
R236-R237	1.5	1.77	25.00	0.009	0.020	171	300	1.27	0.089	0.0089	0.224	0.821	0.325	1.04	0.837	97	67	vérifiée
R237-R238	1.77	1.89	25.00	0.009	0.040	222	300	1.27	0.089	0.0089	0.447	0.963	0.469	1.22	0.837	141	67	vérifiée
R238-R239	1.89	2.3	25.00	0.009	0.060	258	300	1.27	0.089	0.0089	0.671	1.081	0.599	1.37	0.837	180	67	vérifiée
R239-R240	2.3	2.75	25.00	0.009	0.080	288	300	1.27	0.089	0.0089	0.894	1.114	0.743	1.41	0.837	223	67	vérifiée
R240-R263	2.75	2.68	19.70	0.009	0.096	308	400	1.53	0.193	0.0193	0.497	0.997	0.501	1.53	1.014	200	89	vérifiée
R250-R251	1.41	1.53	25.00	0.007	0.107	338	400	1.33	0.168	0.0168	0.640	1.071	0.583	1.43	0.882	233	89	vérifiée
R251-R252	1.53	1.66	25.00	0.007	0.137	369	400	1.35	0.170	0.0170	0.806	1.103	0.675	1.49	0.894	270	89	vérifiée
R252-R253	1.66	1.81	25.00	0.006	0.144	393	400	1.20	0.151	0.0151	0.955	1.121	0.802	1.34	0.793	321	89	vérifiée
R253-R254	1.81	1.83	25.00	0.006	0.251	485	500	1.39	0.273	0.0273	0.920	1.118	0.767	1.55	0.920	384	112	vérifiée
R254-R255	1.83	1.86	25.00	0.006	0.271	499	500	1.39	0.273	0.0273	0.994	1.122	0.845	1.56	0.920	422	112	vérifiée
R256-R257	2.5	2.45	25.00	0.006	0.311	525	600	1.57	0.444	0.0444	0.701	1.088	0.615	1.71	1.039	369	134	vérifiée
R257-R258	2.45	2.39	27.15	0.007	0.333	515	600	1.77	0.501	0.0501	0.665	1.079	0.596	1.91	1.172	358	134	vérifiée
R258-R259	2.39	2.12	25.00	0.007	0.469	585	600	1.77	0.501	0.0501	0.936	1.119	0.783	1.98	1.172	470	134	vérifiée
R259-R260	2.12	2	25.00	0.007	0.489	595	600	1.77	0.501	0.0501	0.976	1.122	0.825	1.99	1.172	495	134	vérifiée
R260-R261	2	2.17	31.80	0.008	0.514	591	600	1.89	0.535	0.0535	0.961	1.122	0.808	2.12	1.253	485	134	vérifiée

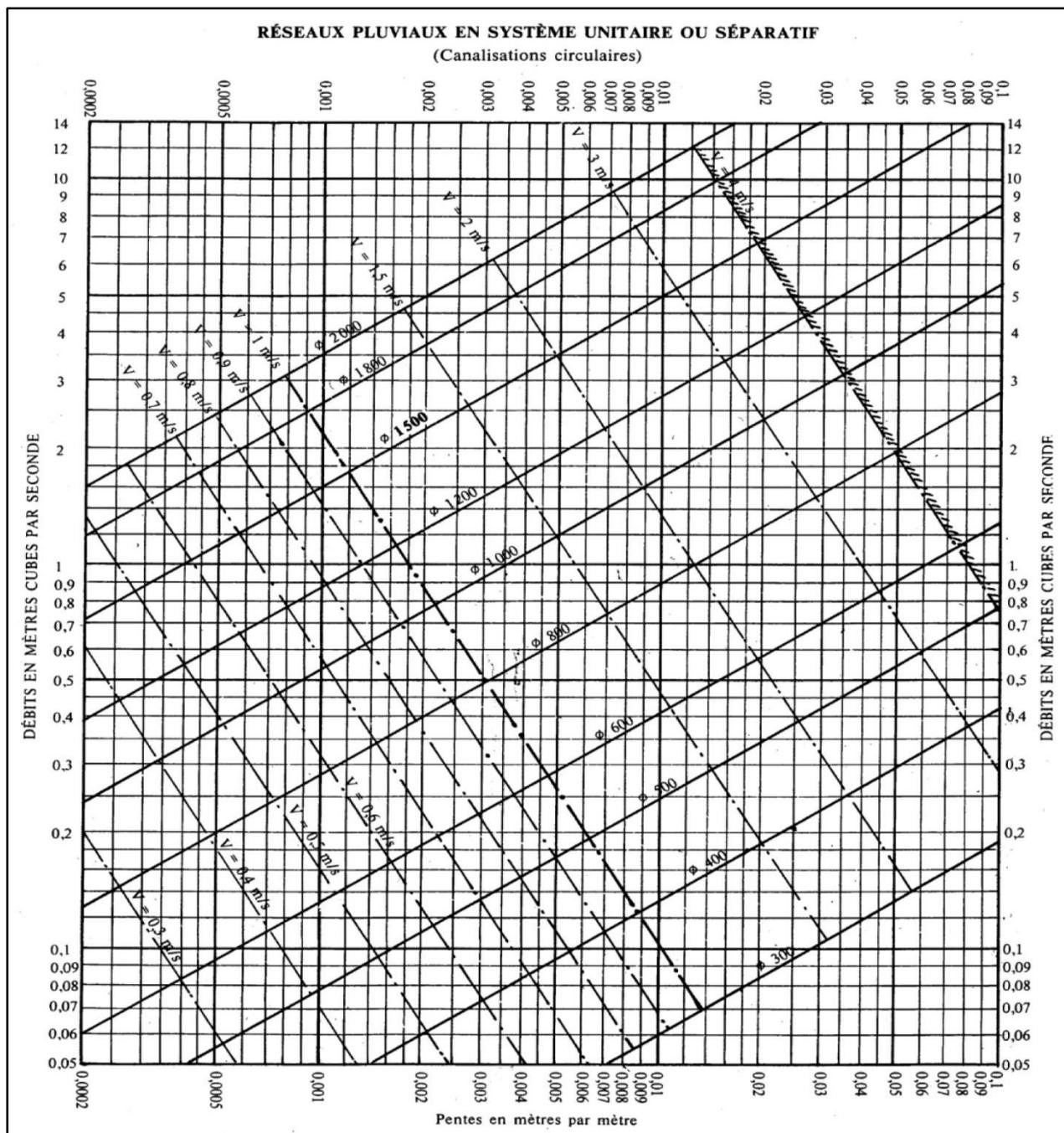
Les tronçons	Profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R261-R262	2.17	2.44	25.00	0.007	0.640	651	800	2.20	1.108	0.1108	0.578	1.044	0.549	2.30	1.458	439	178	vérifiée
R262-R263	2.44	2.68	25.00	0.007	0.680	666	800	2.20	1.108	0.1108	0.614	1.061	0.569	2.34	1.458	455	178	vérifiée
R263-R264	2.68	2.68	26.40	0.007	0.801	716	800	2.15	1.079	0.1079	0.743	1.096	0.637	2.35	1.420	510	178	vérifiée
R312-R313	1.53	1.54	25.00	0.038	0.027	146	300	2.58	0.183	0.0183	0.147	0.748	0.270	1.93	1.709	81	67	vérifiée
R313-R314	1.54	1.57	25.00	0.038	0.054	190	300	2.58	0.183	0.0183	0.295	0.864	0.370	2.23	1.709	111	67	vérifiée
R314-R315	1.57	1.59	22.30	0.038	0.078	218	300	2.58	0.183	0.0183	0.426	0.948	0.455	2.45	1.709	136	67	vérifiée
R315-R316	1.59	1.59	30.50	0.038	0.111	249	300	2.58	0.183	0.0183	0.606	1.057	0.565	2.73	1.709	169	67	vérifiée
R316-R317	1.59	1.41	25.00	0.010	0.138	346	400	1.61	0.203	0.0203	0.679	1.083	0.603	1.75	1.066	241	89	vérifiée
R317-R318	1.41	1.23	25.00	0.010	0.164	370	400	1.61	0.203	0.0203	0.812	1.104	0.679	1.78	1.066	272	89	vérifiée
R318-R344	1.23	1.52	37.20	0.010	0.204	394	400	1.61	0.203	0.0203	1.009	1.121	0.863	1.81	1.066	345	89	vérifiée
R319-R320	1.5	1.5	36.90	0.061	0.040	154	300	3.30	0.233	0.0233	0.170	0.776	0.288	2.56	2.182	87	67	vérifiée
R320-R321	1.5	1.55	25.00	0.029	0.067	216	300	2.27	0.161	0.0161	0.415	0.940	0.447	2.14	1.504	134	67	vérifiée
R321-R322	1.55	1.55	25.00	0.029	0.094	245	300	2.27	0.161	0.0161	0.582	1.046	0.551	2.38	1.504	165	67	vérifiée
R322-R323	1.55	1.57	25.00	0.038	0.120	256	300	2.61	0.184	0.0184	0.653	1.075	0.590	2.81	1.726	177	67	vérifiée
R323-R324	1.57	1.59	25.00	0.038	0.147	276	300	2.61	0.184	0.0184	0.799	1.103	0.671	2.88	1.726	201	67	vérifiée
R324-R325	1.51	1.61	25.00	0.038	0.174	294	300	2.61	0.184	0.0184	0.945	1.120	0.791	2.92	1.726	237	67	vérifiée
R325-R326	1.61	1.52	25.00	0.038	0.201	310	400	3.16	0.397	0.0397	0.506	1.003	0.507	3.17	2.091	203	89	vérifiée
R326-R327	1.52	1.53	25.00	0.030	0.228	340	400	2.80	0.352	0.0352	0.648	1.074	0.587	3.01	1.851	235	89	vérifiée
R327-R328	1.53	1.66	25.00	0.030	0.255	355	400	2.80	0.352	0.0352	0.725	1.093	0.627	3.06	1.851	251	89	vérifiée
R328-R329	1.66	1.79	25.00	0.028	0.282	373	400	2.71	0.340	0.0340	0.828	1.106	0.690	3.00	1.792	276	89	vérifiée
R329-R330	1.79	2.3	25.00	0.028	0.309	386	400	2.71	0.340	0.0340	0.907	1.116	0.754	3.02	1.792	302	89	vérifiée
R330-R355	2.3	2.51	25.90	0.030	0.337	393	400	2.81	0.353	0.0353	0.953	1.121	0.800	3.15	1.860	320	89	vérifiée
R331-R332	1.5	1.5	25.00	0.064	0.027	132	300	3.37	0.239	0.0239	0.113	0.690	0.237	2.33	2.232	71	67	vérifiée
R332-R333	1.5	1.53	25.00	0.036	0.054	191	300	2.53	0.179	0.0179	0.300	0.868	0.373	2.20	1.677	112	67	vérifiée
R333-R334	1.53	1.55	25.00	0.050	0.081	209	300	2.99	0.211	0.0211	0.382	0.918	0.426	2.74	1.977	128	67	vérifiée
R334-R335	1.55	1.53	25.00	0.050	0.108	233	300	2.99	0.211	0.0211	0.509	1.005	0.508	3.00	1.977	153	67	vérifiée
R335-R336	1.53	1.53	25.00	0.032	0.135	275	300	2.39	0.169	0.0169	0.797	1.102	0.669	2.63	1.580	201	67	vérifiée
R336-R337	1.53	1.55	25.00	0.032	0.161	295	300	2.39	0.169	0.0169	0.956	1.121	0.803	2.68	1.580	241	67	vérifiée
R337-R338	1.55	1.58	25.00	0.032	0.188	313	400	2.89	0.364	0.0364	0.518	1.010	0.514	2.92	1.914	205	89	vérifiée
R338-R339	1.58	1.6	25.00	0.032	0.215	329	400	2.89	0.364	0.0364	0.592	1.051	0.557	3.04	1.914	223	89	vérifiée
R339-R340	1.6	1.68	25.00	0.040	0.242	329	400	3.23	0.406	0.0406	0.596	1.053	0.559	3.40	2.139	224	89	vérifiée
R340-R341	1.68	2.41	25.00	0.040	0.269	343	400	3.23	0.406	0.0406	0.662	1.078	0.595	3.48	2.138	238	89	vérifiée
R341-R342	2.41	2.88	25.00	0.038	0.296	359	400	3.15	0.396	0.0396	0.747	1.096	0.640	3.46	2.085	256	89	vérifiée
R342-R357	2.88	3.17	25.00	0.038	0.323	370	400	3.15	0.396	0.0396	0.815	1.104	0.681	3.48	2.085	272	89	vérifiée
R311-R343	1.77	1.52	25.00	0.041	1.213	598	600	4.27	1.208	0.1208	1.004	1.121	0.857	4.79	2.825	514	134	vérifiée
R343-R344	1.52	1.5	25.00	0.015	1.258	735	800	3.14	1.579	0.1579	0.797	1.102	0.669	3.46	2.078	535	178	vérifiée

Les tronçons	Profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R344-R345	1.5	1.5	25.00	0.015	1.507	786	800	3.14	1.579	0.1579	0.955	1.121	0.802	3.52	2.078	642	178	vérifiée
R345-R346	1.5	1.53	25.00	0.015	1.552	795	800	3.14	1.579	0.1579	0.983	1.123	0.833	3.53	2.078	666	178	vérifiée
R346-R347	1.53	1.77	25.00	0.007	1.597	917	1000	2.56	2.011	0.2011	0.794	1.102	0.668	2.82	1.694	668	223	vérifiée
R347-R348	1.77	1.95	25.00	0.007	1.642	937	1000	2.49	1.956	0.1956	0.840	1.107	0.699	2.76	1.647	699	223	vérifiée
R348-R349	1.95	1.9	25.00	0.007	1.687	941	1000	2.52	1.982	0.1982	0.851	1.109	0.707	2.80	1.669	707	223	vérifiée
R349-R350	1.9	2	20.40	0.007	1.724	967	1000	2.40	1.885	0.1885	0.915	1.117	0.762	2.68	1.587	762	223	vérifiée
R350-R351	2	2.1	25.00	0.003	1.769	1129	1200	1.84	2.082	0.2082	0.850	1.109	0.706	2.04	1.218	847	268	vérifiée
R351-R352	2.1	2.3	31.00	0.003	1.825	1142	1200	1.84	2.082	0.2082	0.877	1.112	0.728	2.05	1.218	873	268	vérifiée
R352-R353	2.3	2.3	25.00	0.003	1.870	1153	1200	1.84	2.082	0.2082	0.898	1.115	0.746	2.05	1.218	896	268	vérifiée
R353-R354	2.3	2.5	25.00	0.003	1.915	1163	1200	1.84	2.082	0.2082	0.920	1.117	0.766	2.06	1.218	920	268	vérifiée
R354-R355	2.5	2.6	25.00	0.003	1.960	1173	1200	1.84	2.082	0.2082	0.941	1.120	0.788	2.06	1.218	946	268	vérifiée
R355-R356	2.6	2.8	24.50	0.007	2.004	1009	1200	2.81	3.180	0.3180	0.630	1.067	0.578	3.00	1.860	693	268	vérifiée
R356-R357	2.8	3.2	25.00	0.007	2.372	1075	1200	2.81	3.180	0.3180	0.746	1.096	0.639	3.08	1.860	767	268	vérifiée
R357-R358	3.2	3.5	25.00	0.009	2.444	1037	1200	3.19	3.606	0.3606	0.678	1.082	0.603	3.45	2.109	723	268	vérifiée
R358-R214	3.5	2.4	23.80	0.008	2.496	1069	1200	3.01	3.400	0.3400	0.734	1.094	0.633	3.29	1.989	759	268	vérifiée
R285-R300	1.5	1.9	19.78	0.007	0.034	220	300	1.12	0.079	0.0079	0.436	0.955	0.461	1.07	0.738	138	67	vérifiée
R286-R302	1.5	1.64	13.50	0.007	0.023	190	300	1.12	0.079	0.0079	0.297	0.866	0.371	0.97	0.738	111	67	vérifiée
R287-R288	1.54	1.88	50.00	0.014	0.087	275	300	1.55	0.110	0.0110	0.793	1.102	0.667	1.71	1.026	200	67	vérifiée
R288-R289	1.88	1.89	20.00	0.014	0.087	275	300	1.55	0.110	0.0110	0.793	1.102	0.667	1.71	1.026	200	67	vérifiée
R289-R290	1.89	1.59	43.60	0.014	0.163	348	400	1.88	0.236	0.0236	0.689	1.085	0.609	2.04	1.242	243	89	vérifiée
R290-R305	1.59	1.67	50.72	0.013	0.163	352	400	1.82	0.228	0.0228	0.713	1.090	0.621	1.98	1.201	249	89	vérifiée
R291-R307	1.51	1.54	14.50	0.011	0.025	179	300	1.41	0.099	0.0099	0.253	0.840	0.344	1.18	0.931	103	67	vérifiée
R292-R309	1.55	1.57	18.70	0.012	0.033	196	300	1.43	0.101	0.0101	0.321	0.880	0.387	1.26	0.946	116	67	vérifiée
R293-R294	1.6	1.67	50.00	0.014	0.087	273	300	1.58	0.112	0.0112	0.776	1.100	0.657	1.74	1.048	197	67	vérifiée
R294-R295	1.67	1.67	17.00	0.014	0.087	273	300	1.58	0.112	0.0112	0.776	1.100	0.657	1.74	1.048	197	67	vérifiée
R295-R296	1.67	1.67	41.80	0.012	0.160	356	400	1.74	0.218	0.0218	0.731	1.094	0.631	1.90	1.150	252	89	vérifiée
R296-R297	1.67	1.6	50.00	0.008	0.160	381	400	1.45	0.182	0.0182	0.878	1.112	0.729	1.61	0.956	292	89	vérifiée
R297-R310	1.6	1.58	10.00	0.008	0.160	381	400	1.45	0.182	0.0182	0.878	1.112	0.729	1.61	0.956	292	89	vérifiée
R284-R298	1.9	1.93	48.12	0.051	0.422	387	400	3.66	0.460	0.0460	0.918	1.117	0.765	4.09	2.419	306	89	vérifiée
R298-R299	1.93	1.67	50.00	0.033	0.509	452	500	3.40	0.668	0.0668	0.762	1.098	0.648	3.73	2.249	324	112	vérifiée
R299-R300	1.67	1.9	37.50	0.033	0.509	452	500	3.40	0.668	0.0668	0.762	1.098	0.648	3.73	2.249	324	112	vérifiée
R300-R301	1.9	1.65	24.30	0.030	0.585	484	500	3.25	0.638	0.0638	0.918	1.117	0.765	3.63	2.148	382	112	vérifiée
R301-R302	1.65	1.64	45.95	0.036	0.585	467	500	3.57	0.701	0.0701	0.836	1.107	0.696	3.95	2.360	348	112	vérifiée
R302-R303	1.64	1.71	7.08	0.033	0.621	488	500	3.38	0.664	0.0664	0.935	1.119	0.782	3.79	2.238	391	112	vérifiée
R303-R304	1.71	1.64	25.68	0.016	0.621	557	600	2.68	0.758	0.0758	0.820	1.105	0.684	2.96	1.773	411	134	vérifiée
R304-R305	1.64	1.67	12.08	0.014	0.621	574	600	2.47	0.698	0.0698	0.889	1.113	0.738	2.75	1.634	443	134	vérifiée

Les tronçons	Profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
R305-R306	1.67	1.71	13.50	0.014	0.807	633	800	2.99	1.504	0.1504	0.537	1.022	0.525	3.06	1.979	420	178	vérifiée
R306-R307	1.71	1.7	33.20	0.010	0.807	669	800	2.59	1.300	0.1300	0.621	1.064	0.573	2.75	1.710	458	178	vérifiée
R307-R308	1.7	1.57	17.33	0.010	0.863	686	800	2.59	1.300	0.1300	0.664	1.079	0.595	2.79	1.710	476	178	vérifiée
R308-R309	1.57	1.57	50.00	0.010	0.863	686	800	2.59	1.300	0.1300	0.664	1.079	0.595	2.79	1.710	476	178	vérifiée
R309-R310	1.57	1.58	42.36	0.010	0.969	717	800	2.59	1.300	0.1300	0.745	1.096	0.639	2.83	1.710	511	178	vérifiée
R310-R311	1.58	1.77	19.21	0.010	1.162	767	800	2.59	1.300	0.1300	0.894	1.114	0.742	2.88	1.710	594	178	vérifiée
R265-R266	1.5	1.53	35.00	0.008	0.025	189	300	1.19	0.084	0.0084	0.292	0.863	0.368	1.03	0.786	110	67	vérifiée
R266-R267	1.53	1.53	35.00	0.008	0.049	245	300	1.19	0.084	0.0084	0.583	1.047	0.552	1.24	0.786	166	67	vérifiée
R267-R268	1.53	1.54	22.46	0.008	0.074	285	300	1.19	0.084	0.0084	0.875	1.112	0.726	1.32	0.786	218	67	vérifiée
R268-R269	1.54	1.55	35.00	0.008	0.089	307	400	1.44	0.181	0.0181	0.493	0.994	0.498	1.43	0.952	199	89	vérifiée
R269-R270	1.55	1.56	35.00	0.009	0.114	328	400	1.53	0.193	0.0193	0.590	1.050	0.556	1.61	1.015	222	89	vérifiée
R270-R271	1.56	1.63	12.60	0.009	0.138	353	400	1.53	0.193	0.0193	0.717	1.091	0.623	1.67	1.015	249	89	vérifiée
R271-R272	1.63	1.99	35.00	0.007	0.147	375	400	1.39	0.174	0.0174	0.844	1.108	0.702	1.54	0.917	281	89	vérifiée
R272-R273	1.99	1.71	35.00	0.007	0.172	398	400	1.39	0.174	0.0174	0.985	1.123	0.835	1.56	0.917	334	89	vérifiée
R273-R274	1.71	2.05	35.00	0.014	0.196	371	400	1.91	0.240	0.0240	0.816	1.105	0.682	2.11	1.265	273	89	vérifiée
R274-R275	2.05	2.33	35.00	0.014	0.221	387	400	1.91	0.240	0.0240	0.918	1.117	0.765	2.14	1.265	306	89	vérifiée
R275-R276	2.33	2.27	35.00	0.020	0.245	377	400	2.29	0.287	0.0287	0.853	1.109	0.709	2.53	1.512	284	89	vérifiée
R276-R277	2.27	2.55	35.00	0.020	0.270	391	400	2.29	0.287	0.0287	0.939	1.120	0.785	2.56	1.512	314	89	vérifiée
R277-R278	2.55	2.56	35.00	0.020	0.294	400	400	2.29	0.287	0.0287	1.024	1.118	0.880	2.55	1.512	352	89	vérifiée
R278-R279	2.56	2.6	35.00	0.008	0.319	494	500	1.67	0.329	0.0329	0.969	1.122	0.817	1.88	1.108	408	112	vérifiée
R279-R280	2.6	2.6	22.60	0.008	0.343	508	600	1.89	0.535	0.0535	0.641	1.071	0.584	2.03	1.251	350	134	vérifiée
R280-R281	2.6	2.71	38.00	0.008	0.359	517	600	1.89	0.535	0.0535	0.671	1.081	0.599	2.04	1.251	360	134	vérifiée
R281-R282	2.71	3.12	35.00	0.008	0.385	531	600	1.89	0.535	0.0535	0.721	1.092	0.625	2.07	1.251	375	134	vérifiée
R282-R283	3.12	4.78	27.21	0.008	0.410	543	600	1.89	0.535	0.0535	0.767	1.099	0.651	2.08	1.251	391	134	vérifiée
R283-R284	4.78	4.12	5.61	0.011	0.429	520	600	2.22	0.628	0.0628	0.683	1.084	0.606	2.41	1.469	363	134	vérifiée
R264-R363	2.68	3.9	50.00	0.017	0.801	606	800	3.34	1.681	0.1681	0.476	0.983	0.488	3.29	0.759	390	29	vérifiée
R363-R364	3.9	3.83	50.00	0.017	0.801	606	800	3.34	1.681	0.1681	0.476	0.983	0.488	3.29	0.759	390	29	vérifiée
R364-R365	3.83	3.31	26.56	0.016	0.801	613	800	3.24	1.631	0.1631	0.491	0.993	0.497	3.22	0.735	398	29	vérifiée
R365-R366	3.31	2.68	50.00	0.022	0.801	577	600	3.14	0.888	0.088	0.902	1.115	0.750	3.50	2.077	450	134	vérifiée
R366-R367	2.68	3.12	50.00	0.022	0.801	577	600	3.14	0.888	0.088	0.902	1.115	0.750	3.50	2.077	450	134	vérifiée
R367-R362	3.12	1.9	15.40	0.022	0.801	577	600	3.14	0.888	0.088	0.902	1.115	0.750	3.50	2.077	450	134	vérifiée
R214-R359	2.19	2.07	22.60	0.011	8.539	1597	1800	4.62	11.75	1.175	0.726	1.093	0.834	3.83	2.257	1500	401	vérifiée
R359-R360	2.07	2.89	52.00	0.008	8.539	1695	1800	3.94	10.024	1.002	0.852	1.109	0.708	4.37	2.606	1274	401	vérifiée
R360-R361	2.89	2.65	50.00	0.008	8.539	1695	1800	3.94	10.024	1.002	0.852	1.109	0.708	4.37	2.606	1274	401	vérifiée
R361-R362	2.65	2.78	50.00	0.008	8.539	1695	1800	3.94	10.024	1.002	0.852	1.109	0.708	4.37	2.606	1274	401	vérifiée
R362-DO1	2.78	2.85	20.00	0.008	9.340	1753	2000	3.94	11.50	1.150	0.812	1.104	0.679	4.67	2.795	1359	446	vérifiée

Les tronçons	Profondeur (m)		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10 (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Condition d'auto curage
	am	av																
DO1- R368	2.85	2.77	30.00	0.010	5.610	1342	1500	4.27	7.550	0.7550	0.743	1.096	0.637	4.68	2.58	956	335	vérifiée
DO1- bassin	2.85	/	/	0.005	1.810	1035	1200	2.38	2.680	0.680	0.673	1.081	0.036	3.40	0.540	721	43	vérifiée
R368-R369	2.77	2.76	50.00	0.010	5.610	1342	1500	4.27	7.550	0.7455	0.743	1.096	0.637	4.68	2.58	956	335	vérifiée
R369-R370	2.76	2.88	50.00	0.015	5.610	1287	1500	4.78	8.441	0.8441	0.665	1.079	0.596	4.43	3.16	894	335	vérifiée
R370-R371	2.88	2.94	50.00	0.015	5.610	1287	1500	4.78	8.441	0.8441	0.665	1.079	0.596	4.43	3.16	894	335	vérifiée
R371-R372	2.94	2.94	50.00	0.015	5.610	1287	1500	4.78	8.441	0.8441	0.665	1.079	0.596	4.43	3.16	894	335	vérifiée
R372-R373	2.94	2.65	50.00	0.013	5.610	1322	1500	4.45	7.852	0.7855	0.714	1.091	0.622	4.89	2.94	932	335	vérifiée
R373-R374	2.65	2.72	50.00	0.013	5.610	1322	1500	4.45	7.852	0.7855	0.714	1.091	0.622	4.89	2.94	932	335	vérifiée
R374-R375	2.72	2.65	50.00	0.008	5.610	1448	1500	3.49	6.165	0.6165	0.910	1.116	0.757	3.40	2.307	1136	335	vérifiée
R375-R376	2.65	2.70	50.00	0.008	5.610	1448	1500	3.49	6.165	0.6165	0.910	1.116	0.757	3.40	2.307	1136	335	vérifiée
R376-R377	2.70	2.72	50.00	0.008	5.610	1448	1500	3.49	6.165	0.6165	0.910	1.116	0.757	3.40	2.307	1136	335	vérifiée
R377-R378	2.72	2.78	50.00	0.008	5.610	1448	1500	3.49	6.165	0.6165	0.910	1.116	0.757	3.40	2.307	1136	335	vérifiée
R378-R379	2.78	2.94	50.00	0.008	5.610	1448	1500	3.49	6.165	0.6165	0.910	1.116	0.757	3.40	2.307	1136	335	vérifiée
R379-DO2	2.94	2.66	15.1	0.007	5.610	1485	1500	3.26	5.866	0.5866	0.973	1.122	0.822	3.40	2.158	1232	335	vérifiée
DO2-Oued	2.66	2.71	10.00	0.013	4.685	1236	1800	5.02	12.77	1.277	0.367	0.908	0.416	4.56	1.159	748	68	vérifiée
DO2-Step	2.71	-	50.00	0.008	0.785	693	800	2.29	1.153	0.1153	0.681	1.083	0.604	2.49	0.631	483	44	vérifiée
Step-Oued	-	3.4	50.00	0.013	0.785	632	800	2.92	1.470	1.470	0.534	1.020	0.524	2.98	0.774	419	41	vérifiée

Annexe 2

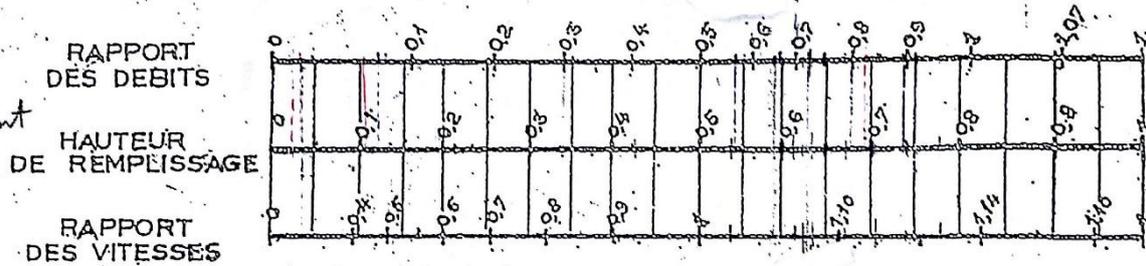


Abaque N°1 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

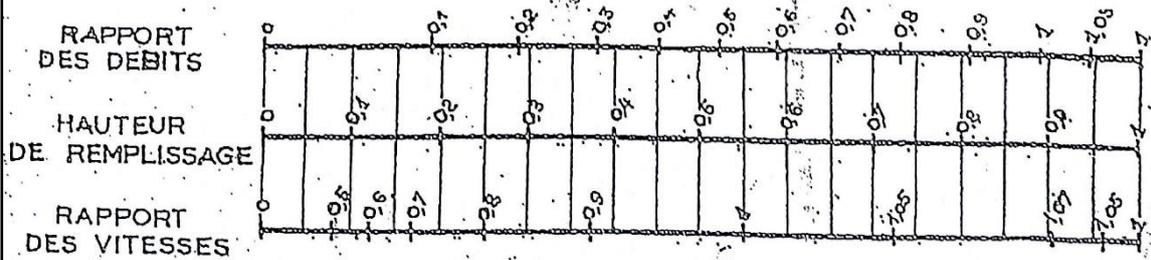
Source: UA Béthune - Formulaire d'assainissement urbain

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

a) Ouvrages circulaires



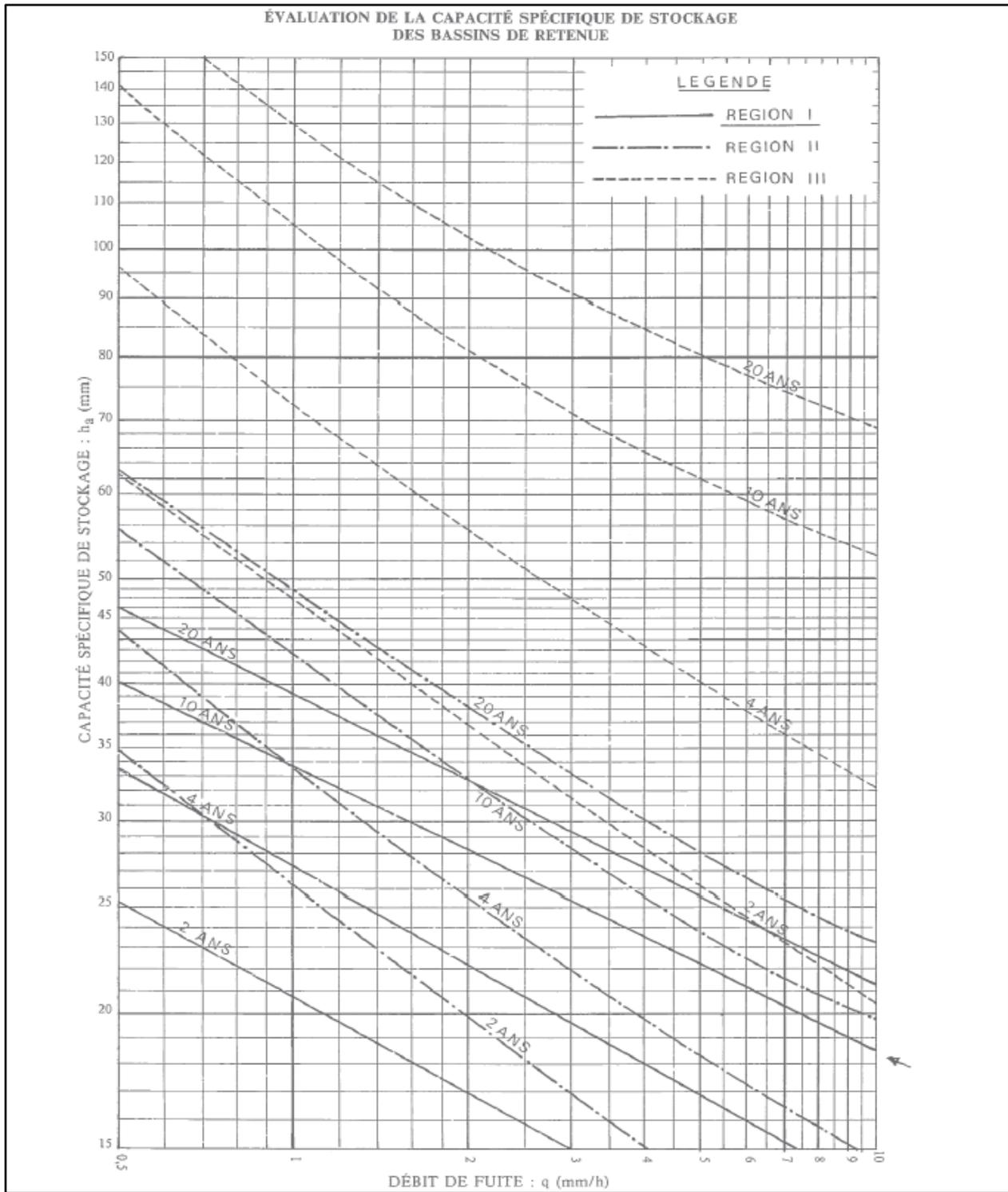
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage

Source: UA Béthune - Formulaire d'usage de l'assainissement urbain



Abaque N°3 : évaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue

Source: UA Béthune - Formulaire d'ule

assainissement urbain