



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME

**ETUDE DU RACCORDEMENT DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DES DEUX EXTENSIONS OUED
CHAGHLOU ET OULED MERIEM A LA STEP DE
THENIET EL HAD W. TISSEMSILT**

Présenté par :

MALEG Yasser Badr Eddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Présidente
BENCHIHEB Nedjoud	M.C.B	Examineur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
SADOUNE Samra	M.C.A	Promoteur

Session Juillet 2024

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le GRAND DIEU de m'avoir accordé la santé, force, volonté et courage pour réaliser ce travail.

Je tiens à exprimer mes remerciements à toute personne m'ayant aidé dans mon travail, particulièrement à ma promotrice madame **SADOUNE Samra** pour son encadrement et ses orientations judicieuses.

Mes remerciements vont également à l'ensemble des professeurs de mon parcours scolaire, sans oublier mes amis étudiants à l'école et en dehors, pour leurs précieuses aides, conseils et astuces qu'ils m'ont fournis.

J'adresse finalement mes remerciements au président du jury le professeur, monsieur **SALAH Boualem**, ainsi que les membres du jury madame **KAHLERRAS Malika** et madame **BENCHIHEB Nedjouda** qui me font l'honneur d'apprécier et juger mon travail.

Dédicace

À mon père

À ma mère

À mes soeurs

ملخص

منطقة دراستنا الواقعة داخل بلدية ثنية الحد في جهتها الغربية (ولاية تيسمسيلت) هي عبارة عن احياء سكنية شهدت توسع كبير في الأونة الاخيرة المشكلة انها تستعمل الوديان كمتنفس لمياه الصرف الصحي مما ادى الى تلويث البيئة والمحيط وخط انتشار الامراض الخطيرة والمعدية في وسط السكان

يتمثل هدف هذه الدراسة في القضاء على جميع نقاط الرمي العشوائي لمياه الصرف الصحي على مستوى الوديان وتوجيهها الى محطة المعالجة الواقعة في المدخل الشمالي لبلدية ثنية الحد

حتى تتم العملية. يجب تأمين جميع هاته النقاط وتحويل هذه المياه بنظام مكون من مرحلتين، الاولى باستعمال انابيب الجاذبية والثانية باستعمال محطات الضخ وقنوات الدفع

كلمات مفتاحية: ثنية الحد, شبكة الصرف الصحي , ربط , قنوات الدفع

Résumé

Notre zone d'étude, située dans la partie ouest de la commune de THENIET EL HAD, (W. TISSEMSILT), est composée de quartiers résidentiels ayant connu une grande expansion récemment.

Le problème est qu'ils utilisent les oueds comme exutoire pour les eaux usées, ce qui a conduit à la pollution de l'environnement et du milieu, augmentant ainsi le risque de propagation de maladies graves et contagieuses parmi les habitants.

L'objectif de cette étude est d'éliminer tous les points de déversement anarchique des eaux usées dans les oueds et de les rediriger vers la station d'épuration située à l'entrée nord de la commune de THENIET EL HAD.

Pour mener à bien cette opération, il est nécessaire de sécuriser tous ces points et de transférer ces eaux par un système en deux phases : la première utilisant des conduites gravitaires et la seconde utilisant des stations de refoulement et des conduites de refoulement.

Mot clé : THENIET EL HAD, réseau d'assainissement, raccordement, refoulement

Abstract

Our study area, located in the western part of the commune of THENIET EL HAD, (W. TISSEMSILT), consists of residential neighborhoods that have experienced significant expansion recently. The problem is that they use the wadis as outlets for sewage, which has led to environmental pollution and increased the risk of the spread of serious and contagious diseases among the residents.

The objective of this study is to eliminate all points of random sewage discharge into the wadis and direct them to the treatment plant located at the northern entrance of the commune of Theniet El Had. To carry out this process, it is necessary to secure all these points and transfer this water through a two-phase system : the first using gravity pipelines and the second using pumping stations and pressure pipelines.

Keyword: THENIET EL HAD, sewerage network, , connection , pressure pipelines

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	1
I.1 Situation de la zone d'étude	1
I.1.1 Situation géographique	1
I.2 Situation topographique	2
I.3 Aspect Géologique :	2
I.3.1 Hydrogéologie :	3
1.4 Situation climatique :	4
1.4.1 La température :	4
1.4.2 Précipitations :	5
1.4.3 Les vents :	6
1.4.4 Humidité relative	6
1.4.5 Evaporation :	7
1.5 Sismicité	8
I.6 Situation démographique	9
1.7 Encombrement du sous-sol	9
1.7.1 Approvisionnement en eau potable	9
1.7.2 Assainissement	9
Conclusion	10

Chapitre II : Étude hydrologique

Introduction	11
II.1. Notion d'averse :	11
II.1.1-Les petites pluies :	11
II.1.2-Les averses :	11
II.2-Choix de la station pluviométrique :	11
II.3-Déterminer de l'intensité moyenne de précipitation :	13
II.4-Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement	13
II.4.1 Analyse des données statistiques	13
II.4.2 L'homogénéisation de la série :	14

II.4.3- Ajustement de la série pluviométrique et Choix du type de loi d'ajustement	16
II.4.3.1-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-Normal (Galton) :	16
II.4.3.2-Ajustement de la série pluviométrique à la Loi de GEV :	18
II.4.3.3-Ajustement de la série pluviométrique à la Loi de GUMBEL :	20
II.4.3.4 Comparaison visuelle (analyse des graphes) :	22
II 4.4-Résultats d'ajustement à loi choisie :	23
II.5-Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	24
II.5.1-Pluies de courte durée :	24
II.5.2-Intensité de courte durée :	24
II.5.3-Intensité moyenne maximale :	26
Conclusion :	27
CHAPITRE III : Calcul de base	
Introduction :	28
III.1 Situation démographique :	28
III.2 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	29
III.2.1Système unitaire :	29
III.2.2 Système séparatif :	29
III.2.3 Système pseudo séparatif :	29
III.3 Choix du système d'évacuation :	32
III.4 Schémas d'évacuation :	32
III.4.1 Schéma perpendiculaire :	32
III.4.2 Schéma par déplacement latéral :	32
III.4.3 Schéma par zones étagées :	32
III.4.4 Schéma transversal ou oblique :	33
III.4.5 Schéma radial :	33
III.5 Choix du schéma d'évacuation :	34
III.6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaires :	34
III.7 Choix du coefficient de ruissellement :	34
III.7.1 Paramètres influençant sur le coefficient de ruissellement :	35
III.7.2 Les contraintes rencontrées lors de l'évaluation du coefficient de ruissellement.....	35
III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :	35
III.7.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	35
III.7.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :	36
III.7.6 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	36

III.7.7 Coefficient de ruissellement pondéré :	37
III.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :	37
Conclusion.....	38
CHAPITRE IV : Evaluation des débits à évacuer	
Introduction :	39
IV.1 Évaluation des débits d'eaux usées :	39
IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :	39
IV.1.2. Consommation en eau potable :	40
IV.1.3. Évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer	41
IV.1.4. Évaluation du débit moyen journalier :	41
IV.1.5. Évaluation du débit de pointe :	41
IV.1.6. Débits totaux des eaux usées à évacuer :	42
IV.2 Évaluation des débits des eaux pluviales :	43
IV.2.1. Méthode rationnelle :	43
IV 2.2. Hypothèse de la méthode rationnelle	44
IV 2.3. Critique de la méthode rationnelle :	44
IV 2.4. Temps de concentration	44
IV 2.8. Choix de la méthode de calcul :	45
IV 3. Calcul des débits pluviaux :	45
IV 3.1. Coefficient de correction α (réducteur de l'intensité) :	45
Conclusion :	46
CHAPITRE V : Choix des variantes et Calcul hydraulique	
Introduction :	47
V.1- Conception du réseau :	47
V.2- Conditions du dimensionnement :	47
V.3- Mode de calcul :	47
V.3.1- Formule de MANNING-STRICKLER :	48
V.3.2- Procédé de calcul :	51
V.4- Description des variantes de raccordement :	51
V.4.1 Description des variantes :	52
V.4.1.1- Variante 01 :	52
V.4.1.2- Variante 02 :	52
V.4.1.3- Variante 03 :	54
V.4.1.3- Variante 04 :	54

V.4.2 : Comparaison entre les variantes :.....	54
V.4.3 : La Variante Retenue :.....	55
V.5 Dimensionnement des collecteurs gravitaires	56
Conclusion :.....	64
CHAPITRE VI : Dimensionnement de la Station et de la conduite de refoulement	
Introduction :.....	65
VI.1 Choix du site d'emplacement de la station :	65
VI.1.1 Les Critères du choix du site :.....	65
VI.1.2 Les stations de refoulement sur terrain :	66
VI-2 Dimensionnement de la station de refoulement :	66
VI.2.1 Détermination de débit à l'entrée de la station de refoulement :	66
VI.2.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :.....	66
VI.2.3 Calcul de la hauteur géométrique :.....	67
VI.2.4 Calcul des pertes de charge :.....	67
VI.2.5 Choix de nombre et de type de pompes :	69
VI.2.6 Critères du choix du nombre de pompes :.....	69
VI.2.7 Critères de choix de type de pompe :.....	69
VI.2.8 Calcul le rendement de la station :	70
VI.2.9 Équipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :	71
VI.2.10 Étude du coup de Bélier :.....	72
VI.2.11 Le dimensionnement de la station de refoulement :.....	73
VI.2.12 Type de bâtiment de la station de refoulement :	73
VI.2.13 Dimensionnement du puisard de pompage	74
VI.2.14 Équipements auxiliaires :.....	75
VI.2.15.1 Dimensionnement Dégrilleur :	75
VI-3 Dimensionnement de la conduite de refoulement :	76
VI.3.1 Choix du tracé :	76
VI.3.2 Choix du matériau de la conduite :	77
VI.3.3 Diamètre économique de la conduite de refoulement :.....	77
VI.3.3.1 Conditions économiques :.....	76
VI.3.3.2 Calcul du diamètre :.....	76
VI.3.3.3 Frais d'exploitation :.....	77
VI.3.3.4 Frais d'amortissement :.....	79
VI.3.3.5 Le coût total :	80

VI.4 Caractéristique de la station d'épuration :	83
Conclusion :	84
CHAPITRE VII : Les éléments constitutifs Et les ouvrage annexes	
Introduction :	85
VII.1 Ouvrages principaux :	85
VII.1.1 Les canalisations :	85
VII.3 Types de canalisations :	86
VII.4 Sélection du matériau :	87
VII.5 Contrôles et essais des tuyaux préfabriqués	88
VII.6 Choix du type de canalisation :	88
VII.7 Les ouvrages Annexes	88
VII.8 Ouvrages normaux :	88
VII.9 Les ouvrages spéciaux :	89
VII.9.1 Les déversoirs d'orage	89
VII.9.1.1 Les types de déversoirs :	89
VII.9.1.2 Choix du déversoir d'orage :	89
VII.9.1.3 Dimensionnement du déversoir d'orage.....	89
VII.9.2 Dimensionnement des regards de chute :	93
Conclusion.....	93
CHAPITRE VIII : Organisation de chantier	
Introduction	94
VIII.1 Les étapes de réalisation du projet (Organisation du chantier).....	94
VIII.1.1 Exécution des travaux	94
VIII.1.1.1 Manutention et stockage des conduites	94
VIII.1.1.2 Décapage de la couche de terre végétale.....	95
VIII.1.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :	95
VIII.1.1.4 Aménagement du lit de pose	95
VIII.1.1.5 Emplacement des jalons des piquets :	96
VIII.1.1.6 Pose canalisations dans la tranchée :	96
VIII.1.1.7 Réalisation des regards.....	96
VIII.1.1.8 Remblaiement et compactage des tranchées :	97
VIII.1.2 Choix des engins :	97
VIII.2 Détermination des différents volumes :	100
VIII.2.1 Station de relevage :	100

VIII.2.1.1 Détermination du volume des déblais :	100
VIII.2.1.2 Détermination du volume du béton :	100
VIII.2.1.3 Détermination du volume des remblais :	100
VIII.2.2 Travaux de canalisation :	99
VIII.2.2.1 Volume du décapage de la couche végétale :	99
VIII.2.2.2 Volume des déblais des tranchées :	99
VIII.2.2.3 Volume du lit du sable	100
VIII.2.2.4 Volume occupé par les conduites	100
VIII.2.2.5 Volume du remblai	100
VIII.2.2.6 Volume excédentaire	100
VIII.3 Détermination du devis estimatif et quantitatif :	101
Conclusion	102

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Caractéristiques de la station de Miliana.....	4
Tableau I-2 : Températures en (°C) pour la période 2001-2012.....	4
Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (2001-2012).....	5
Tableau I-4 : Vitesses mensuelles des vents pour la période 2001-2012.....	6
Tableau I-5 : Répartition mensuelle de L'humidité relative pour la période 2001-2012.....	6
Tableau I-6 : Evaporation mensuelle et annuelle moyenne pour la période 2001-2012.....	7
Tableau I-7 : Projections de la population d'Agglomération de THENIET EL HAD.....	9

Chapitre II : Étude hydrologique

Tableau II.1: Identification de la station pluviométrique.....	12
Tableau II.2: La série pluviométrique de 1980-1981 à 2010-2011.....	12
Tableau II.3: Résumé des caractéristiques empiriques de la série.....	14
Tableau II.4 : Calcul des paramètres du test de la médiane.....	15
Tableau II-5 : Résultat du test de la médiane.....	15
Tableau II.6: Résultats d'ajustement par la loi de GALTON.....	17
Tableau II.7: Résultats d'ajustement par la loi de GEV.....	19
Tableau II.8: Résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL.....	21
Tableau II.9: caractéristique de la loi de Gamma.....	24
Tableau II.10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.	25

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III.1 : estimation de l'évolution futur de la population.....	28
Tableau III.2 : La comparaison entre les différents systèmes.....	31
Tableau III.3 : Surface des sous bassins de la zone d'étude.....	34
Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation.....	35
Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.....	35
Tableau III-6 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.....	36
Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	36
Tableau III.8 : Coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin.....	37
Tableau III.9 : Répartition de population dans chaque sous bassin.....	38

CHAPITRE IV : Evaluation des débits à évacuer

Tableau IV -1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	42
Tableau IV -2 : Évaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin.....	42

Tableau IV -3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin	42
Tableau IV.4 : Les règles d'assemblage utilisées	46
Tableau IV.5 : Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin.....	46
Tableau IV -6 : Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin.....	46

CHAPITRE V : Choix des variantes et Calcul hydraulique

Tableau V.1 : Le Coefficient de Manning-Strickler (KS) en fonction de la nature des parois..	49
Tableau V.2 : Comparaison entre les variantes.....	54
Tableau V.3 : Dimensionnement du Collecteur de sous-bassin 3 et 4 et 5.....	56
Tableau V.4 : Dimensionnement du Collecteur de sous-bassin 1 et 2	57
Tableau V.5 : Dimensionnement du Collecteur gravitaire après la conduite de refoulement	60
Tableau V.6 : récapitulatif des tronçons à réhabiliter pour l'aggl D'OULED MERIEM.....	62
Tableau V.7 : récapitulatif des tronçons à réhabiliter pour l'aggl D'OUED CHAGHLOU.....	62

CHAPITRE VI : Dimensionnement de la Station et de la conduite de refoulement

Tableau VI.1 : Résultats de Calcul des deux stations de refoulement.....	68
Tableau VI.2 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	69
Tableau VI.3 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	69
Tableau VI.4 : les caractéristiques des Diamètres de calcul	71
Tableau VI.5 : Récapitulatif pour les conduites de refoulement	72
Tableau VI-6 : Les Dimensions de la bêche d'aspiration.....	74
Tableau VI.7 : L'espace et l'épaisseur des barreaux.....	75
Tableau VI.8 : Caractéristiques des dégrilleurs des stations de relevage.	75
Tableau VI.9 : Frais d'exploitation (Pour la 1 ^{ère} conduite de refoulement).....	78
Tableau VI.10 : Frais d'exploitation (Pour la 2 ^{ème} conduite de refoulement).....	78
Tableau VI.11 : Frais d'exploitation (Pour la 3 ^{ème} conduite de refoulement).....	78
Tableau VI.12 : Frais d'exploitation (Pour la 4 ^{ème} conduite de refoulement).....	79
Tableau VI.13 : Frais d'amortissement (Pour la 1 ^{ère} et la 2 ^{ème} conduite de refoulement).....	80
Tableau VI.14 : Frais d'amortissement (Pour la 3 ^{ème} et la 4 ^{ème} conduite de refoulement).....	80
Tableau VI-15 : Le coût total (Pour la première station de refoulement).....	80
Tableau VI-16 : Le coût total (Pour la deuxième station de refoulement).....	81
Tableau VI-17 : Le coût total (Pour la troisième station de refoulement).....	82
Tableau VI-18 : Le coût total (Pour la quatrième station de refoulement).....	82
Tableau VI.19 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	83
Tableau VI.16 : les Caractéristique de base pour de la STEP.....	84

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Les dimensions des stations de relevage.....98

Tableau VII.2 : Dimensions de la bache d'aspiration.....98

Tableau VII.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif des travaux d'assainissement.101

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation Géographique de la commune de THENIET EL HAD	4
Figure I.2 : Vue satellitaire de la zone d'étude.....	2
Figure I.3 : Carte géologique de la zone d'étude Source : (ABH-CHLEF – 2024).....	3
Figure I.4 : Répartition de la température mensuelle (Station Miliana 2001 à 2012).....	5
Figure I.5 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Station Miliana 2001 à 2012).....	5
Figure I.6 : Vitesses mensuelles des vents (Station Miliana 2001 à 2012).....	6
Figure I.7 : Répartition mensuelle de L'humidité relative (Station Miliana 2001 à 2012).....	7
Figure I.8 : Répartition mensuelle de L'évaporation (Station Miliana 2001 à 2012).....	7
Figure I.9 : Carte de zonage de sismique	8

Chapitre II : Étude hydrologique

Figure II.1 : Ajustement à la loi de GALTON.....	17
Figure II.2 : Test d'adéquation de Khi-deux (GALTON).....	18
Figure II.3 : Ajustement à la loi de GEV.....	19
Figure II.4 : Test d'adéquation de Khi-deux.....	20
Figure II.5 : Ajustement à la loi de GUMBEL.....	21
Figure II.6 : Test d'adéquation de Khi-deux.....	22
Figure II.7 : Comparaison graphique entre trois lois.....	23
Figure II.8 : caractéristique de la loi.....	23
Figure II.9 : Courbe intensité-durée-fréquence.....	26

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III-1 : Schéma représentatif des branchements dans les déférents du système.....	30
Figure III.2 : schémas des types de réseaux.....	33

CHAPITRE V : Choix des variantes et Calcul hydraulique

Figure V.1 : Schéma satellitaire de la variante 1	52
Figure V-2 : Schéma satellitaire de la variante 2 Scénario 01.....	53
Figure V-3 : Schéma satellitaire de la variante 2 Scénario 02.....	53
Figure V.4 : Schéma satellitaire de la variante 3.....	54
Figure V.5 : Schéma satellitaire de la variante Retenue (1).....	55

CHAPITRE VI : Dimensionnement de la Station et de la conduite de refoulement

Figure VI.1 : Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR1).....	81
Figure VI.2 : Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR2).....	82

Figure VI.3: Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR3).....	82
Figure VI.4: Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR4).....	83
Figure VI.5 : La station d'épuration de THENIET EL HAD W. TISSEMSILT.....	84
CHAPITRE VII : Les éléments constitutifs Et les ouvrage annexes	
Figure VII.1: Schéma du principe d'un déversoir.....	89

Liste des planches

- Planche N°01 : Plan de masse de la zone d'étude
- Planche N°03 : Plan du tracer du réseau.
- Planche N°03 : Profil en long du collecteur gravitaires et refoulements.
- Planche N°04 : Les ouvrages annexes

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à la vie humaine et un facteur clé de croissance et de développement socio-économique.

Elle est actuellement utilisée pour divers usages domestiques, agricoles, industriels et touristiques, mais une grande partie de cette eau est rejetée sous forme de déchets pollués.

Les sources de pollution de l'eau sont de plus en plus nombreuses dans le monde entier. En Algérie, les conséquences des rejets directs d'eaux usées s'aggravent et peuvent causer de graves problèmes de santé publique, d'hygiène, de qualité de vie et d'environnement. Cette situation est principalement due à la dégradation et à l'absence de réseaux d'assainissement, ainsi qu'au manque de dispositifs adéquats pour évacuer ces eaux jusqu'au système d'épuration avant leur rejet dans l'environnement naturel.

L'objectif principal de l'assainissement est double : assurer l'hygiène publique en collectant et en évacuant les eaux usées, et protéger l'environnement en traitant les eaux usées avant leur rejet dans l'environnement naturel. L'assainissement est donc un élément crucial du cycle de l'eau permettant de maintenir l'environnement en bon état pour les générations futures. Cette approche s'inscrit dans les principes de développement durable.

Les agglomérations D'OUED CHAGHLOU et D'OULED MERIEM, situées dans la commune de THENIET EL HAD (W. TISSEMSILT), ont connu une forte augmentation de leur population ces dernières années. Cette croissance démographique a entraîné une augmentation de la consommation et de l'utilisation de l'eau, et donc une augmentation des eaux usées rejetées.

Le présent travail vise à identifier et à décrire tous les points de rejet d'eaux usées dans la zone étudiée, à éliminer ces points de rejet en assurant la collecte et le transfert des eaux usées vers le système d'épuration, afin de préserver l'environnement de la zone de toute forme de pollution hydrique.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons aborder les éléments liés à tout projet d'assainissement urbain. Il est essentiel d'analyser le site afin de comprendre ses caractéristiques physiques et les facteurs influençant la conception du projet. La collecte précise et prudente des données est donc nécessaire pour garantir une exécution efficace des travaux. Ainsi, la présentation détaillée de l'agglomération est une étape cruciale pour élaborer cette étude de raccordement du réseau d'assainissement des deux extensions OUED CHAGHLOU et OULED MERIEM à la STEP de la commune de THENIET EL HAD W. TISSEMSILT

I.1 Situation de la zone d'étude

I.1.1 Situation géographique

La commune de THENIET EL HAD est située dans les hautes plaines, entre la vaste plaine du CHELIF et celle du SERSOU, dans le Nord-Est de la wilaya de TISSEMSILT. Elle se trouve à une distance d'environ 48 km de la ville de TISSEMSILT et à environ 170 km de la capitale ALGER. Ses frontières sont définies par :

- Au nord : Par la commune D'EL HASSANIA et TAREK IBN ZIAD
- Au sud : Par la commune de LAAYOUNE et la wilaya de MEDIA
- A l'Est : Par la commune de YOUSOUFIA et BORDJ EMIR ABK
- A l'Ouest : Par la commune de SIDI BOUTOUCHENT et KHEMISTI

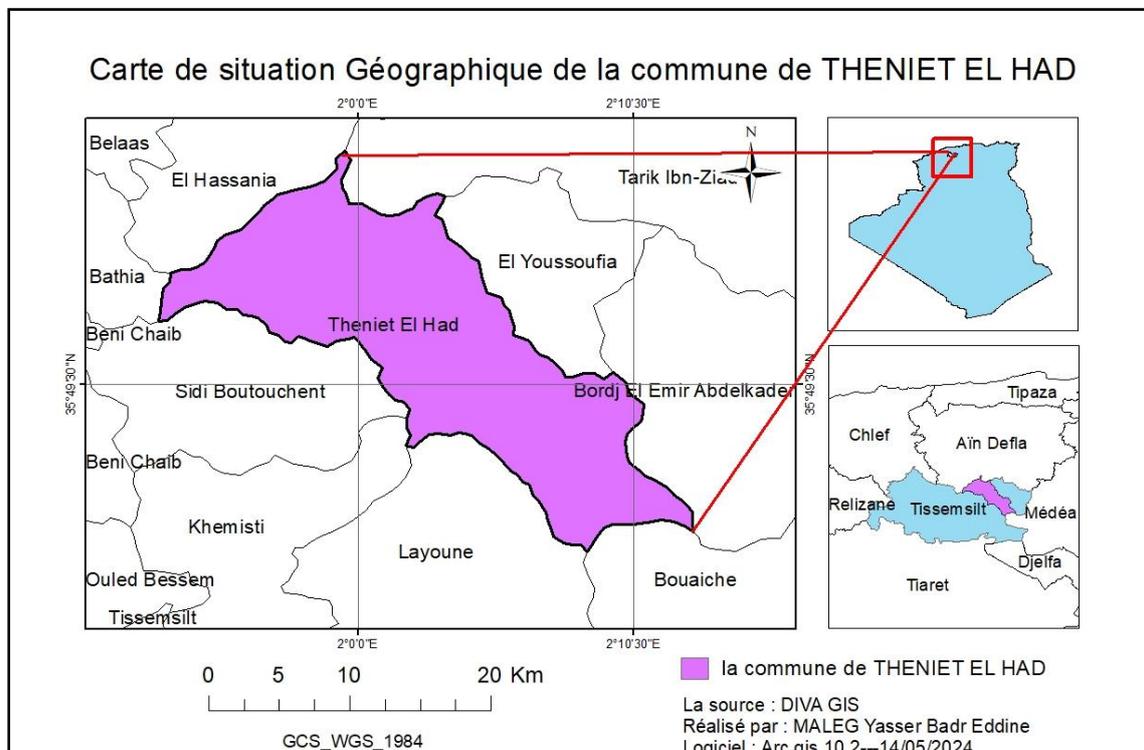


Figure I.1 : Situation Géographique de la commune de THENIET EL HAD ; Source ([DIVA-GIS | free, simple & effective,2024](#))

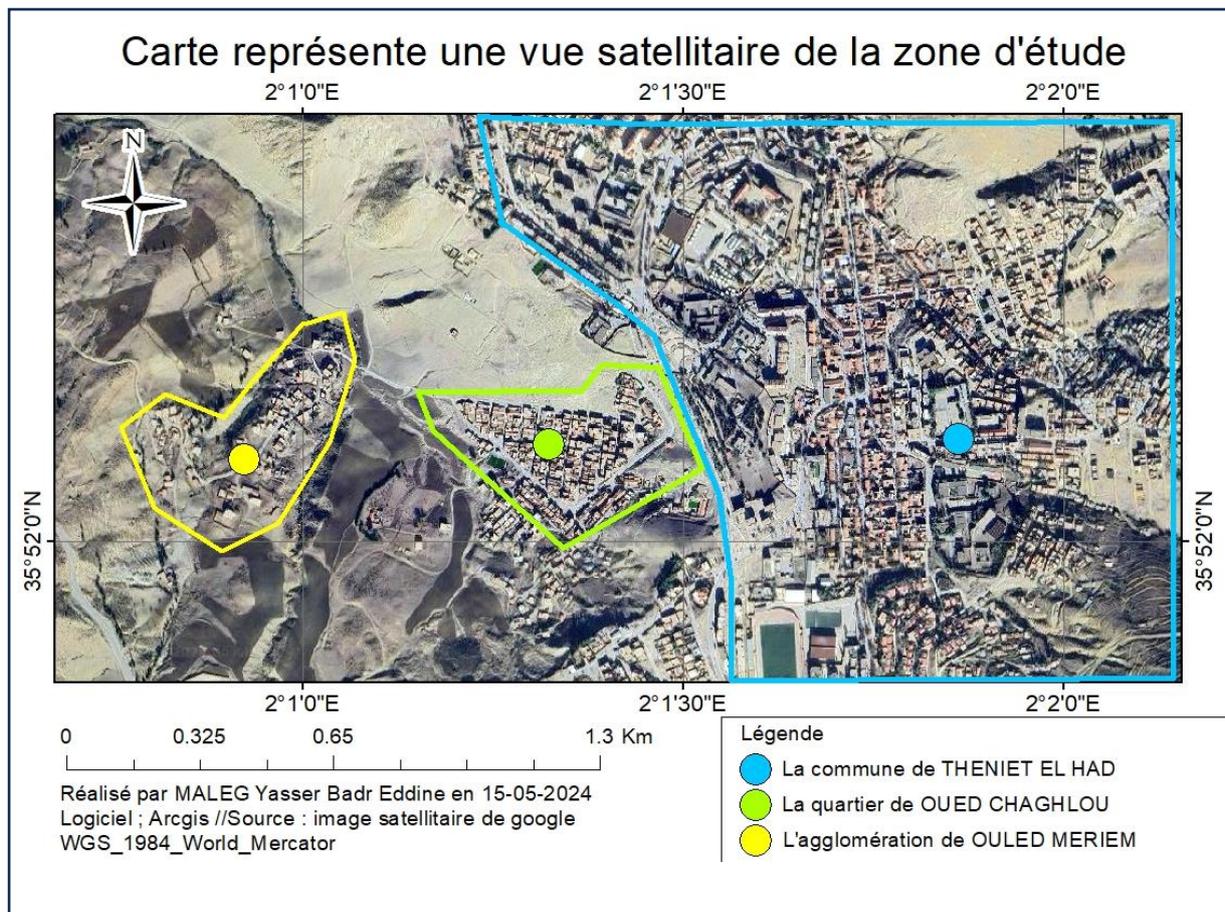


Figure I.2 : Vue satellitaire de la zone d'étude ; Source ([Google Earth 15-05-2024 / 21 :33](#))

I.2 Situation topographique

Le terrain affiche une inclinaison uniforme du Sud vers le Nord, avec une inclinaison relativement plus prononcée du sud-est vers le nord, ainsi qu'une autre du Sud-Ouest vers le Nord, en raison de similitudes géographiques.

Les coordonnées de THENIET EL HAD (System UTM Zone 31) sont :

X= E 412066.607

Y= N 3969823.732

Z= 1297.00 m

I.3 Aspect Géologique : Source :(APC de THENIET EL HAD)

La région de THENIET EL HAD est située dans la partie méridionale du Tell, bordée au nord par la dépression du Chlef et au sud par les hauts plateaux. Cette zone est caractérisée par une élévation transversale importante et des dépôts miocènes du Chlef.

La végétation y est peu présente et disparaît progressivement au sud, laissant place aux zones subarides de la bordure sud du Tell.

On distingue deux types de structures géologiques dans cette région :

Structures simples : Elles se caractérisent par des plis à grand rayon de courbure (type atlas saharien) affectant le Crétacé supérieur et moyen, recouverts de dépôts miocènes. Les manifestations triasiques sont absentes et les réseaux de failles ne causent que des complications mineures, sans affecter la direction générale des plis. Ces structures sont en partie anté-miocènes et se manifestent ensuite par de vastes bombements coffrés.

Structures complexes : Dans cette catégorie, la tectonique affecte les terrains crétacés, éocènes, et miocènes, avec des superpositions anormales fréquentes, souvent associées au Trias.

Le sol de la région est constitué d'argiles limoneuses et de sables graveleux datant du Quaternaire Source : (DRE W. TISSEMSILT)

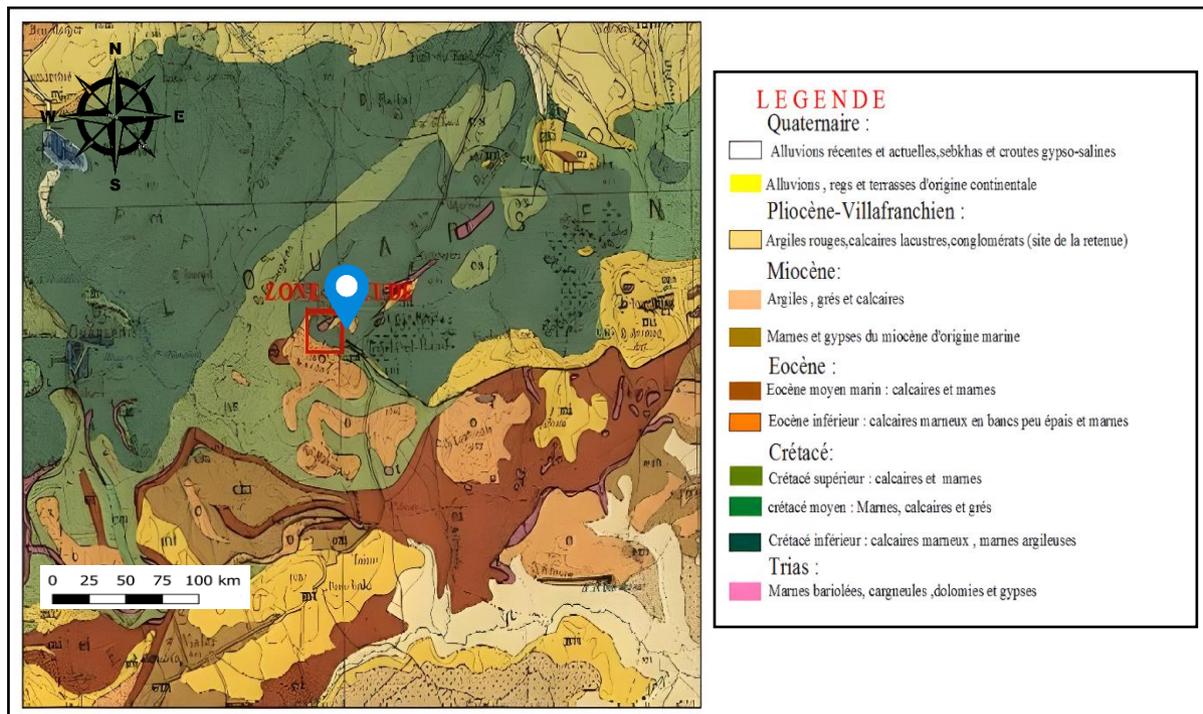


Figure I.3 : Carte géologique de la zone d'étude Source : (ABH-CHLEF – 2024)

1.3.1 Hydrogéologie : Source : (APC de THENIET EL HAD)

Des sources importantes émergent des calcaires du Crétacé autochtone, telles qu'Ain Taza et AIN ELNSEUR, qui alimentent THENIET EL HAD. Ces sources sont souvent percées de grottes et de gouffres, et entourées de nombreux champs de lapiez. Dans les terrains schisteux, seuls de faibles suintements sont présents, tandis que les marnes du Crétacé supérieur et des terrains tertiaires ne fournissent aucune ressource en eau.

Le débit des sources du Numidien reste faible en raison de la présence abondante d'argiles associées aux grès. Aucun niveau aquifère notable n'est visible dans les alluvions quaternaires, qui sont le plus souvent très argileuses.

La commune de THENIET EL HAD est située dans le bassin du Cheliff et constitue un point de contact et de convergence entre trois sous-bassins versants caractérisant la région : le bassin versant d'OUED DEURDEUR au nord-est, le bassin versant d'OUED ZEDDINE au nord-ouest, et le bassin versant de OUED NAHR OUASSEL au sud.

1.4 Situation climatique :

La ville de THENEIT EL HAD, située sur les hauts plateaux d'Algérie, est soumise à un climat méditerranéen semi-aride, caractérisé par des étés chauds et des hivers froids. Les gelées tardives et les chutes de neige pendant l'hiver.

L'étude des facteurs climatiques de la zone concernée est effectuée à partir des données de la station de Miliana de code (60430) pour la période 1990-2020, qui présente des caractéristiques similaires à celles de la région de THENEIT EL HAD

Tableau I-1 : Caractéristiques de la station de Miliana

STATION	Longitude	Latitude	Altitude
Miliana code (60430)	2 °13 E	36 °18 N	715 m

1.4.1 La température :

La température joue un rôle essentiel dans le fonctionnement optimal d'un système d'épuration biologique. Le tableau suivant présente les températures moyennes mensuelles et annuelles en degrés Celsius pour la période allant de 1990 à 2020.

Tableau I-2 : Températures en (°C) pour la période 1990 à 2020

Station	Mois/Tc°	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy
Station Miliana	Tmax	27,70	21,70	16,00	12,80	12,10	12,80	15,30	17,70	21,00	17,50	32,20	31,10	19,83
	Tmin	17,40	13,00	8,70	6,80	5,40	6,00	7,20	9,30	11,80	17,20	21,20	20,20	12,02
	Tmoy	21,70	16,70	11,90	9,20	8,30	9,00	10,80	13,00	15,90	22,00	26,30	25,10	15,83

O.N.M, 2024

Le tableau présente les moyennes mensuelles des températures minimales, variant de 5,4°C en janvier à 21,2°C en juillet. Les températures maximales moyennes se situent autour de 12,1°C

en hiver et de 32,2°C en été. La température moyenne annuelle est de 15,83°C, avec les mois les plus chauds étant juin, juillet et août.

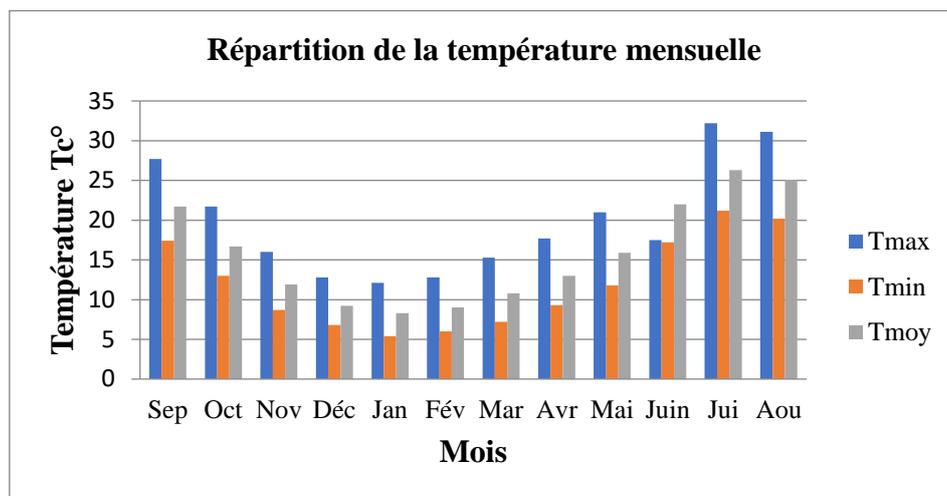


Figure I.4 : Répartition de la température mensuelle (Station Miliana 1990 à 2020)

1.4.2 Précipitations :

La répartition mensuelle des précipitations moyennes est conforme à la répartition climatique de la région de THNIET EL HAD. Ils sont présentés dans le tableau.

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1990 à 2020).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	EP
P(mm)	30,27	49,94	61,64	73,73	71,70	70,1	69,4	55,21	32,69	13,02	5,82	10,87	544,39
%	5,56	9,173	11,32	13,54	13,17	12,88	12,74	10,14	6,005	2,392	1,07	1,998	100

Source : O.N.M, 2024

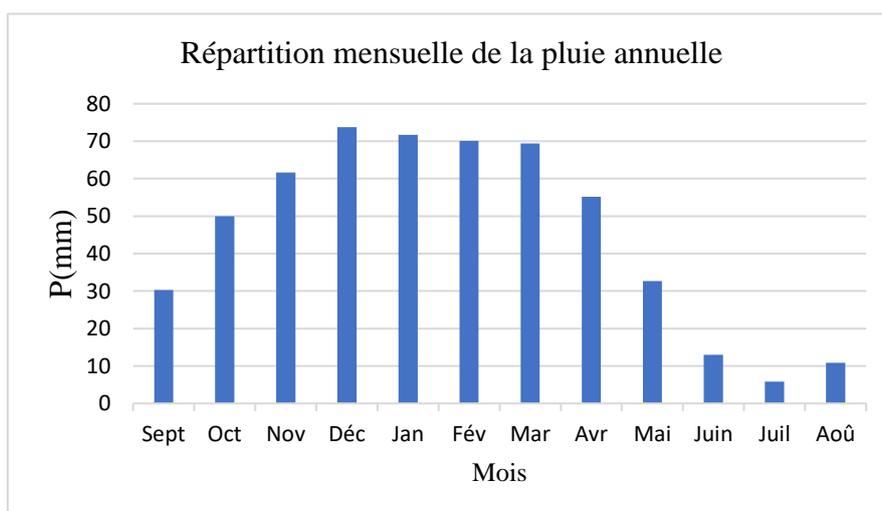


Figure I.5 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Station Miliana 1990 à 2020)

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée Dans le tableau. Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de Novembre à Mars sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environ 80 % du total pluviométrique annuel. Néanmoins, on note une pointe en Décembre.

1.4.3 Les vents :

Les vents prédominants porteurs d'humidité soufflent principalement de l'ouest-nord-ouest d'octobre à mai, puis de l'est-sud-est de juin à septembre, avec une fréquence de 14%

Le tableau ci-après montre les variations des vitesses

Tableau I-4 : Vitesses mensuelles des vents pour la période 1990 à 2020

Mois	J	F	M	A	M	J	J	AU	S	O	N	D	M.A
V,moy (m/s)	5,57	4,92	4,33	4,88	4,15	3,92	3,98	3,97	4,03	3,73	4,78	4,26	4,29
V,max (m/s)	24,75	21,25	23,25	26	24,38	24,5	23	25,88	26,88	15,6	24,6	24	23,68

Source : O.N.M, 2024

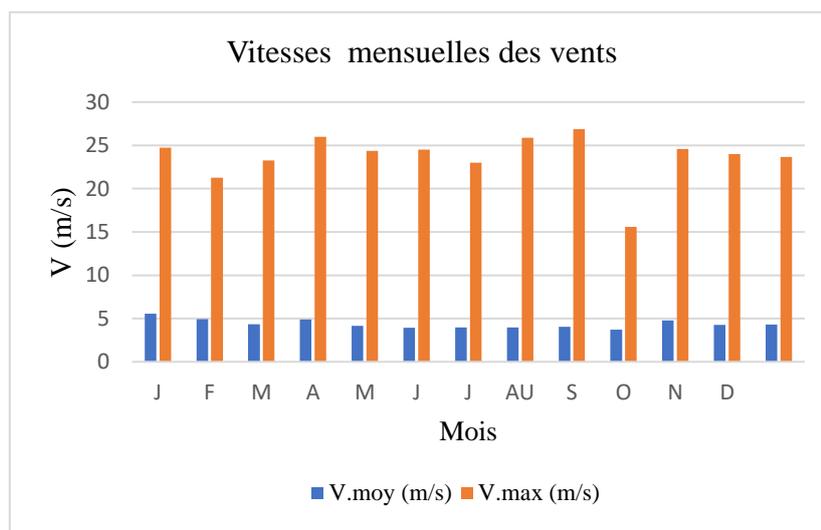


Figure I.6 : Vitesses mensuelles des vents (Station Miliana 1990 à 2020)

1.4.4 Humidité relative

Le niveau d'humidité relative varie de moyen à élevé tout au long de l'année, fluctuant d'un mois à l'autre. En moyenne, l'humidité est de 65,10%. Le pic d'humidité est de 77,40% en décembre, tandis que le minimale est de 45,70% enregistré en juillet.

Tableau I-5 : Répartition mensuelle de L'humidité relative pour la période 1990 à 2020

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy
H (%)	58,70	66,50	73,30	77,40	74,70	75,60	68,90	67,20	65,40	55,40	45,70	50,90	65,10

Source : O.N.M, 2024

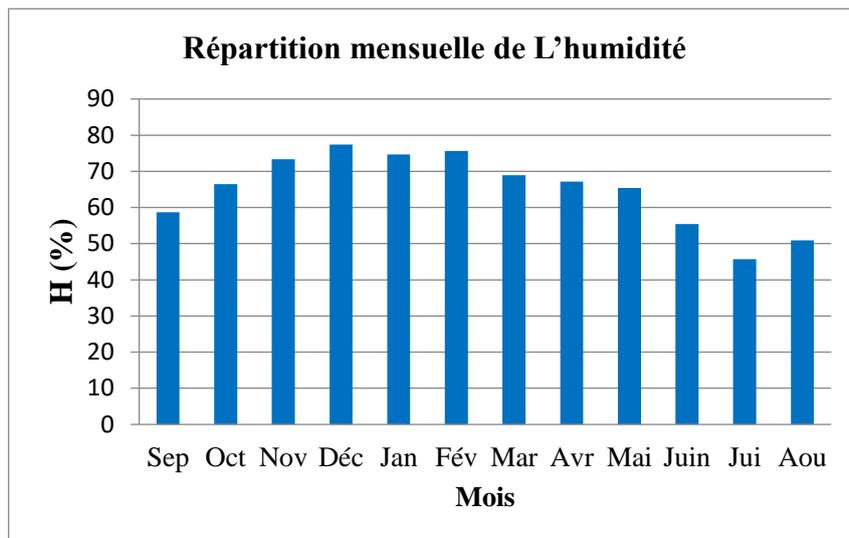


Figure I.7 : Répartition mensuelle de L'humidité relative (Station Miliana 1990 à 2020)

1.4.5 Evaporation :

L'évaporation annuelle retenue est évaluée à 1256 mm. Comme indiqué dans le tableau ci-dessous, elle est au minimum pendant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), tandis qu'elle atteint son maximum pendant les mois d'été (juin, juillet et août).

Tableau I-6 : Evaporation mensuelle et annuelle moyenne pour la période 1990 à 2020

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Somme
E (mm)	138,00	96,10	60,00	52,70	55,80	52,20	77,50	84,00	99,20	150,00	207,70	182,90	1256

Source : O.N.M, 2024

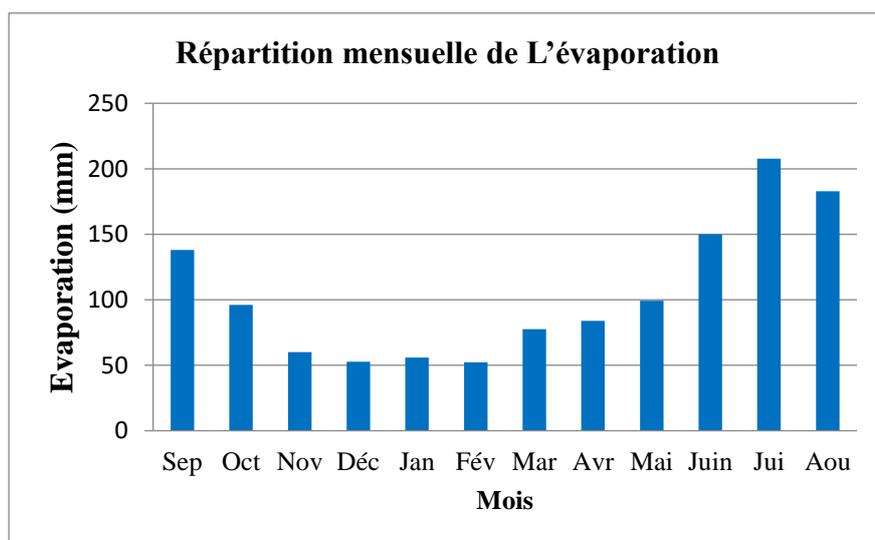


Figure I.8 : Répartition mensuelle de L'évaporation (Station Miliana 1990 à 2020)

1.5 Sismicité

Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) a récemment mis à jour le zoning sismique, subdivisant le territoire national en cinq zones selon le niveau de sismicité croissante. (Voir carte de zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Notre zone d'étude se trouve dans la zone sismique 3 (IIa) , qui comprend l'Atlas tellien et ses environs, caractérisée par une sismicité de niveau moyen.

Source (Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique)

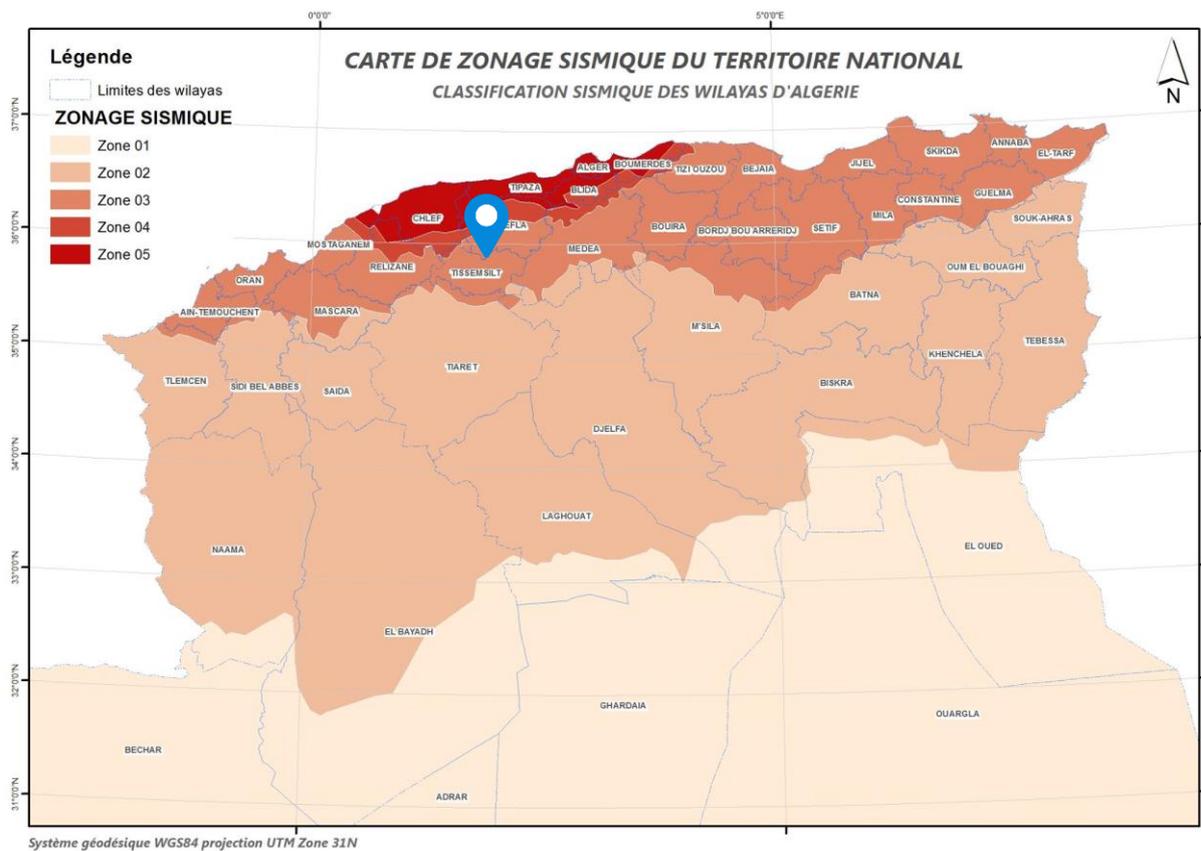


Figure I.9 : Carte de zonage de sismique ; Source (Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, 2024)

I.6 Situation démographique

Les informations sur la population et le logement ont été recueillies à partir d'une enquête exhaustive menée sur le terrain dans la commune de THENIET EL HAD en 31 décembre 2017 la population enregistrée était de 36186 habitants, avec un taux de croissance démographique de $X = 1,30\%$ selon les données du DPAT de la wilaya de TISSEMSILT.

Tableau I-7 : Projections de la population d'Agglomération de THENIET EL HAD

LOCALITE	Horizon 2017	Horizon 2020	Horizon 2030
Agglomération de THENIET EL HAD	36186	37616	42802

Source : DPAT de la wilaya de TISSEMSILT 31-12-2017

DPAT : Direction de la Planification et de l'Aménagement du Territoire (Algérie)

ONM : Office national de la météorologie (Algérie)

ABH : Agence du Bassin Hydrographique (Algérie)

1.7 Encombrement du sous-sol

La ville de Sour est dotée de divers réseaux souterrains, incluant ceux pour le gaz, l'électricité, l'approvisionnement en eau potable et l'assainissement.

1.7.1 Approvisionnement en eau potable : Source : SERVICE AEP DRE TISSEMSILT)

Actuellement la ville de THENIET EL HAD est alimentée à partir de

1. **Barrage DERDER** : destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation, il est situé au nord Est de la ville Lé débit est de 104 l/s à partir de la station de traitement.
2. **Forage R'HA** : Forage très ancien de profondeur de 300m, débite 15 l/s, il est exploité à 12 l/s.
3. **Forage Sidi M'HAMED** : réalisé en 2010 de profondeur de 150ml, réhabilité en 2022 par la DRE de TISSEMSILT, débite 07 l/s, il est exploité à 05 l/s.
4. **Sources et puits** : Le débit exploité à travers de la ville pour l'ensemble sources et puits, est de l'ordre de 2 à 3 l/s.

1.7.2 Assainissement : (Source : SERVICE ASSAINISSEMENT DRE TISSEMSILT)

Le réseau d'assainissement de la ville de THENIET EL HAD est de type unitaire, où tous les collecteurs sont raccordés à une galerie principale traversant la ville, à l'exception des réseaux des localités d'OUED CHAGHLOU et d'OULED MERIEM.

Les principales caractéristiques du réseau existant sont les suivantes :

- Des collecteurs d'un diamètre de 1000 mm, qui suivent les vallées naturelles à l'intérieur de la ville.
- Une galerie en maçonnerie traversant l'axe principal de la ville.
- Des collecteurs de diamètres variés pour l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales des différents quartiers de la ville

Conclusion

Notre étude de la région de THENIET EL HAD, au sud du Tell, a analysé la topographie, la géologie, la climatologie et la démographie. La zone présente des structures géologiques variées et une végétation rare, avec des sources d'eau principalement dans les calcaires du Crétacé. Le climat semi-aride méditerranéen a une température moyenne annuelle de 15,83°C et des précipitations concentrées de novembre à mars. Un problème majeur identifié est le raccordement insuffisant du réseau d'assainissement à la station d'épuration. Notre proposition vise à améliorer ce raccordement pour une gestion optimale des déchets.

Chapitre II
Étude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est un élément crucial pour le calcul de systèmes d'assainissement, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation, de barrages et de navigation fluviale. Dans le domaine de l'assainissement, le principal objectif de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale des averses, ce qui est d'une importance capitale en hydrologie. Cela permet d'évaluer la quantité d'eau pluviale pour un bassin versant donné.

II.1. Notion d'averse :

II.1.1-Les petites pluies :

Les petites pluies font référence aux pluies dont la hauteur d'eau est très faible, similaire à celle des bruines, et qui ne provoquent pas de ruissellement

II.1.2-Les averses :

Les averses sont des pluies soudaines et abondantes dont la durée peut varier de quelques minutes à plusieurs heures. Les éléments relatifs aux averses pris en compte dans les études de réseaux se caractérisent par :

- Un volume important d'eau
- Une forte intensité par unité de temps
- Une érosion liée au ruissellement.

II.2-Choix de la station pluviométrique :

Dans le cadre de l'étude des précipitations en assainissement, il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique comprenant les précipitations maximales journalières sur la période la plus longue possible. Le choix de la station est crucial et s'effectue en fonction de plusieurs critères

- Critères topographiques ;
- Critères climatiques ;
- La taille de l'échantillon ;
- La position géographique par rapport à la zone d'étude ;
- La qualité des données (fiabilité et absence de lacunes dans la série observée).

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de THENIET EL HAD phare, dont le code est 011605 sur une période de fonctionnement de 1980-1981 à 2010-2011 qui nous a été fournie par l'ANRH de BLIDA (Agence Nationale Des Ressources Hydrauliques) et représenter dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Identification de la station pluviométrique

Station	Code	X (m)	Y (m)	Z (m)	Période d'observation	Nombre d'année
THENIET EL HAD	011605	439800	285650	1150	1980 à 2011	31

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de 32 années (Voir Tableau II.2)

Tableau II.2: La série pluviométrique de 1980-1981 à 2010-2011

Années	Sept	oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmax
1980	4,1	4,5	14	64,2	3	34,2	9	12,7	11,5	2,6	1,2	8,3	64.2
1981	7,2	7,5	-	41,4	18,9	13,1	7,9	37	13,1	51,8	-	0,7	51.8
1982	5,6	39,9	16	13,2	-	12,2	13	6	0,6	-	2	1,5	39.9
1983	0	1,4	23,7	21	18,9	16,4	22,7	13,5	14,2	21,4	0,2	0,3	23.7
1984	25,6	66,5	18,2	8,2	15,9	26,6	17,3	3	19	-	-	30	66.5
1985	15	1,3	23	20,4	54,7	35	41	4	6,1	2,8	-	1	54.7
1986	11,8	16	41,9	12,7	54	54,2	8,4	-	2,5	5,6	41	6	54.2
1987	4,5	14,3	28,6	7,5	12,2	6,2	16,4	8,3	15,5	7,1	-	-	28.6
1988	11,9	38,7	7,3	38,8	5,5	32	47	12	6,7	13,8	5,9	21,5	47
1989	12	5,7	12	12,6	20,5	-	21,1	20,2	19	2	12	1,5	21.1
1990	6,5	3,1	10	14	17,2	20,5	66,4	9	6,5	2	1,6	14	66.4
1991	5,6	23	7,9	3,4	88,4	5	19,5	36,4	17,8	7,2	6,5	3,6	88.4
1992	9	20,3	10,1	20,8	2,1	17,3	6,8	20,6	29,6	-	-	8,5	29.6
1993	21,7	17,1	10,8	23,5	21,7	22,3	4,4	6,5	5,4	-	2,8	13,1	23.5
1994	90	15,6	6,3	23,5	21,3	12,4	27,3	7,4	5,8	10,4	-	7,8	90
1995	7,8	18,8	12,5	10,7	24,2	62,7	19,4	18,7	11,6	18,1	17,6	7,1	62.7
1996	13,1	21,4	11	23,7	15,4	10,7	1,5	45,1	14,9	-	-	9,1	45.1
1997	22,4	44,4	43,7	16,5	8,8	10,2	4,8	27,3	29,2	1,8	-	15,2	44.4
1998	27,6	17,1	15,2	14,6	54,6	27,5	33,2	1,5	2,3	1,6	-	7	54.6
1999	11,5	22,8	18,8	42,8	1,3	-	2,7	12,2	4,7	-	-	8,9	42.8
2000	21,8	18,6	47,8	26,6	82,9	14,2	3,4	17,1	19,8	1,6	-	2,9	82.9
2001	17,8	15,6	17,5	14,5	6,8	11,9	8,7	24,5	8,8	1,3	-	6,3	24.5
2002	2,3	18,3	57,1	9,7	38,5	75,4	6,9	16	9,5	9,6	13,2	3,3	75.4
2003	8,2	15,3	37,8	28,6	17,5	24,1	21,6	17,8	19,5	2,4	10,3	10,2	37.8
2004	10,3	15,3	27,6	12,5	55,6	13,6	7,5	16,5	7,6	4,1	-	-	55.6
2005	7,2	21,9	33,2	22	38,5	34,5	15,5	26,1	-	8,3	5,3	4,4	38.5
2006	13,1	0,5	2	10	6,7	14,6	60	23,1	4	7,9	2,1	7,4	60
2007	12,9	25,6	67,1	6,8	9,7	8,6	52,6	6	15,1	6,9	6,4	0,8	67.1
2008	15,7	15,1	34,6	26,5	16,5	9,5	36	21,3	9,5	1,9	-	18	34.6
2009	21,2	8,7	14,7	33,3	20,1	26,1	30	17	6,7	17,8	-	26,2	33.3
2010	9,2	27,7	22,6	15,5	20,5	30,3	26,5	21	22	7,9	27	1	30.3
2011	-	29,2	47,8	6,5	6,8	27	18,4	43,8	1,9	-	-	-	47.8

(Source : station expérimentale de THENIET EL HAD, ANRH – Blida, 2024)

II.3-Déterminer de l'intensité moyenne de précipitation :

L'intensité moyenne maximale est exprimée en millimètres par heure (mm/h) Elle correspond à la hauteur d'eau précipitée en millimètres (mm) divisée par un intervalle de temps de référence Δt (h).

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots (II.1)$$

Où :

Im : représente l'intensité moyenne en mm/h,

Δh : représente la hauteur de pluie tombée pendant la durée Δh.

Pour calculer l'intensité, plusieurs étapes sont nécessaires :

- Choisir le type de loi statistique qui convient le mieux pour ajuster les résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation avec les données.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.4-Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement

II.4.1 Analyse des données statistiques

Dans le cadre de l'analyse des précipitations en assainissement, il est essentiel de disposer d'un ensemble de données pluviométriques qui inclut les précipitations journalières maximales sur la période la plus étendue possible

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $P_{max,j}$

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{N} \dots \dots \dots (II.2)$$

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

Pour N Supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{N}} \right] \dots \dots \dots (II.3)$$

Le coefficient de variation « CV » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} \dots \dots \dots (II.4)$$

Exposant climatique

Il est donné par l'A.N.R.H de Blida tel que : $b=0.35$

Tableau II.3: Résumé des caractéristiques empiriques de la série

Nombre d'année d'observation	32
Minimum (mm)	21.1
Maximum (mm)	90
Moyenne (mm)	49.64
Écart type (mm)	18.75
Coefficient de variation	0.38

II.4.2 L'homogénéisation de la série :

Test de la Médiane :

Il est crucial de vérifier l'homogénéité de la série de données avant de procéder à l'ajustement. Pour ce faire, le test d'homogénéité à l'échelle annuelle est utilisé, en particulier le test de la médiane. Une fois la série de données triée du plus petit aux plus grandes valeurs, la médiane est calculée. Il existe deux cas possibles à partir de là :

- **Principe du Test de la Médiane :**

On classe l'échantillon par ordre croissant.

On détermine la Médiane Me .

On remplace les valeurs de la série non classée par :

- Un signe (-) si : $X_i < Me$.
- Un signe (+) si : $X_i > Me$.

On calcule les valeurs de T_s et N_s tel que :

N_s : Nombre total de séries de (+) ou de (-)

T_s : Taille de la plus grande série de (+) ou de (-)

$$N_s > \frac{1}{2}(n + 1 - u_{\alpha/2}\sqrt{n + 1}) \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

$$T_s < 3.3(\log n + 1). \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

Une fois que la série de données a été triée du plus petit aux plus grandes valeurs, le calcul de la médiane est effectué. Il existe deux cas possibles pour déterminer la valeur médiane :

Si N est impair, on prend la $(N+1/2)$ ième valeur

Si N est pair, on prend la moyenne entre la $(N/2)$ ième valeur et la $(N+1/2)$ ième valeur

Puisque notre série est impaire ($N=32$), la médiane est observée à la valeur centrale

Donc la médiane ($X_{50\%}$) est égale à 47 mm

Pour la série non triée, on attribue à chaque valeur

Un signe positif (+) si $X_i > X_{50\%}$

Un signe négatif (-) dans le cas contraire.

En fin on calcule les quantités N_s et T_s telles que

T_s : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

N_s : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

On trouve que : $T_s = 7$ et $N_s = 25$

On vérifie les conditions suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(n + 1 - u_{\alpha/2}\sqrt{n + 1}) \dots\dots\dots(II.7)$$

$$T_s < 3.3 (\log (n)+1) \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec : $\alpha = 5\%$ $u_{\alpha/2} = 1,96$

Tableau II.4 : Calcul des paramètres du test de la médiane.

Année	P j max	Année	P j max	N	Année	P j max	N	Année	P j max
1989	21.1	2011	47.8	1	1980	+64.2	17	1996	-45.1
1993	23.5	1981	51.8	2	1981	+51.8	18	1997	-44.4
1983	23.7	1986	54.2	3	1982	-39.9	19	1998	+54.6
2001	24.5	1998	54.6	4	1983	-23.7	20	1999	-42.8
1987	28.6	1985	54.7	5	1984	+66.5	21	2000	+82.9
1992	29.6	2004	55.6	6	1985	+54.7	22	2001	-24.5
2010	30.3	2006	60.0	7	1986	+54.2	23	2002	+75.4
2009	33.3	1995	62.7	8	1987	-28.6	24	2003	-37.8
2008	36	1980	64.2	9	1988	+47	25	2004	+55.6
2003	37.8	1990	66.4	10	1989	-21.1	26	2005	-38.5
2005	38.5	1984	66.5	11	1990	+66.4	27	2006	+60
1982	39.9	2007	67.1	12	1991	+88.4	28	2007	+67.1
1999	42.8	2002	75.4	13	1992	-29.6	29	2008	-36
1997	44.4	2000	82.9	14	1993	-23.5	30	2009	-33.3
1996	45.1	1991	88.4	15	1994	+90	31	2010	-30.3
1988	47	1994	90	16	1995	+62.7	32	2011	+47.8

Tableau II-5 : Résultat du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	17	17 > 10.87 Condition vérifiée
$\frac{1}{2}(n + 1 - u_{\alpha/2}\sqrt{n + 1})$	10.87	
T_s	3	3 < 8.26 Condition vérifiée
$3.3(\log (n) + 1)$	8.26	

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

II.4.3- Ajustement de la série pluviométrique et Choix du type de loi d'ajustement

Les étapes à suivre pour l'étude d'ajustement de la série des précipitations maximales journalières sont :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Attribuer un numéro d'ordre à chaque valeur classée.
- Déterminer la fréquence expérimentale pour chaque valeur.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données, qui ont déjà été déterminées.
- Procéder à l'ajustement graphique avec la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion.

En Assainissement les deux lois généralement utilisées sont :

- La loi de Gumbel ;
- La loi de Galton ou loi log-normale.
- Loi de GEV

Cette étude sera réalisée à l'aide du logiciel « Hyfran »

II.4.3.1-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-Normal (Galton) :

La loi de Galton possède une fonction de répartition qui est définie comme suit :

$$F(x) = \sqrt{\frac{1}{2\pi}} \int_U^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II.9)$$

Avec :

$$u = a \log(X - X_0) + b$$

L'intervalle de définition est donc : $x] -\infty, +\infty[$

Pour transformer la loi de Gauss en loi de Galton, il suffit d'appliquer un changement de variable que x en $\log(X - X_0)$.

Il existe une autre façon de formuler la relation entre la loi de Gauss et la loi de Galton qui met davantage en évidence le rôle des paramètres. Cette formulation est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^u \frac{1}{u} e^{-\frac{\ln^2(u)}{2\sigma^2}} du \dots \dots \dots (II.10)$$

Avec

$$u = \frac{X - X_0}{s} \quad (\text{Variable réduite de GAUSS})$$

Avec

X_0 : le paramètre de position.

S : le paramètre d'échelle.

HYFRAN-PLUS a effectué un ajustement de données à la loi de Log-Normale en utilisant la méthode de la maximisation de la vraisemblance. Les résultats obtenus sont les suivants :

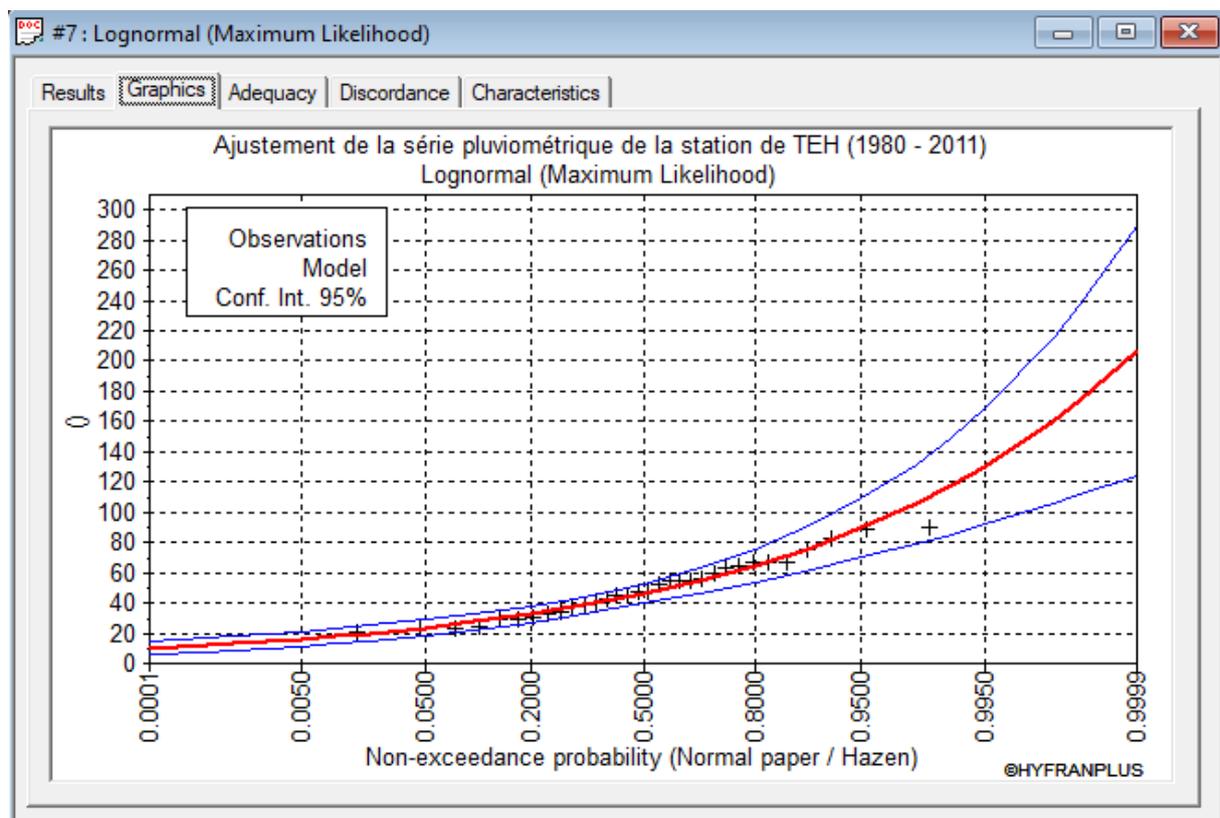
Tableau II.6: Résultats d'ajustement par la loi de GALTON

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance
100	0.99	118	16.4	85.6 - 150
50	0.98	105	13.4	79.1 - 132
20	0.95	89.4	9.90	70.0 - 109
10	0.90	77.2	7.50	62.5 - 91.9
5	0.80	64.6	5.40	54.0 - 75.2

Les paramètres de la loi de Galton

$X_0 = 3.82792$

Sigma = 0.404402



Précipitation maximale journalière : $P_{max,j}(10\%)=77,2\text{mm}$

Figure II.1 : Ajustement à la loi de GALTON

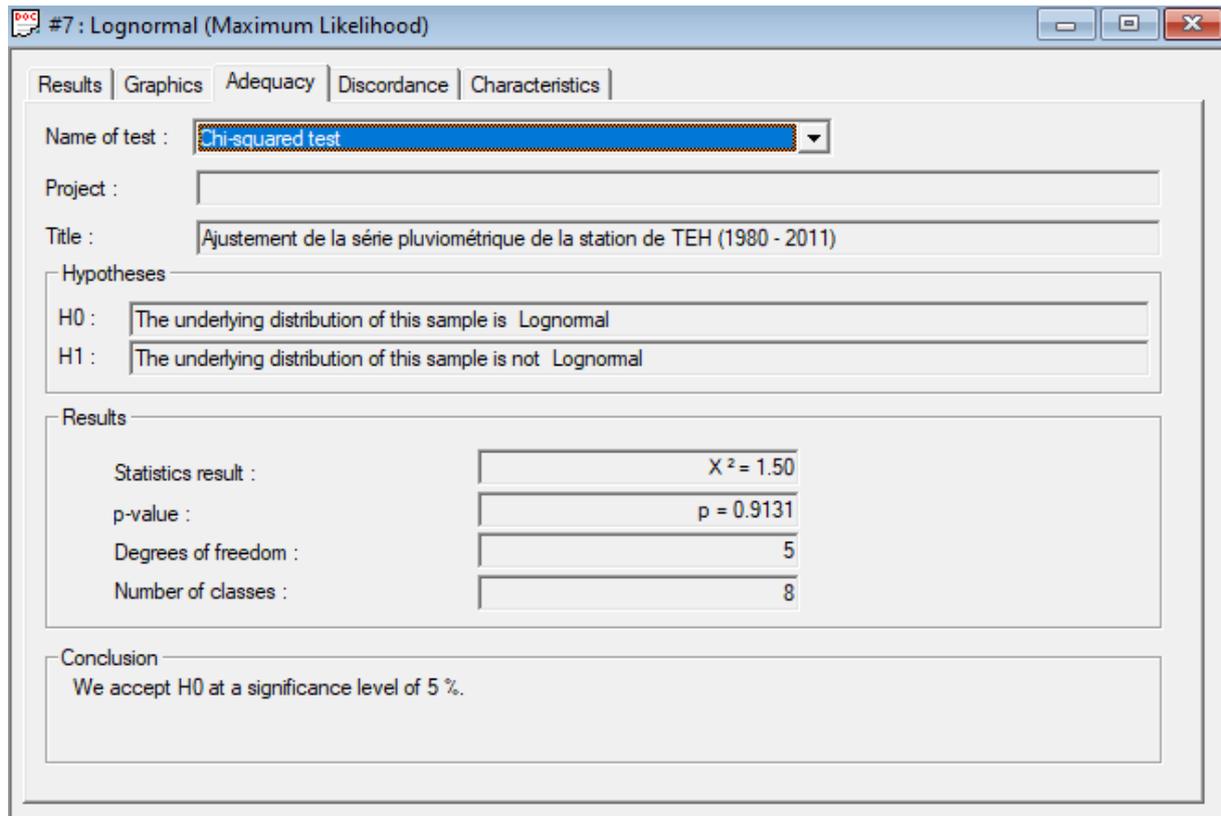


Figure II.2 : Test d’adéquation de Khi-deux (GALTON)

Résultat de la statistique : $X^2 = 1.50$

P-Valeur : $P = 0.9131$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 7

Conclusion :

Les résultats de l'analyse statistique indiquent que nous pouvons accepter (H0) au seuil de significativité de 5%

II.4.3.2-Ajustement de la série pluviométrique à la Loi de GEV :

La loi d'extrémum généralisée possède une fonction de répartition qui peut être définie comme suit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.11)$$

Sachant que y est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \dots\dots\dots (II.12)$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmaxj).

u : paramètre de position.

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

Tableau II.7: Résultats d’ajustement par la loi de GEV :

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Écart-type	Intervalle de Confiance
100	0.99	101	12.9	75.8 - 126
50	0.98	93.8	10.1	74.0 - 114
20	0.95	83.3	7.16	69.2 - 97.3
10	0.90	74.2	5.54	63.5 - 85.2
5	0.80	64.3	4.45	55.6 - 73.0

Les paramètres de la loi de GEV :

L’expression du quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots (II.13)$$

K = 0.10889 X_0 ou (α) = 16.4425 S ou (u) = 41.5322

Précipitation maximales journalières : Pmax,j(10%)=74.2mm.

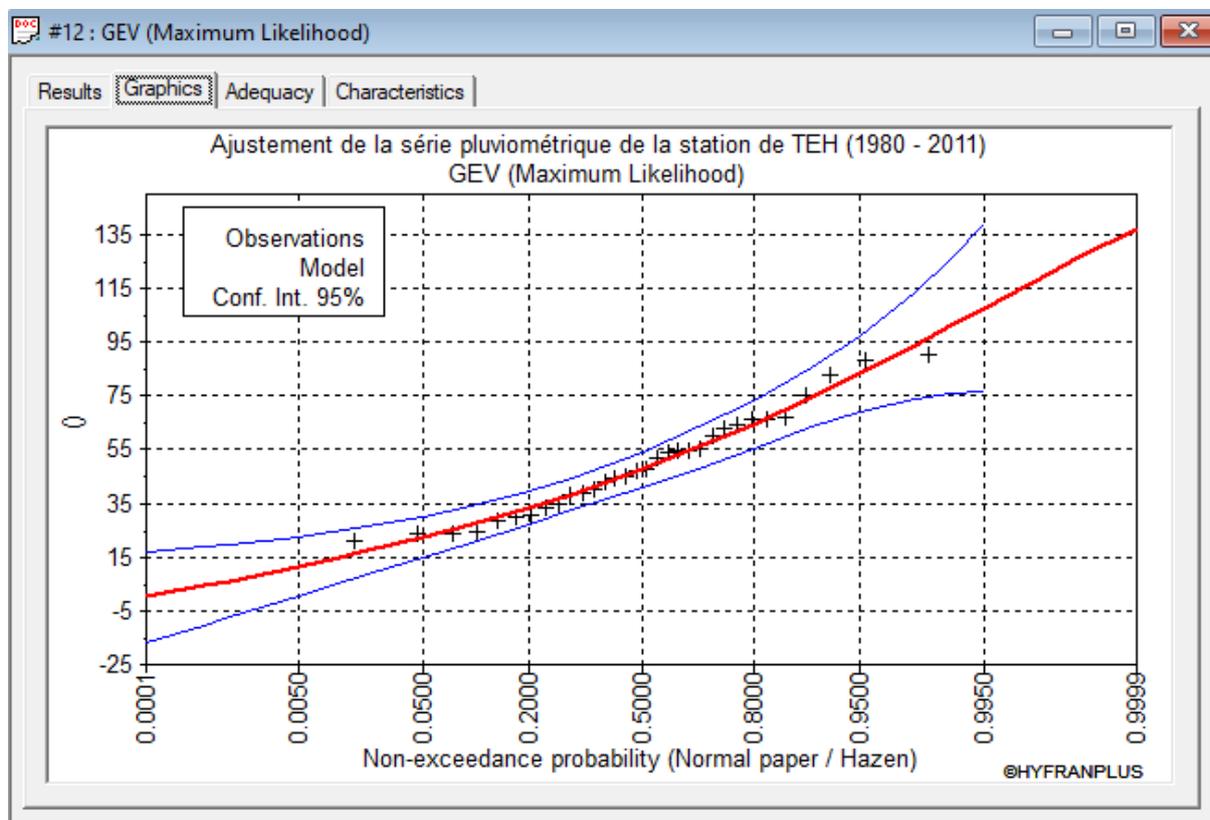


Figure II.3 : Ajustement à la loi de GEV

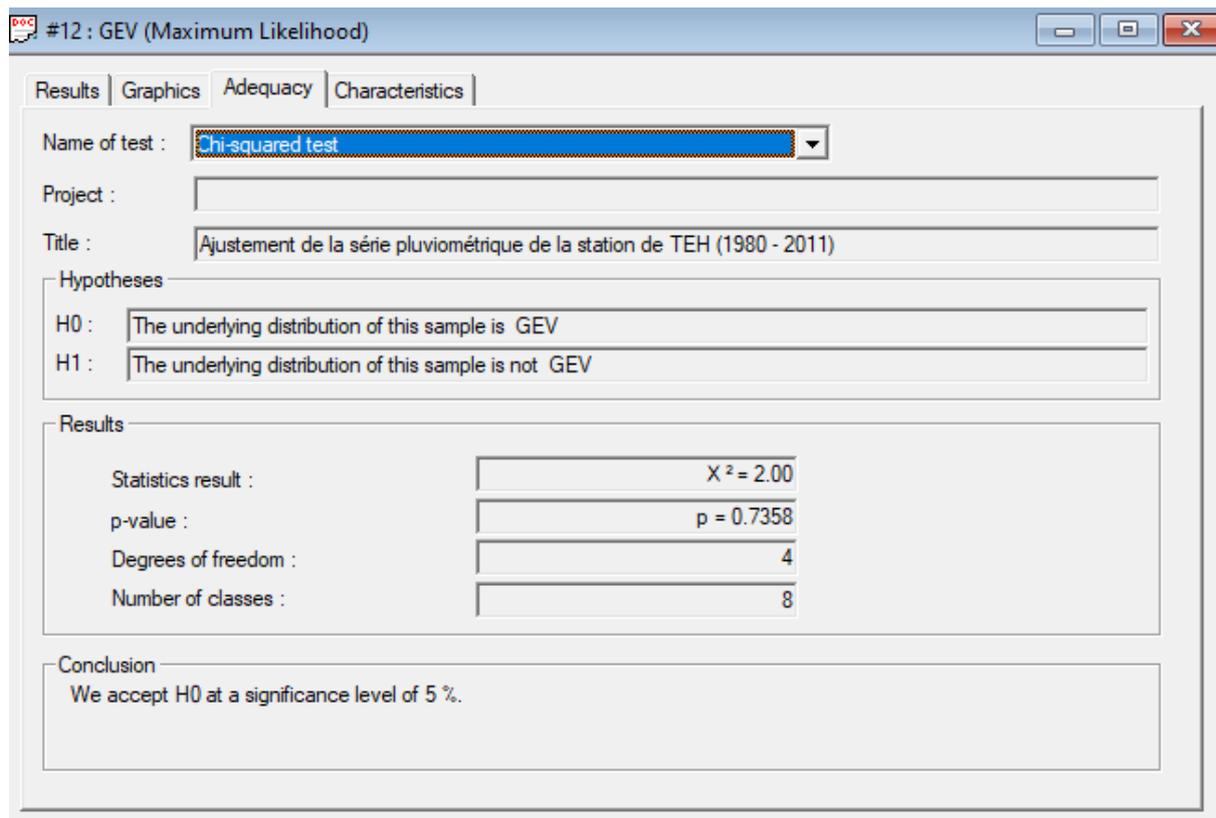


Figure II.4 : Test d’adéquation de Khi-deux

Avec

H0 : L’échantillon provient d’une loi GEV.

H1 : L’échantillon ne provient pas d’une loi GEV.

Résultat de la statistique : $X^2 = 2.00$

P-Value P = 0.7358

Degrés de liberté : 4

Nombre de classe : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

II.4.3.3-Ajustement de la série pluviométrique à la Loi de GUMBEL :

La loi de GUMBEL a une fonction de répartition comme suit

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(-F(x))] \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec :

x : variable étudiée (P_{maxj}).

x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi Gradex.

Tableau II.8: Résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL :

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Écart-type	Intervalle de Confiance
100	0.99	115	11.8	91.8 - 138
50	0.98	104	10.2	83.5 - 124
20	0.95	88.5	8.21	72.4 - 105
10	0.90	76.8	6.69	63.7 - 90.0
5	0.80	64.7	5.19	54.5 - 74.9

Les paramétrés de la loi de GUMBEL

L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \dots \dots \dots (II.16)$$

$$\alpha = 16.1924 \quad x_0 = 40.4061$$

Précipitation maximales journalière : $P_{max,j}(10\%)=76,8\text{mm}$

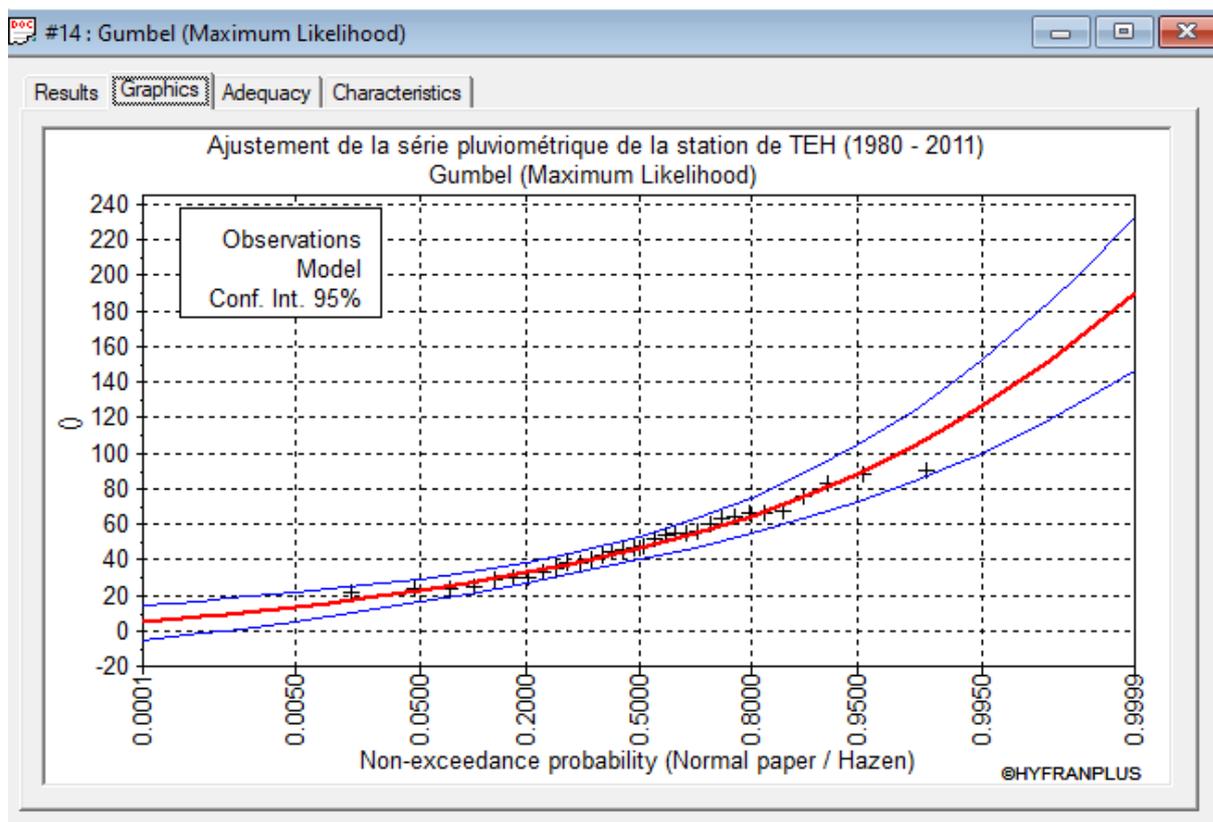


Figure II.5 : Ajustement à la loi de GUMBEL

#14 : Gumbel (Maximum Likelihood)

Results | Graphics | Adequacy | Characteristics

Name of test : Chi-squared test

Project :

Title : Ajustement de la série pluviométrique de la station de TEH (1980 - 2011)

Hypotheses

H0 : The underlying distribution of this sample is Gumbel

H1 : The underlying distribution of this sample is not Gumbel

Results

Statistics result :	X ² = 1.50
p-value :	p = 0.9131
Degrees of freedom :	5
Number of classes :	8

Conclusion

We accept H0 at a significance level of 5%.

Figure II.6 : Test d'adéquation de Khi-deux

Résultat de la statistique

$$X^2 = 1.5$$

P-Value P = 0.9131

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

II.4.3.4 Comparaison visuelle (analyse des graphes) :

La figure II.11 présente des graphiques comparant les probabilités empiriques et théoriques des distributions des lois de GEV, Log-Normal et Gumbel sur un papier de probabilité normal. En examinant ces graphiques, on constate que la loi de GEV semble fournir l'ajustement le plus satisfaisant visuellement.

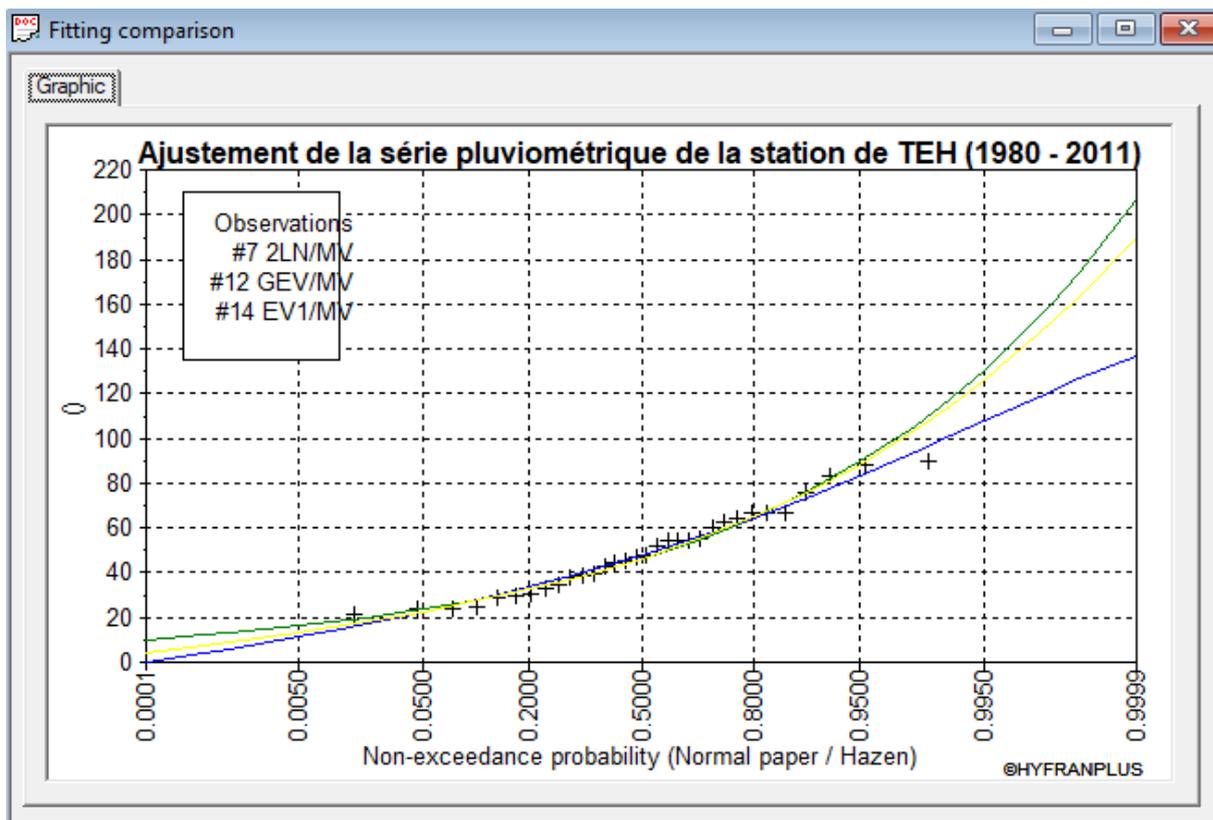


Figure II.7 : Comparaison graphique entre trois lois

II.4.4-Résultats d’ajustement à loi choisie :

#12 : GEV (Maximum Likelihood)

Results | Graphics | Adequacy | Characteristics

Project :

Title : Ajustement de la série pluviométrique de la station de TEH (1980 - 2011)

	Characteristics of the population	Characteristics of the sample
Number of data [n] :		32
Minimum :	None	21.1
Maximum :	193	90.0
Average :	49.4	49.6
Standard deviation :	18.7	19.1
Median :	47.4	47.4
Coefficient of variation [Cv] :	0.378	0.386
Skewness coefficient [Cs] :	0.600	0.441
Kurtosis coefficient [Ck] :	3.48	2.23

Figure II.8 : caractéristique de la loi.

Les paramètres de la loi GEV sont représentés dans le tableau (Tableau II.9)

Nombre d'observation : $n = 31$

Tableau II.9: caractéristique de la loi de GEV :

Paramètre	Caractéristiques de la série
Minimum	21.1
Maximum	90
Moyenne	49.6
Écart-type	19.1
Médiane	47.7
Coefficient de variation (Cv)	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.441
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.23

II.5-Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

II.5.1-Pluies de courte durée :

Pour estimer les précipitations de courte durée, nous utilisons une formule qui se base sur les précipitations maximales journalières

$$P_{max,t,p\%} = P_{max,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.17)$$

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 $b = 0,35$.

II.5.2-Intensité de courte durée :

Nous avons recours à la formule de MONTANAR pour déterminer l'intensité moyenne de précipitation

$$I_{t(15min),p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.18)$$

Où :

- $I_{t(15min),p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%)
- $I_{24,p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée
- t : durée de l'averse en heure, $t=0.25h=15min$ pour une période de retour de $T=10$ ans
- b : exposant climatique de la région ($b= 0.35$), il donné par l'A.N.R.H de Blida.

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

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
XT	64.3 mm		74.2 mm		83.3mm		93.8 mm		101 mm	
t (h)	Pt (mm)	It (mm/h)								
0,10	9.44	94.40	10.90	109.00	12.23	122.30	13.78	137.80	14.83	148.30
0,20	12.04	60.20	13.89	69.45	15.59	77.95	17.56	87.80	18.91	94.55
0,25	13.01	52.04	15.02	60.07	16.86	67.44	18.98	75.92	20.44	81.76
0,50	16.59	33.18	19.14	38.28	21.49	42.98	24.20	48.40	26.05	52.10
0,75	19.12	25.49	22.06	29.41	24.77	33.03	27.89	37.19	30.03	40.04
1,00	21.14	21.14	24.40	24.40	27.39	27.39	30.84	30.84	33.21	33.21
2,00	26.95	13.48	31.09	15.55	34.91	17.46	39.31	19.66	42.33	21.17
3,00	31.05	10.35	35.84	11.95	40.23	13.41	45.30	15.10	48.78	16.26
4,00	34.34	8.59	39.63	9.91	44.49	11.12	50.10	12.53	53.95	13.49
5,00	37.13	7.43	42.85	8.57	48.11	9.62	54.17	10.83	58.33	11.67
6,00	39.58	6.60	45.68	7.61	51.28	8.55	57.74	9.62	62.17	10.36
7,00	41.78	5.97	48.21	6.89	54.12	7.73	60.94	8.71	65.62	9.37
8,00	43.77	5.47	50.51	6.31	56.71	7.09	63.86	7.98	68.76	8.60
9,00	45.62	5.07	52.64	5.85	59.10	6.57	66.54	7.39	71.65	7.96
10,00	47.33	4.73	54.62	5.46	61.32	6.13	69.04	6.90	74.34	7.43
11,00	48.94	4.45	56.47	5.13	63.40	5.76	71.39	6.49	76.87	6.99
12,00	50.45	4.20	58.22	4.85	65.36	5.45	73.59	6.13	79.24	6.60
13,00	51.88	3.99	59.87	4.61	67.21	5.17	75.68	5.82	81.49	6.27
14,00	53.25	3.80	61.44	4.39	68.98	4.93	77.67	5.55	83.64	5.97
15,00	54.55	3.64	62.95	4.20	70.66	4.71	79.57	5.30	85.68	5.71
16,00	55.79	3.49	64.38	4.02	72.28	4.52	81.39	5.09	87.64	5.48
17,00	56.99	3.35	65.76	3.87	73.83	4.34	83.14	4.89	89.52	5.27
18,00	58.14	3.23	67.09	3.73	75.32	4.18	84.82	4.71	91.33	5.07
19,00	59.25	3.12	68.37	3.60	76.76	4.04	86.44	4.55	93.07	4.90
20,00	60.33	3.02	69.61	3.48	78.15	3.91	88.00	4.40	94.76	4.74
21,00	61.36	2.92	70.81	3.37	79.50	3.79	89.52	4.26	96.39	4.59
22,00	62.37	2.84	71.97	3.27	80.80	3.67	90.99	4.14	97.97	4.45
23,00	63.35	2.75	73.10	3.18	82.07	3.57	92.41	4.02	99.51	4.33
24,00	64.30	2.68	74.20	3.09	83.30	3.47	93.80	3.91	101	4.21

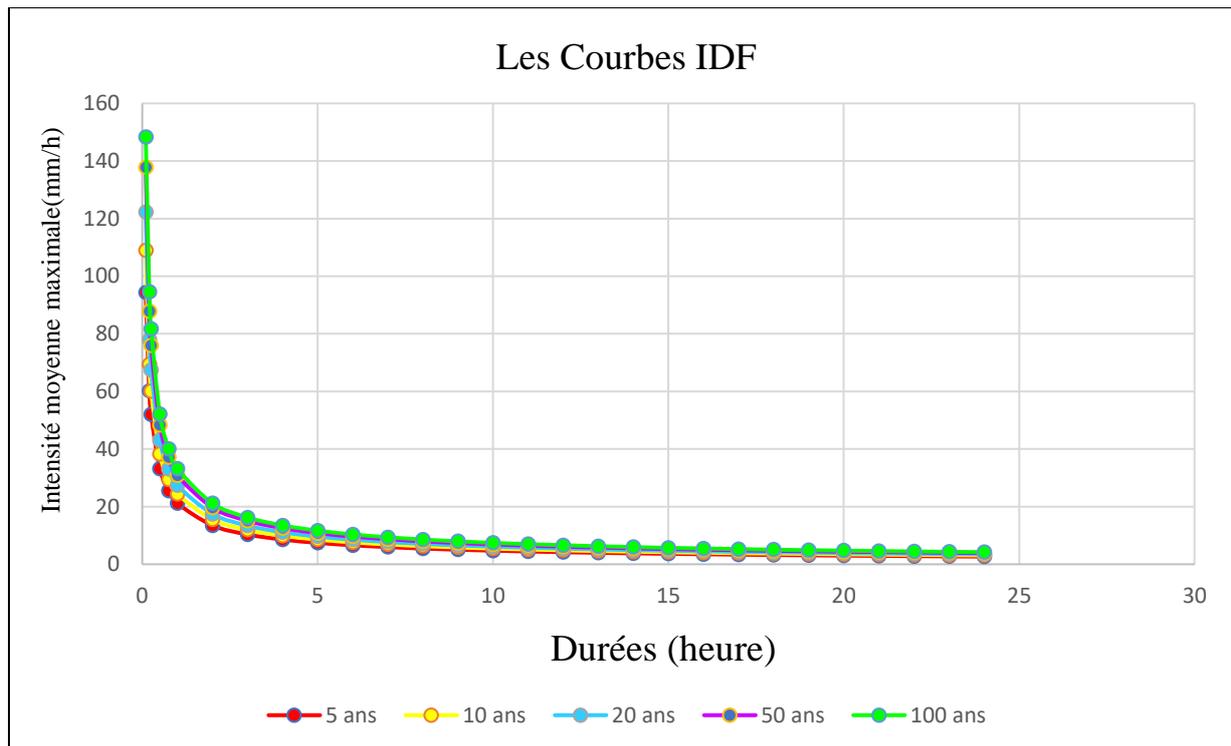


Figure II.9: Courbe intensité-durée-fréquence

II.5.3-Intensité moyenne maximale :

Dans le cadre de projets d'assainissement et de calculs de débits pluviaux, il est courant de se concentrer sur l'intensité moyenne maximale de précipitations pour une courte durée de 15 minutes, soit 0,25 heure, et une période de retour de 10 ans. Pour notre étude, nous avons obtenu les résultats suivants :

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

$$P_{\max j,10\%} = 15.02\text{mm}$$

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

D'après la loi de GEV :

$$P_{24,10\%} = Xt = 74.2\text{mm}$$

Application numérique :

$$I_{(15\text{min}),p\%} = \frac{74.2}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.35-1}$$

$$I_{(15\text{min}),p\%} = 60.07\text{mm/h}$$

À partir de là, nous pouvons déterminer la valeur de l'intensité pluviale (i), qu'un débit spécifique

$$q_s = \frac{60.07 * 10000}{3600}$$

$$q_s = 166.86 \text{ l/s/ha}$$

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

Conclusion :

Pour conclure, ce chapitre nous a offert une analyse détaillée permettant de calculer l'intensité pluviale. En utilisant la loi de (GEV), qui s'est avérée être le meilleur ajustement pour les précipitations maximales journalières, nous avons déterminé que l'intensité pluviale pour un intervalle de 15 minutes avec une probabilité de 10% est de 60,07 mm/h. Par conséquent, pour le dimensionnement de notre réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales, nous adopterons cette valeur fournie pour déterminer l'intensité pluviale qui sera $I = 166,86 \text{ l/s/ha}$

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction :

L'assainissement est une méthode visant à évacuer rapidement les déchets des zones urbaines grâce à un système d'évacuation sans stagnation et dans des conditions optimales.

Dans ce chapitre, nous examinerons les aspects suivants :

- Choix un horizon de calcul spécifique
- Selection du schema et du système du réseau d'évacuation des eaux
- Le decoupage la zone d'étude en sous bassins élémentaire.
- Evaluation de la population resident dans chaque sous-bassin.

III.1 Situation démographique :

La population de la zone d'étude (OUED CHAGHLOU et OULED MERIEM) est estimée selon recensement de 31-12-2017 à 2257 habitants avec un taux d'accroissement égal à 1.30% (d'après DPAT de la wilaya de TISSEMSILT).

Chaque étude est menée sur une période de 20 à 30 ans afin d'anticiper toute croissance inattendue de la zone et de répondre aux exigences

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

Si on connaît le taux de la croissance annuelle de la population on a alors :

$$P_t = P_0 (1+T)^N \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

P_t : nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=2257$ hab.)

T : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, d'après DPAT ($T=1.30\%$).

N : l'écart d'années entre les deux horizons

Remarque : l'horizon de calcul est fixé à 2054 Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement.

Tableau III.1 : estimation de l'évolution futur de la population

LOCALITE	Horizon 2017	Horizon 2024	Horizon 2034	Horizon 2044	Horizon 2054
Nombre d'habitants TOTAL	2257	2471	2811	3198	3640

III.2 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Les dispositifs d'évacuation se composent principalement de canalisations à écoulement libre, de canaux et de fossés. En général, on distingue trois types de systèmes d'évacuation, à savoir :

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif

Chacun de ces systèmes présente des avantages et des inconvénients en termes de coût, d'efficacité, d'impact environnemental, etc. Le choix du système d'évacuation dépend donc des caractéristiques de la zone à assainir et des objectifs fixés en matière de traitement des eaux usées et de gestion des eaux pluviales.

III.2.1 Système unitaire :

Ce système d'évacuation combine les eaux usées domestiques et industrielles avec les eaux de pluie dans une même canalisation. Il nécessite des installations et des stations d'épuration de grande capacité pour pouvoir gérer les fortes pluies. Lorsqu'il pleut, le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité par la station d'épuration est déversé directement dans milieu naturel via des dispositifs spéciaux appelés déversoirs d'orage. Ce système est relativement peu coûteux et simplifie les problèmes de raccordement. Cependant, son principal inconvénient réside dans la répartition des eaux qui sont soit dirigées vers la station d'épuration, soit rejetées dans milieu naturel.

III.1.2 Système séparatif :

Ce système d'évacuation sépare les eaux usées domestiques et industrielles dans une canalisation distincte des eaux pluviales qui sont acheminées dans une autre. Les tracés de ces deux canalisations sont souvent différents, à l'exception de certains tronçons. Ce système est couramment adopté par de nombreuses petites et moyennes agglomérations, en particulier pour les extensions urbaines qui constituent de nouveaux quartiers d'habitations. Il est également choisi lorsque le réseau d'égouts existant dans la ville est proche des zones résidentielles ou industrielles en cours de développement.

III.2.3 Système pseudo séparatif :

Ce système est conçu pour collecter à la fois les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement. L'autre partie des eaux de ruissellement sera acheminée par les caniveaux et certains tronçons d'ouvrages pluviaux. Il est basé sur une collecte commune des eaux de toiture et d'espaces privés avec celle des eaux usées.

Les figures suivantes représentent les différents systèmes d'évacuation.

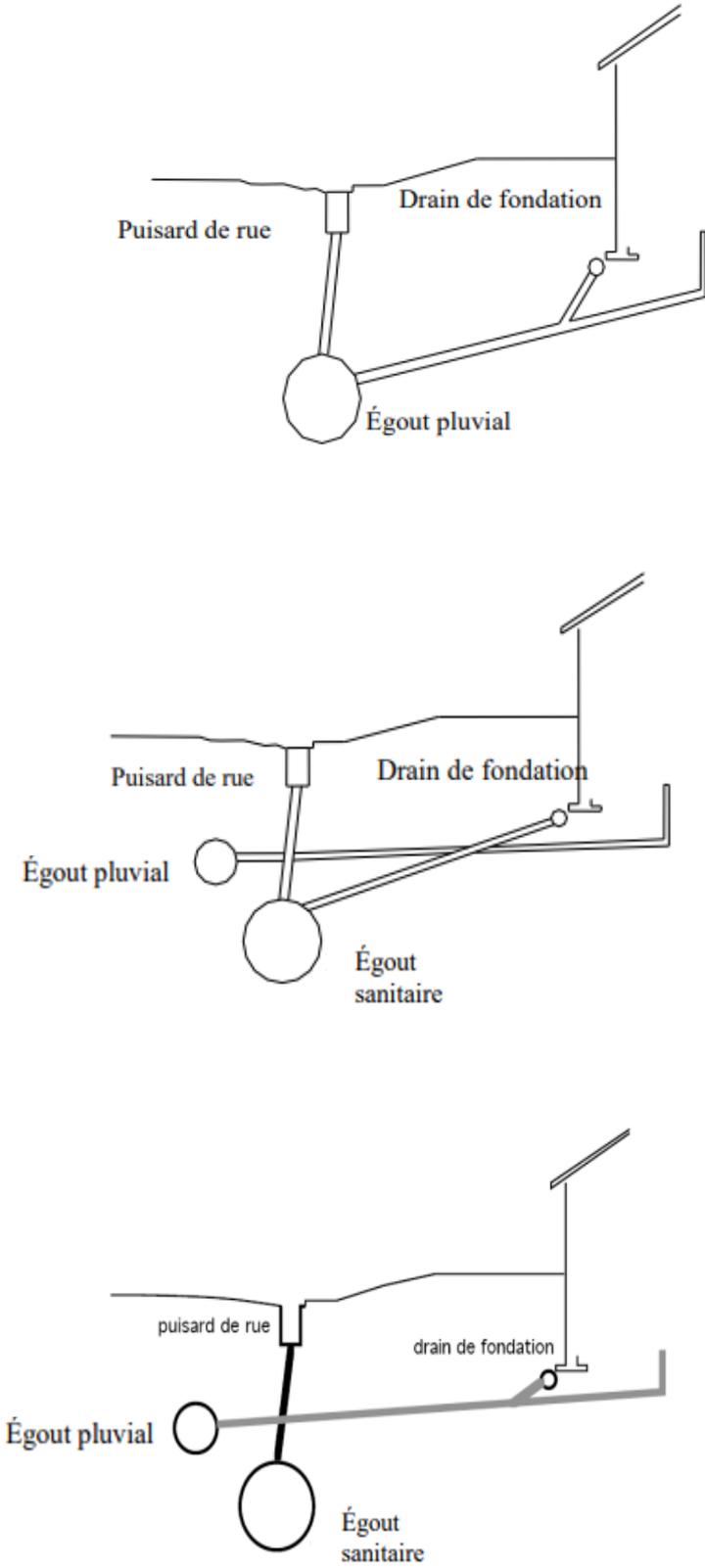


Figure III-1 : Schéma représentatif des branchements dans les différents du système

Le tableau III-3 est suggéré pour fournir un résumé des caractéristiques uniques de chaque système.

Tableau III.2 : La comparaison entre les différents systèmes :

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	-milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement.	- débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration	-entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	-petites et moyennes agglomérations - extension des villes -faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	-diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure nature préservée	- encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement.	-Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	-petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.	- Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heure de la ville, donc diminué les diamètres des collecteurs	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	-Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage -Surveillance accrue des branchements.

Source : Office International de l'eau (2000)

III.3 Choix du système d'évacuation :

Lors de la sélection d'un système d'assainissement, plusieurs facteurs clés doivent être pris en compte :

- La topographie du terrain naturel et le point de rejet des eaux.
- Il faut comparer les coûts d'investissement et d'entretien des différents systèmes.
- La décision de système sera influencé par l'emplacement du point de rejet
- L'encombrement du sous-sol.
- Le système assainissement existant
- Les considérations d'urbanisme futures.

Dans notre projet, nous avons choisi d'adopter un système unitaire pour des raisons économiques, de simplicité et de conditions locales. Ce système permet de collecter à la fois les eaux usées et les eaux pluviales dans une même canalisation, ce qui simplifie la conception et la construction du réseau.

III.4 Schémas d'évacuation :

Un schéma d'évacuation est la conception ou la représentation graphique du système d'évacuation, qui dépend de la topographie, du relief et de la structure de l'agglomération. Il est essentiel de prendre en compte la pente, la disposition des quartiers et des routes, ainsi que le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel.

Il existe différents types de schémas d'évacuation, tels que :

III.4.1 Schéma perpendiculaire :

Ce Schéma implique l'installation perpendiculaire d'un certain nombre de collecteurs par rapport à la rivière. Il ne permet pas la collecte des eaux vers un seul point d'épuration, ce qui le rend approprié lorsque l'épuration n'est pas considérée comme nécessaire. Il est également adapté pour l'évacuation des eaux pluviales dans un système séparatif, car il est considéré comme la solution optimale pour un rejet direct dans le milieu récepteur. Ce schéma est également utilisé lorsque la pollution est minime et pour économiser des sections de collecteurs.

III.4.2 Schéma par déplacement latéral :

Le schéma de déplacement latéral est le plus simple, il permet de transporter les eaux usées en aval de la ville pour leur traitement. Les eaux sont collectées dans un collecteur parallèle à la rivière

III.4.3 Schéma par zones étagées :

Le schéma par zone étagée est une adaptation du schéma par déplacement latéral, mais avec plusieurs collecteurs longitudinaux.

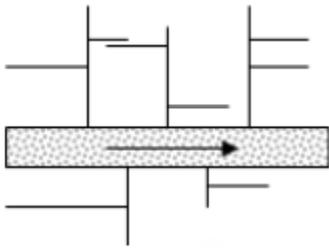
Il permet de transférer les apports provenant du haut de la ville vers le collecteur inférieur.

III.4.4 Schéma transversal ou oblique :

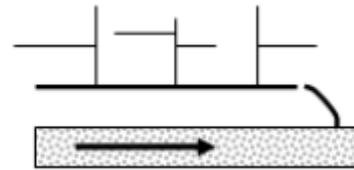
Ce Schéma comprend des ramifications de collecteurs qui permettent de transporter les eaux usées en aval de la ville. Ce type de schéma est utilisé lorsque le terrain a une faible pente.

III.4.5 Schéma radial :

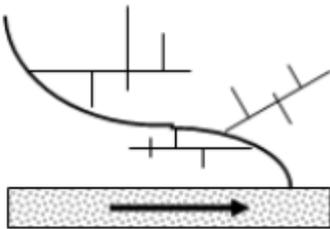
Ce schéma est utilisé pour les terrains plats. Les eaux sont collectées en un point bas, puis acheminées soit vers un collecteur fonctionnant à surface libre, soit vers un cours d'eau récepteur, soit vers une station d'épuration.



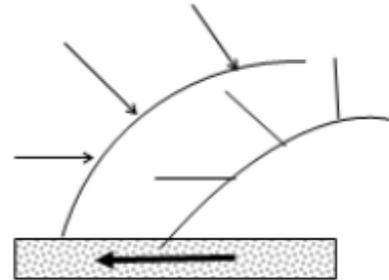
A- Schéma perpendiculaire.



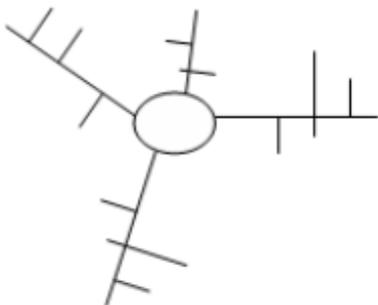
B- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.



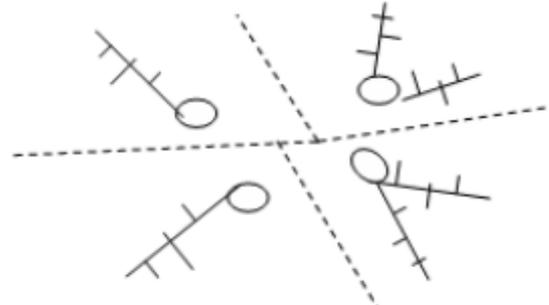
C-Schéma à collecteur transversal ou oblique.



D-Schéma par zone étagée ou par interception.



E-Schéma radial unique.



B- Schéma radial par zone.

Figure III.2 : schémas des types de réseaux

III.5 Choix du schéma d'évacuation :

Le schéma du réseau d'évacuation à sélectionner dépend de plusieurs facteurs :

- Les caractéristiques techniques du site tel que la topographie du terrain.
- Les considérations économiques tels que le coût de projet.
- Les aspects environnementaux tels que le type de rejet et le milieu récepteur.
- Les contraintes liées à l'implantation des canalisations dans le domaine public.

Dans notre zone d'étude, en considérant les conditions géographiques et le plan d'urbanisation du site, ainsi que les avantages offerts par le schéma latéral, nous avons sélectionné ce dernier pour l'évacuation des eaux pluviales.

III.6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaires :

Un bassin versant est une zone géographique délimitée par des lignes de partage des eaux. Ils acheminent toutes les eaux de ruissellement en surface par une seule ligne d'écoulement.

Le découpage du site en sous-bassins élémentaires doit être effectuée en fonction de :

- La nature des sols existant
- La densité de l'habitat
- Les courbes de niveaux de la zone d'étude
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes de terrain
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...)

Après avoir examiné le plan d'urbanisme, nous avons choisi de diviser la zone à étudier en fonction de la nature du sol et de la densité de la population. Nous avons ainsi identifié cinq (05) surfaces à drainer.

Tableau III.3 : Surface des sous bassins de la zone d'étude

Numéro du sous bassin	Surface Ai (ha)
1	6.74
2	5.02
3	2.81
4	2.41
5	3.21

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme le rapport entre le volume d'eau pluviale ruisselé sur le volume total tombé sur le bassin versant considéré. Ce

coefficient joue un rôle crucial dans l'estimation des débits de pointe pluviaux, qui sont utilisés pour dimensionner le réseau d'évacuation des eaux pluviales. Le coefficient de ruissellement peut faire varier le débit d'eau pluviale, ce qui nous oblige à diviser les sous-bassins de manière aussi homogène que possible afin de minimiser les erreurs d'évaluation de ce coefficient.

III.7.1 Paramètres influençant sur le coefficient de ruissellement :

- La perméabilité du sol a une grande influence
- La pente du terrain.
- La durée de la pluie.
- La densité de la population.

III.7.2 Les contraintes rencontrées lors de l'évaluation du coefficient de ruissellement

Il est difficile d'obtenir une valeur précise du coefficient de ruissellement en raison de plusieurs facteurs :

- Estimation inexacte des zones imperméables.
- Évaluation incorrecte de la nature des surfaces de ruissellement.
- Estimation imprécise de la densité d'habitation.
- Variabilité de la pluie et de la durée des précipitations.

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :

Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Source : Guerre et Gomella 1986

III.7.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voiries non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

III.7.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :**Tableau III-6 :** Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.

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

Source : Guerre et Gomella 1986

III.7.6 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau III.7 :** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

Source : Guerre et Gomella 1986

III.7.7 Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est composée de plusieurs aires élémentaires "Ai", chacune ayant son propre coefficient de ruissellement "Cri", on peut calculer le coefficient de ruissellement pondéré à l'aide de la formule suivante.

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

Avec :

A : Surface totale en ha.

Cri : Coefficient de ruissellement partiel.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement total pondéré.

Ai : Surface du sous bassin en (ha).

Tableau III.8 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

N° de sous bassin	Surface Ai (ha)	Cr
1	6.74	0.88
2	5.02	0.87
3	2.81	0.50
4	2.41	0.49
5	3.21	0.51

Une fois les coefficients de ruissellement de chaque sous-bassin estimé, il est nécessaire de calculer le coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{\sum A_i} \Rightarrow C_{rp} = 0.719247 = 0.72$$

III.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :

Une fois que nous avons estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous-bassin et le coefficient de ruissellement pondéré total, nous pouvons déterminer le nombre d'habitants correspondant. Pour ce faire, nous devons calculer la densité partielle, puis le nombre d'habitants.

La densité partielle peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P}{C_{rp} \times A} \dots \dots \dots (III- 3)$$

Avec :

- D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- P : Population globale à l'horizon 2054= 3640 hab.
- A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha), A=20.19ha

Nous calculons ensuite le nombre d'habitants correspondant à chaque sous-bassin en utilisant la formule suivante :

$$P_i = D_i \times A_i \dots\dots\dots(III- 4)$$

Avec :

- P_i : Population partielle du sou bassin considéré.
- A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Tableau III.9 : Répartition de population dans chaque sous bassin :

Sous bassin	Surface du sous bassin (ha)	Cr	Di (hab/ha)	Nombre habitant P_i
1	6.74	0.88	220.35	1485
2	5.02	0.87	217.85	1094
3	2.81	0.50	125.20	352
4	2.41	0.49	122.70	296
5	3.21	0.51	127.70	410

Conclusion

Notre agglomération a pris les décisions suivantes :

L'horizon de calcul est fixé à 2054 avec une population future de 3640 habitants, le système d'assainissement choisi est de type unitaire, 5 bassins élémentaires ont été identifiés après avoir divisé la zone urbaine, et le schéma de déplacement latéral a été choisi.

CHAPITRE IV:

Evaluation des débits à évacuer

Introduction :

L'assainissement des villes et des agglomérations est une méthode visant à évacuer de manière rapide, économique et sans stagnation, les eaux usées provenant de différentes sources au sein d'une agglomération ou d'une zone d'activité. L'objectif est d'éviter toute pollution de l'environnement par les produits évacués.

Dans ce chapitre, nous allons nous concentrer sur les calculs pour l'évaluation des débits à évacuer des eaux usées et pluviales.

IV.1 Évaluation des débits d'eaux usées :

L'estimation des débits d'eaux usées nous permet de déterminer les quantités maximales de ces dernières aux heures de pointe, ce qui est essentiel pour définir les dimensions des canalisations. Elle permet également d'évaluer les débits minimaux, qui sont importants pour évaluer les capacités d'auto-curage des canalisations

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :

Les matières polluantes dans les eaux usées varient en fonction de leur source :

a) Eaux usées domestiques : Les eaux usées domestiques comprennent :

- **Eaux ménagères :** eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.
- **Eaux vannes :** eaux provenant des toilettes, incluant matières fécales et urines.

Quantité à évacuer :

Pour évaluer la consommation actuelle en eau potable, plusieurs facteurs sont pris en compte :

- Type et confort des habitations.
- Quantité d'eau potable disponible.
- Conditions climatiques.
- Consommation des services publics et industriels. (Salah, 2014).

b) Eaux des services publics

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rues) sont évacuées via des puisards équipés de grilles. Les eaux usées provenant des établissements publics (éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs, et autres services publics) sont prises en compte avec les besoins domestiques (Salah, 2014).

c) Eaux usées industrielles

Ces eaux, provenant de différentes usines, contiennent souvent des substances chimiques potentiellement toxiques. La quantité d'eau évacuée dépend de :

- Type d'industrie (fabrication ou transformation).
- Processus de fabrication utilisé.

- Taux de recyclage réalisé.

Les eaux industrielles doivent respecter certaines normes :

- Température inférieure à 35°C.
- Absence de matières corrosives, solides et toxiques (Salah, 2014).

d) Eaux parasites

Ces eaux s'infiltrent dans les collecteurs à cause de joints mal confectionnés ou fissurés. Elles se classent selon leur origine :

- **Eaux claires parasites permanentes (ECPP)** : infiltration diffuse de la nappe.
- **Eaux claires parasites de captage (ECPC)** : intrusion d'eaux pluviales dans le réseau d'assainissement.

Le débit de ces eaux est estimé à 0.15 l/s/ha et elles perturbent le fonctionnement des stations d'épuration (Salah, 2014).

Notre agglomération n'a ni industries ni équipements publics. Les eaux usées proviennent uniquement de sources domestiques.

IV.1.2. Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La disponibilité des ressources
- La population
- L'urbanisation de la ville
- Le niveau de vie des habitants

Sur la base des tendances et des recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour, hors industrie, est la suivante :

- Communes rurales : 150 l/j/hab.
- Communes moyennes : 200 à 250 l/j/hab.
- Villes : 300 à 450 l/j/hab

Compte tenu de l'expansion urbaine et de la disponibilité des ressources en eau de la commune de THENIET EL HAD, une dotation en eau potable de 150 litres par jour et par habitant a été adoptée.

IV.1.3. Évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

L'estimation de la quantité journalière d'eaux usées à évacuer est basée sur la consommation d'eau par habitant. La quantité d'eaux usées rejetées dépend du type d'agglomération et le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

Cependant, toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité. On admet généralement que seulement 70% à 80% de l'eau consommée est évacuée, ce qui est appelé le coefficient de rejet.

IV.1.4. Évaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{N \cdot D \cdot K_r}{86400} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

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

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

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

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

IV.1.5. Évaluation du débit de pointe :

Tout comme la consommation, le rejet des eaux usées est également variable au cours de la journée. Il est donc nécessaire de déterminer le débit de pointe, qui peut être calculé à l'aide de la formule suivante

$$Q_{\text{pte}} = K_p Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier.

K_p : Coefficient de pointe, ce coefficient de pointe peut être :

Où le coefficient de pointe peut être estimé par rapport au débit moyen de rejet par les deux relations suivantes :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} S_i Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} > 2,8 \text{ l/s} \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$K_p = 3 S_i Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

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

N° SB	N_{hab}	K_r	D (L/j/hab.)	$Q_{moy,j}^{dom}$ (L/s)	K_p	Q_{pt}^{dom} (L/s)	Q_{pt}^{dom} (m ³ /s)
1	1485	0.8	150	2.062	3	6.186	0.006186
2	1094	0.8	150	1.519	3	4.557	0.004557
3	352	0.8	150	0.488	3	1.464	0.001464
4	296	0.8	150	0.411	3	1.233	0.001233
5	410	0.8	150	0.569	3	1.707	0.001707

Tableau IV -2 : Évaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin

N° SB	Surface A_i (ha)	K(l/s/ha)	$Q_{parsite}$ (L/s)
1	6.74	0.15	1.01
2	5.02	0.15	0.75
3	2.81	0.15	0.42
4	2.41	0.15	0.36
5	3.21	0.15	0.48

Avec :

- A_i : surface des sous bassins
- $Q_{parsite}$: débits parasite.
- K : débit d'eau parasite par unité de surface compris entre (0.05et 0.15) l/s/ha.

Dans notre cas on prend $k=0.15$ l/s/ha.

IV.1.6. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Tableau IV -3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Q_{pt}^{dom} (L/s)	$Q_{parsite}$ (L/s)	Q_t^{eu} (L/s)	Q_t^{eu} (m ³ /s)
1	6.74	6.186	1.01	7.196	0.007196
2	5.02	4.557	0.75	5.307	0.005307
3	2.81	1.464	0.42	1.884	0.001884
4	2.41	1.233	0.36	1.593	0.001593
5	3.21	1.707	0.48	2.187	0.002187

IV.2 Évaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont généralement les eaux de ruissellement qui doivent être collectées et acheminées vers les canalisations d'évacuation pour éviter les risques d'inondations et leurs conséquences sur le réseau et la population.

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite de déterminer les débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation décennale d'une durée de 15 minutes, car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondations).

Plusieurs méthodes existent pour estimer les débits pluviaux, mais les deux méthodes les plus couramment utilisées en raison de leur simplicité sont :

-La méthode superficielle.

-La méthode rationnelle

IV.2.1. Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est la plus couramment utilisée parmi les méthodes de transformation pluie-débit. Cette méthode est applicable pour des superficies limitées, généralement inférieures à 10 hectares, et est facilement applicable pour les petites agglomérations (Salah, 2014).

La méthode suppose que la pluie est constante sur l'ensemble du bassin versant pendant la durée de la pluie sur les surfaces d'influence de superficie "A", caractérisées par un coefficient de ruissellement "Cr".

La méthode est définie sous la forme générale suivante :

$$Q = \alpha * Cr * i * A \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

- Q : Débit d'eau de ruissellement (l/s).
- A : Surface de l'aire d'influence (ha).
- Cr : Coefficient de ruissellement.
- i : Intensité de précipitation (l/s/ha).
- α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

IV 2.2. Hypothèse de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle fondée sur les hypothèses suivantes (Salah, 2014) :

- Le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration, ce qui signifie que l'ensemble du bassin contribue à la formation du pic de débit à estimer.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe a la même période de retour T que l'intensité i qui le provoque.
- Le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin versant est constant.

IV 2.3. Critique de la méthode rationnelle :

- L'évaluation des temps de concentration des bassins est très complexe.
- Elle ne prend pas en considération la variabilité spatiale des intensités des précipitations.
- Elle néglige l'effet de stockage dans les réseaux.
- La décomposition du bassin en zones élémentaires est approximative.

IV 2.4. Temps de concentration

Le temps de concentration (T_c) est une caractéristique d'un bassin versant qui représente le temps nécessaire à l'eau de pluie tombée au point le plus éloigné pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

Le temps de concentration T_c est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

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

$$t_1 = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} = \frac{L}{60 \cdot V} \dots \dots \dots (IV.6)$$

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

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots \dots \dots (IV.7)$$

Ou :

L : Longueur de la conduite (m).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau de la conduite (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Trois aspects sont à envisager :

Le bassin ne comporte pas de canalisation : $tc = t3$

2. Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $tc = t3 + t1$

3. Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $tc = t2 + t1$

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

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \dots\dots\dots(\text{IV.8})$$

Avec :

L : Longueur de plus long parcours de l'eau (km).

I : La pente de terrain (mm).

IV 2.8. Choix de la méthode de calcul :

Pour estimer les débits d'eaux pluviales, il existe plusieurs méthodes, chacune ayant ses limites et ses critiques. Pour notre agglomération, nous avons choisi d'utiliser la méthode rationnelle pour évaluer le débit pluvial. Ce choix est basé sur le fait que les sous-bassins ont des surfaces relativement faibles et que le coefficient de ruissellement est bien estimé.

IV 3. Calcul des débits pluviaux :

IV 3.1. Coefficient de correction α (réducteur de l'intensité) :

Le coefficient α est déterminé expérimentalement et prend en compte la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. La distribution d'une pluie sur un bassin versant est souvent irrégulière, en particulier pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour tenir compte de cette irrégularité, un paramètre de correction doit être ajouté pour chaque surface élémentaire, ce qui réduit l'intensité de la pluie :

$$A \leq 1$$

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

Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.006 * \sqrt{\frac{d}{2}} \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 * \sqrt{\frac{d}{2}} \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

d : distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Tableau IV.5 : Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Cr	α	i (L/s/ha)	Q (L/s)	Q (m3/s)
1	6.74	0.88	0.87	166.86	861.02163	0.8610
2	5.02	0.87	0.87	166.86	634.00760	0.6340
3	2.81	0.50	0.90	166.86	210.99447	0.2110
4	2.41	0.49	0.88	166.86	173.39958	0.1734
5	3.21	0.51	0.88	166.86	240.38653	0.2404

IV 3.2. Calcul des débits totaux pour chaque sous bassin :**Tableau IV -6 :** Calcul des débits totaux pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Q_i Pluvial (L/s)	Q usées (L/s)	Q_i Total (L/s)	Q_i Total (m3/s)
1	6.74	861.02163	7.196	868.21763	0.86821763
2	5.02	634.00760	5.307	639.31460	0.63931460
3	2.81	210.99447	1.884	212.87847	0.21287847
4	2.41	173.39958	1.593	174.99258	0.17499258
5	3.21	240.38653	2.187	242.57353	0.24257353

Conclusion :

Dans ce chapitre, les surfaces et les débits d'eaux usées et pluviales ont été évalués pour chaque sous-bassin de la zone d'étude. Il a été observé que le premier sous-bassin présente les débits les plus élevés, avec 861.02 L/s pour les eaux pluviales et 7,196 L/s pour les eaux usées. À l'inverse, le sous-bassin n°4 possède les débits les plus faibles, soit 173.39 L/s pour les eaux pluviales et 1,593 L/s pour les eaux usées. Ces valeurs nous permettront d'effectuer des calculs hydrauliques précis afin de dimensionner correctement toutes les composantes du réseau choisi et ses ouvrages annexes.

CHAPITRE V :

Choix des variantes
et Calcul hydraulique

Introduction :

Après avoir établi les débits des eaux à éliminer au niveau des sous-bassins, nous procédons ensuite au calcul hydraulique du système d'assainissement. Cette étape implique le dimensionnement des collecteurs et des éléments qui seront responsables de l'acheminement de ces eaux vers l'oued ou vers un schéma de raccordement, comme dans notre cas. Tout cela est réalisé dans les conditions optimales possibles, tout en se conformant aux normes d'écoulement

V.1-Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement unitaire doit se conformer à des normes d'écoulement spécifiques :

- L'élimination rapide des matières fécales hors du logement.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène adéquates.
- Les ouvrages d'évacuation, tels que les collecteurs et les regards, doivent respecter des normes d'écoulement précises.
- L'installation en profondeur doit être réalisée de manière à garantir une résistance mécanique aux charges extérieures et à optimiser le tracé des collecteurs.
- Dans le cas d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto-curage doivent être satisfaites.

V.2-Conditions du dimensionnement :

La conception du réseau unitaire doit être réalisée de manière à prévenir l'érosion des parois des conduites, tout en permettant le transport des sables pour éviter leur accumulation et la formation de dépôts.

Les conditions d'auto-curage doivent également être remplies, en assurant une vitesse minimale de 0,6 m/s pour 1/10 du débit de pleine section et de 0,3 m/s pour 1/100 de ce même débit. Il est par ailleurs recommandé de ne pas dépasser une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s

V.3-Mode de calcul :

Les hypothèses du calcul hydraulique du réseau gravitaire sont :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- Les conduites d'égouts, conçues pour un débit en pleine section Q_{ps} , transportent généralement des quantités d'eau inférieures.
- La perte de charge générée correspond à une énergie potentielle égale à la différence entre le plan d'eau en amont et en aval.

L'écoulement au sein des collecteurs est caractérisé comme un écoulement à surface libre et est soumis à la formule de continuité :

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

Avec :

Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3 / s).

S_m : section mouillée (m^2).

v : vitesse d'écoulement (m/s)

Dans le but de dimensionner notre réseau, nous avons recours à la formule qui permet de déterminer la vitesse moyenne d'écoulement.

Les ouvrages sont conçus en se basant sur une formule d'écoulement découlant de celle de CHEZY, où la vitesse d'écoulement est calculée selon l'expression suivante :

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

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 :

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

Où :

S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2).

P_m : le périmètre mouillé (m).

V.3.1-Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

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

Avec :

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

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

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

« Source : les réseaux d'assainissement. De R. BOURRIER ».

Remarque :

Pour notre projet, nous avons décidé d'utiliser des conduites en PVC ainsi que des conduites en béton armé.

Ainsi, nous avons choisi une valeur de Ks égale à 100 pour les conduites en PVC et une valeur de Ks égale à 75 pour les conduites en béton armé.

La vitesse d'écoulement peut être calculée en utilisant l'expression suivante :

$$V = k \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(V.5)$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

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

V.3.2-Procédé de calcul :

1. Pour chaque point, déterminez le débit et la pente.
2. Le diamètre calculé est exprimé de la manière suivante :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3,2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots(V.7)$$

Avec :

D_{cal} : Diamètre calculé (m).

Q : Débit (m³ /s). I : La pente (m/m).

3. Fixer le diamètre normalisé de la conduite " Dn".

4. La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation.

Pour un rayon hydraulique : $Rh = Dn/4$

On a :

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(V.8)$$

5. Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

Q_{ps} : Débit pleine section (m³ /s).

V_{ps} : Vitesse pleine section (m/s).

D_n : Diamètre nominale (m).

6. Le rapport des débits :

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

7. Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_v \times V_{ps} \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec : **r_v**: rapport des vitesses

8. La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_n \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec :

r_H: rapport des hauteurs, données comme suit :

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe [2] nous avons établi la relation entre **r_Q** et **r_v**, ainsi entre **r_Q** et **r_H** .

Les relations sont les suivantes :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95.24 \times r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263$$

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359$$

V.4-Description des variantes de raccordement :

On a proposé des variantes possibles de collecte des eaux usées vers la station d'épuration.

Le réseau d'assainissement de la ville de THENIET EL HAD est de type unitaire où tous les collecteurs sont raccordés à une galerie traversante l'axe principal de la ville, sauf le réseau de la cité OUED CHAGHLOU et OULED MERIRM.

Le réseau existant est connu principalement par :

- Des collecteurs de diamètre 1000mm représentant l'aménagement des talwegs qui se trouvent dans la ville.
- Une galerie en maçonnerie traversant l'axe principal de la ville est faite par des voiles en béton armé.

Des collecteurs de différents diamètres assurant le rejet des eaux usées et des eaux pluviales des quartiers.

Au cours d'étude une délimitation générale de la zone d'intervention a été faite tout en définissant l'ossature existante comme station de relevage, tracé des collecteurs, regards, etc.

-Vu ce qui précède, nous savon envisagé les variantes suivantes de collecte des eaux usées vers la station d'épuration de THENIET EL HAD (à partir des rejets existes et projetés) :

La conception générale de l'étude du schéma technique de collecte d'eaux usées à partir des rejets (OUED CHAGHLOU et OULED MERIRM) consiste en ce que en utilisant un tracé gravitaire jusqu'à aboutir une contre pente, à faire refouler ces volumes d'eau.

Le Rejet N°01 draine la cité OUED CHAGHLOU et le rejet N°02 draine l'agglomération de OULED MERIRM

Donc le premier schéma est de drainer les deux rejets vers un point commun là on va projeter un poste de relevage, et à partir de ce poste on va schématiser trois variantes.

Ci-après suit la description des variantes de collecte d'eaux usées.

- ✓ Variante N°1 collecteur gravitaire- Poste de relevage –conduite de refoulement pas par hôpital- raccordés au le réseau existe au STEP.
- ✓ Variante N°2 et 3 collecteur gravitaire-Poste de relevage - conduite de refoulement passant par des terres agricoles et la cité 126 logts - raccordés à la galerie au le réseau existe au STEP « deux scénario ».
- ✓ Variante N°4 collecteur gravitaire- Poste de relevage- conduite de refoulement pas par la cité OUED CHAGHLOU et aussi de terrain priver –route N14- raccordés au la galerie au le réseau existe au STEP.

V.4.1 Description des variantes :

V.4.1.1-Variante 01 :

Cette variante est basée sur refoulement à partir du poste de relevage avec une conduite le long du chemin de la commune vers L'Hôpital sur une longueur de refoulement de 1250 m avec Hg de 134 m puis conduite existant jusqu'à la sortie de la ville puis vers la STEP.

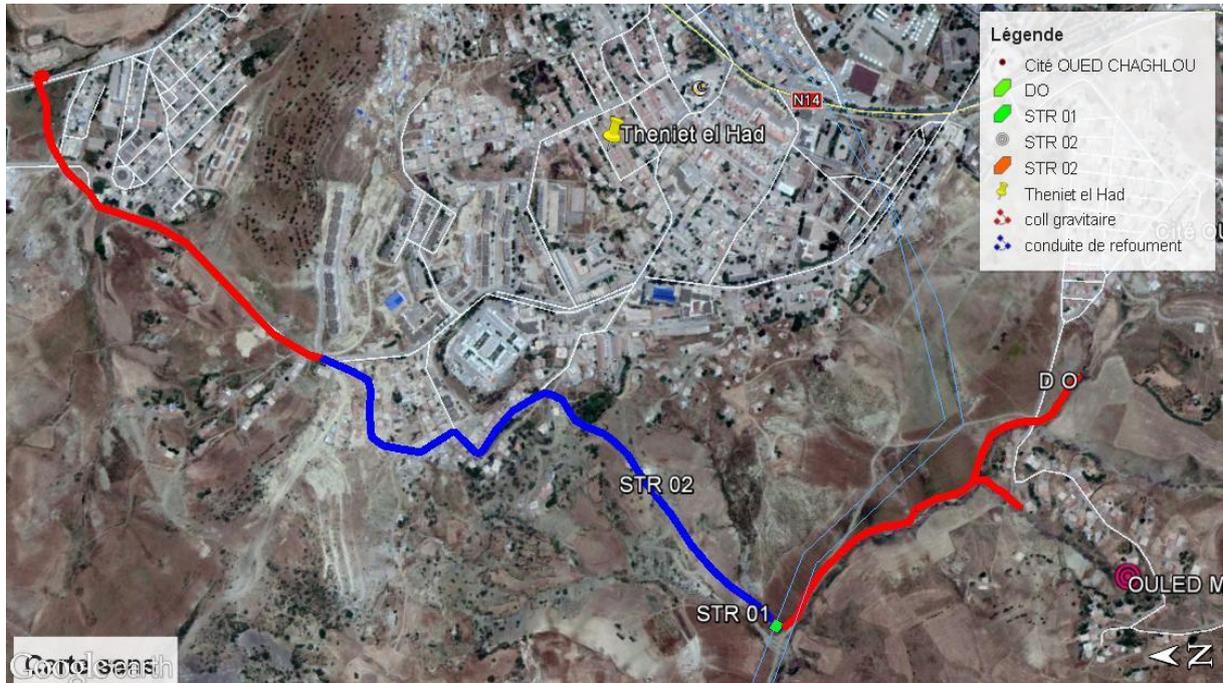


Figure V.1 : Schéma satellitaire de la variante 1 ; Source (Google Earth 17-05-2024 / 22.20)

V.4.1.2-Variante 02 :

La variante 02 est basée sur le refoulement à partir du poste de relevage avec une conduite de refoulement en traversant les terres agricoles et la cité 126 logts jusqu'à la sortie de la cité à la rue KHEBOUZ A.E.K , Le refoulement s'effectuera directement vers une galerie située a la sortie de la ville puis vers la STEP tout en traversant la ville de THENIET EL HAD passant par la rue KHEBOUZ A.E.K et L'Hôpital. La longueur totale de refoulement fait 1400 m

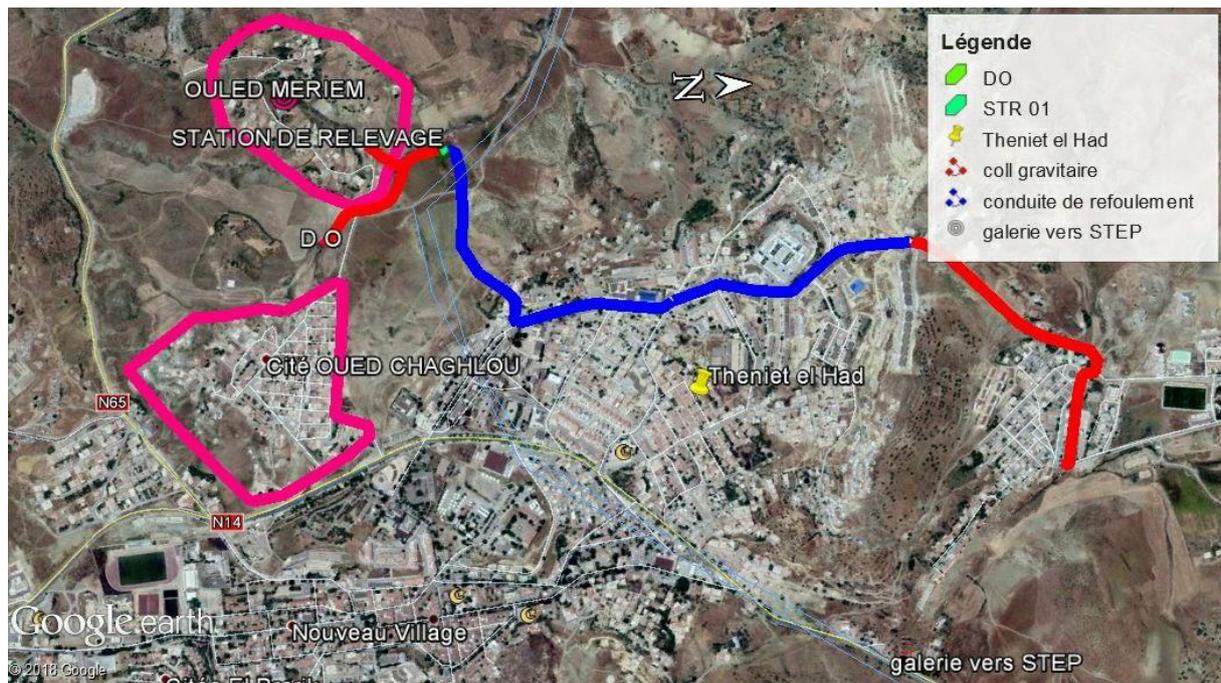


Figure V-2: Schéma satellitaire de la variante 2 (Google Earth 17-05-2024 / 22.50)

Variante 03 : le refoulement se continue jusqu'à la route National « N14 » puis raccordés à la galerie au le réseau existe jusqu'à la STEP et la longueur totale de la conduite de refoulement est de 1040 m avec H_g de 151 m



Figure V-3: Schéma satellitaire de la variante 3 (Google Earth 17-05-2024 / 23.02)

V.4.1.3-Variante 04 :

La variante 03 est basée sur le refoulement à partir du poste de relevage avec une conduite le long de la route d’OUED CHAGHLOU d’une longueur de 1100 m et hg de 151m jusqu’à là de la route National « N14 » puis raccordés à la galerie au le réseau existe jusqu’à la STEP.

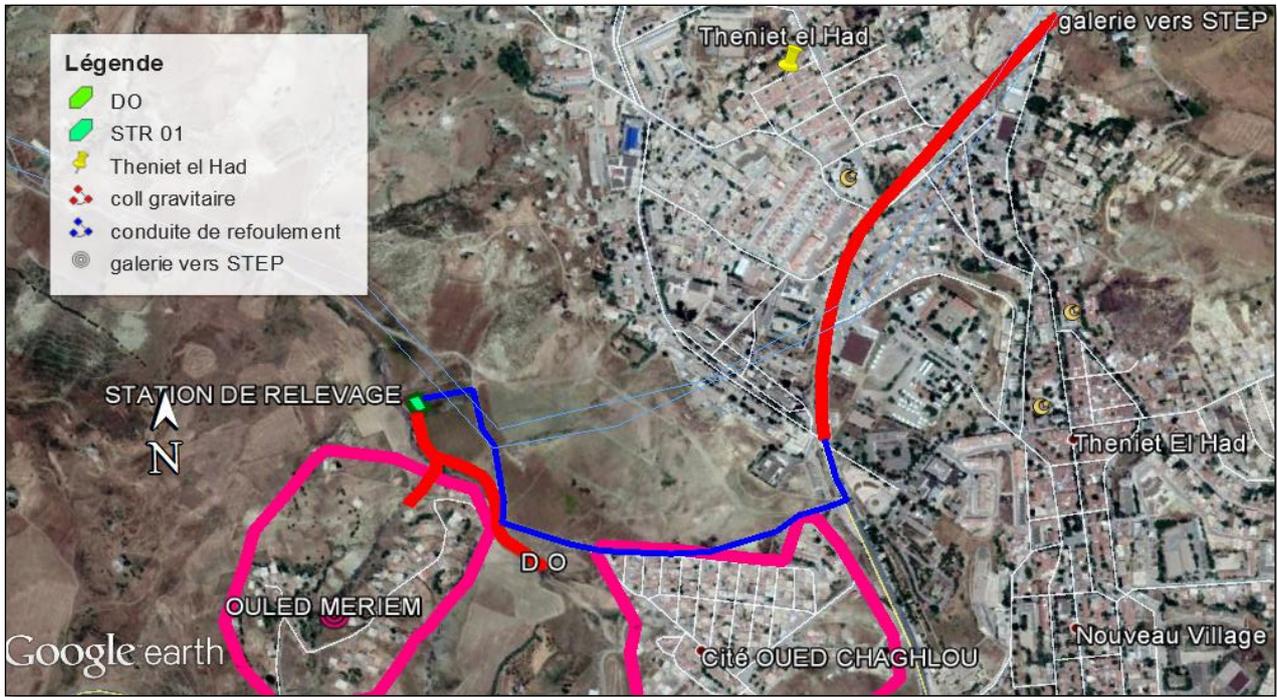


Figure IV.4: Schéma satellitaire de la variante 4 Source (Google Earth 17-05-2024 / 23.20)

V.4.2 : Comparaison entre les variantes :

Tableau V.2 : Comparaison entre les variantes

Dénomination des variantes	Longueur de comparaison de la conduite principale gravitaire, « m »	Longueur de comparaison de la conduite principale refoulement, « m »	H _g , « m »
Variante 01	900	1250	134
Variante 02	900	1400	134
Variante 03	1500	1040	151
Variante 04	1500	1100	151

Interprétation :

L'aperçu comparatif défavorise la variante 02 et la variante 03 qui présente un aléa d'encombrement du réseau (AEP, Assainissement et gaz) dans la route « rue KHEBOUZ A.E.K »

La variante 04 présente un problème que la conduite de refoulement traverse les terres agricoles privées et le problème de la réalisation des travaux sur la route nationale n 14 pose également une gêne à la circulation car elle est considérée comme la seule route principale N°14 reliant THNIET EL HAD avec les autres communes

Vu ce qui précède, nous recommandons la variante 01 pour la collecte des eaux usées de la cité OUED CHAGHLOU et l'agglomération de OULED MERIRM vers la station d'épuration de THENIET EL HAD, cette variante ne présente pas d'encombrement du sol et ne traverse pas des terrains agricoles et privés avec une longueur et Hg moins que les autres variantes.

V.4.3 : La Variante Retenue :

Donc du point de vue technico-économique la variante 01 est favorisée pour la collecte directe des eaux usées par collecteur gravitaire- Poste de relevage –conduite de refoulement pas par hôpital- conduite gravitaire - raccordés au le réseau existe au STEP

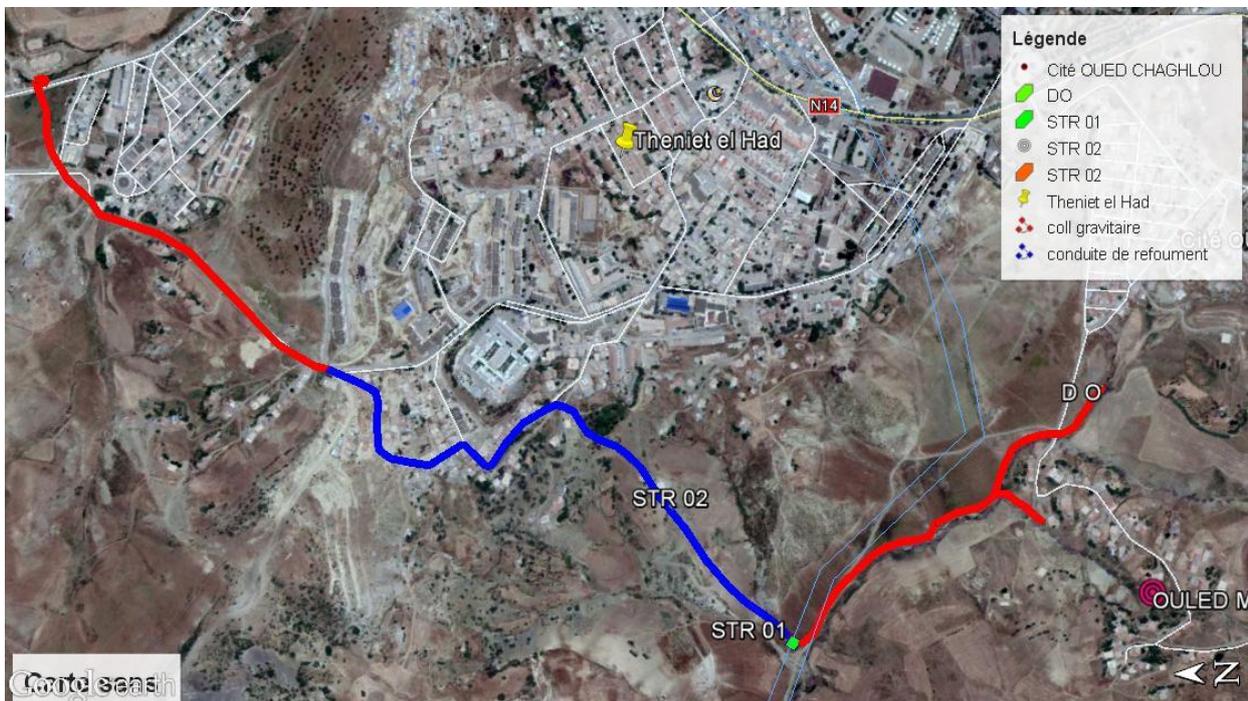


Figure V.5: Schéma satellitaire de la variante Retenue (1) (Google Earth 17-05-2024 / 23.20)

V.5 Dimensionnement des collecteurs gravitaires :

Tableau V.3 : Dimensionnement du Collecteur de sous-bassin 3 et 4 et 5

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cat} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
F1-F2	PVC	30	0.030	0.0323	146.59	315	0.248	0.13	0.678	0.24	0.077	3.18	2.156	0.620	Vérifié
F2-F3	PVC	22	0.040	0.0561	170.84	315	0.29	0.20	0.772	0.30	0.094	3.67	2.838	0.743	Vérifié
F3-F4	PVC	18	0.040	0.0755	190.97	315	0.29	0.26	0.850	0.35	0.110	3.67	3.123	0.770	Vérifié
F4-F5	PVC	21	0.030	0.0982	222.43	315	0.25	0.40	0.935	0.44	0.138	3.18	2.976	0.712	Vérifié
F5-F6	PVC	30	0.032	0.1306	244.56	315	0.26	0.51	1.006	0.50	0.159	3.29	3.308	0.774	Vérifié
F6-F7	PVC	19	0.030	0.1511	261.44	315	0.25	0.61	1.052	0.56	0.176	3.18	3.346	0.781	Vérifié
F7-F8	PVC	30	0.040	0.1835	266.44	315	0.29	0.64	1.060	0.58	0.182	3.67	3.897	0.913	Vérifié
F8-F9	PVC	27	0.033	0.2127	291.95	315	0.23	0.93	1.139	0.76	0.227	3.23	3.681	0.890	Vérifié
F9-F10	PVC	13	0.030	0.2246	303.34	315	0.25	0.91	1.139	0.52	0.233	3.18	3.624	0.573	Vérifié
F10-F11	PVC	25	0.030	0.2477	314.69	400	0.47	0.53	1.017	0.55	0.206	3.73	3.795	0.672	Vérifié
F11-F12	PVC	10	0.031	0.2569	317.06	400	0.48	0.54	1.023	0.55	0.208	3.79	3.879	0.683	Vérifié
F12-F13	PVC	30	0.030	0.2845	331.46	400	0.46	0.61	1.051	0.60	0.239	3.73	3.989	0.915	Vérifié
F13-F14	PVC	39	0.030	0.3204	346.57	400	0.47	0.68	1.072	0.60	0.241	3.73	3.998	0.943	Vérifié
F14-F15	PVC	30	0.028	0.3480	362.13	400	0.45	0.77	1.100	0.66	0.263	3.61	3.965	0.941	Vérifié
F15-F16	PVC	30	0.028	0.3758	372.72	400	0.45	0.83	1.124	0.70	0.278	3.61	4.051	0.961	Vérifié
F16-F17	PVC	45	0.020	0.4172	412.86	500	0.69	0.60	1.049	0.55	0.277	3.54	3.708	0.865	Vérifié
F17-F18	PVC	31	0.021	0.4458	419.40	500	0.71	0.63	1.057	0.57	0.285	3.62	3.828	0.895	Vérifié
F18-F19	PVC	30	0.020	0.4734	432.89	500	0.69	0.68	1.071	0.60	0.301	3.54	3.787	0.893	Vérifié
F19-F20	PVC	30	0.020	0.5010	442.19	500	0.69	0.72	1.083	0.63	0.314	3.54	3.829	0.907	Vérifié
F20-F21	PVC	23	0.022	0.5222	441.16	500	0.73	0.72	1.081	0.62	0.312	3.71	4.010	0.949	Vérifié
F21-F22	PVC	44	0.020	0.5628	461.91	500	0.69	0.81	1.117	0.68	0.342	3.54	3.949	0.937	Vérifié
F22-F23	PVC	40	0.010	0.5996	538.66	630	0.91	0.66	1.065	0.59	0.371	2.92	3.107	0.730	Vérifié
F23-DO2	PVC	43	0.010	0.6392	551.73	630	0.91	0.70	1.077	0.70	0.441	2.92	3.141	0.743	Vérifié
DO2-R10	PVC	10	0.010	0.0170	141.59	315	0.14	0.12	0.661	0.23	0.073	1.84	1.215	0.359	Vérifié

- Dimensionnement du Collecteur de sous-bassin 1 et 2

Tableau V.4 : Dimensionnement du Collecteur de sous-bassin 1 et 2

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cat} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
G1-G2	PVC	28	0.032	0.0255	132.54	315	0.26	0.10	0.634	0.21	0.067	3.29	2.082	0.626	Vérifié
G12-G13	PVC	35	0.019	0.0318	158.77	315	0.20	0.16	0.723	0.27	0.085	2.53	1.830	0.505	Vérifié
G13-G14	PVC	30	0.030	0.0591	183.87	315	0.25	0.24	0.825	0.33	0.104	3.18	2.625	0.653	Vérifié
G14-G15	PVC	34	0.020	0.0900	232.28	315	0.20	0.44	0.965	0.47	0.147	2.60	2.508	0.586	Vérifié
G15-G2	PVC	26	0.018	0.1136	258.53	315	0.19	0.59	1.046	0.55	0.173	2.46	2.577	0.591	Vérifié
G2-G3	PVC	30	0.035	0.1664	263.35	315	0.27	0.62	1.055	0.57	0.178	3.44	3.627	0.834	Vérifié
G16-G17	PVC	32	0.018	0.0291	155.14	315	0.19	0.15	0.708	0.26	0.083	2.46	1.746	0.483	Vérifié
G17-G3	PVC	27	0.017	0.0537	197.31	315	0.19	0.29	0.870	0.36	0.115	2.40	2.083	0.503	Vérifié
G3-G4	PVC	30	0.030	0.2473	314.49	400	0.47	0.53	1.016	0.51	0.206	3.73	3.793	0.872	Vérifié
G18-G19	PVC	33	0.020	0.0299	153.66	315	0.20	0.15	0.703	0.26	0.082	2.60	1.826	0.509	Vérifié
G19-G4	PVC	26	0.020	0.0537	191.39	315	0.20	0.27	0.851	0.35	0.110	2.60	2.212	0.540	Vérifié
G4-G5	PVC	30	0.025	0.3283	361.91	400	0.43	0.77	1.099	0.66	0.262	3.41	3.745	0.872	Vérifié
G20-G21	PVC	33	0.019	0.0299	155.14	315	0.20	0.15	0.708	0.26	0.083	2.53	1.794	0.497	Vérifié
G21-G5	PVC	26	0.020	0.0537	191.39	315	0.20	0.27	0.851	0.35	0.110	2.60	2.212	0.540	Vérifié
G5-G6	PVC	30	0.024	0.4092	396.10	400	0.42	0.98	1.140	0.79	0.315	3.34	3.806	0.909	Vérifié
G22-G23	PVC	34	0.020	0.0309	155.56	315	0.20	0.15	0.710	0.26	0.083	2.60	1.845	0.510	Vérifié
G23-G6	PVC	25	0.020	0.0537	191.39	315	0.20	0.27	0.851	0.35	0.110	2.60	2.212	0.540	Vérifié
G6-G7	PVC	30	0.022	0.4901	430.79	500	0.73	0.67	1.069	0.60	0.298	3.71	3.963	0.918	Vérifié
G24-G25	PVC	31	0.023	0.0281	146.24	315	0.22	0.13	0.676	0.24	0.077	2.79	1.885	0.540	Vérifié
G25-G7	PVC	28	0.021	0.0537	189.64	315	0.21	0.26	0.846	0.34	0.108	2.66	2.251	0.551	Vérifié
G7-G8	PVC	30	0.020	0.5710	464.42	500	0.69	0.82	1.121	0.69	0.346	3.54	3.965	0.923	Vérifié
G26-G27	PVC	34	0.020	0.0309	155.56	315	0.20	0.15	0.710	0.26	0.083	2.60	1.845	0.510	Vérifié
G27-G8	PVC	26	0.021	0.0545	190.70	315	0.21	0.26	0.849	0.35	0.109	2.66	2.261	0.553	Vérifié
G8-G9	PVC	30	0.019	0.6528	493.05	630	1.25	0.52	1.013	0.51	0.322	4.02	4.072	0.937	Vérifié
G28-G29	PVC	33	0.018	0.0299	156.72	315	0.19	0.16	0.714	0.27	0.084	2.46	1.761	0.485	Vérifié

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
G29-G9	PVC	26	0.018	0.0537	195.21	315	0.19	0.28	0.863	0.36	0.113	2.46	2.128	0.516	Vérifié
G9-G10	PVC	30	0.017	0.7337	525.99	630	1.18	0.62	1.054	0.56	0.356	3.80	4.010	0.922	Vérifié
G30-G31	PVC	32	0.020	0.0291	152.10	315	0.20	0.14	0.697	0.26	0.081	2.60	1.811	0.507	Vérifié
G31-G10	PVC	27	0.020	0.0537	191.39	315	0.20	0.27	0.851	0.35	0.110	2.60	2.212	0.540	Vérifié
G10-G11	PVC	30	0.018	1.4539	749.12	800	1.73	0.84	1.127	0.70	0.562	3.44	3.880	0.904	Vérifié
G32-G33	PVC	33	0.019	0.0299	155.14	315	0.197	0.15	0.708	0.26	0.083	2.53	1.794	0.497	Vérifié
G33-G11	PVC	25	0.018	0.0527	193.83	315	0.19	0.27	0.859	0.36	0.112	2.46	2.118	0.515	Vérifié
G48-G49	PVC	33	0.018	0.0255	147.64	315	0.19	0.13	0.681	0.25	0.078	2.46	1.679	0.479	Vérifié
G49-G43	PVC	26	0.018	0.0456	183.60	315	0.19	0.24	0.824	0.33	0.104	2.46	2.031	0.506	Vérifié
G43-G44	PVC	30	0.028	0.0688	197.18	315	0.24	0.29	0.869	0.36	0.115	3.07	2.673	0.647	Vérifié
G50-G51	PVC	33	0.019	0.0255	146.15	315	0.20	0.13	0.676	0.24	0.077	2.53	1.712	0.491	Vérifié
G51-G44	PVC	26	0.018	0.0456	183.60	315	0.19	0.24	0.824	0.33	0.104	2.46	2.031	0.506	Vérifié
G52-G44	PVC	27	0.020	0.0286	151.12	315	0.20	0.14	0.693	0.25	0.080	2.60	1.802	0.497	Vérifié
G44-G45	PVC	30	0.030	0.1662	270.95	315	0.25	0.67	1.068	0.59	0.187	3.18	3.399	0.780	Vérifié
G53-G54	PVC	33	0.022	0.0255	142.19	315	0.212	0.12	0.663	0.23	0.074	2.73	1.807	0.526	Vérifié
G54-G45	PVC	26	0.021	0.0456	178.37	315	0.21	0.22	0.803	0.32	0.100	2.66	2.139	0.542	Vérifié
G55-G45	PVC	25	0.019	0.0193	131.65	315	0.20	0.10	0.631	0.21	0.067	2.53	1.598	0.483	Vérifié
G45-G46	PVC	30	0.030	0.2543	317.80	400	0.47	0.54	1.024	0.52	0.209	3.73	3.822	0.874	Vérifié
G56-G57	PVC	33	0.022	0.0255	142.19	315	0.21	0.12	0.663	0.23	0.074	2.73	1.807	0.526	Vérifié
G57-G46	PVC	26	0.023	0.0456	175.35	315	0.217	0.21	0.791	0.31	0.097	2.79	2.204	0.564	Vérifié
G46-G47	PVC	30	0.031	0.3231	345.53	400	0.48	0.68	1.070	0.60	0.240	3.79	4.059	0.938	Vérifié
G58-G59	PVC	33	0.020	0.0255	144.75	315	0.20	0.13	0.671	0.24	0.076	2.60	1.745	0.503	Vérifié
G59-G40	PVC	26	0.020	0.0456	180.00	315	0.20	0.23	0.810	0.32	0.101	2.60	2.104	0.530	Vérifié
G60-G35	PVC	28	0.017	0.0217	140.47	315	0.19	0.12	0.658	0.23	0.073	2.40	1.575	0.461	Vérifié
G34-G35	PVC	37	0.028	0.0286	141.88	315	0.24	0.12	0.662	0.23	0.074	3.07	2.035	0.593	Vérifié
G35-G36	PVC	36	0.028	0.0781	206.78	315	0.24	0.33	0.895	0.39	0.123	3.07	2.752	0.659	Vérifié
G36-G37	PVC	35	0.030	0.1052	228.25	315	0.25	0.42	0.952	0.46	0.144	3.18	3.030	0.713	Vérifié
G37-G38	PVC	23	0.030	0.1229	241.96	315	0.25	0.50	0.998	0.50	0.156	3.18	3.175	0.736	Vérifié
G38-G39	PVC	35	0.030	0.1500	260.73	315	0.25	0.61	1.050	0.56	0.175	3.18	3.342	0.769	Vérifié

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
G39-G40	PVC	34	0.037	0.1763	266.33	315	0.28	0.64	1.060	0.58	0.182	3.53	3.747	0.866	Vérifié
G40-G41	PVC	34	0.021	0.5712	254.01	300	0.10	0.14	0.692	0.25	0.076	1.45	1.003	0.939	Vérifié
G61-G41	PVC	24	0.016	0.0185	133.82	315	0.18	0.10	0.637	0.22	0.068	2.32	1.481	0.444	Vérifié
G41-G42	PVC	33	0.017	0.6153	492.39	630	1.18	0.52	1.012	0.51	0.321	3.80	3.847	0.723	Vérifié
G42-G10	PVC	31	0.019	0.6393	489.20	630	1.25	0.51	1.007	0.50	0.318	4.02	4.047	0.730	Vérifié
G11-H1	BA	32	0.012	1.5066	819.16	1000	2.56	0.59	1.065	0.68	0.680	3.26	3.401	0.781	Vérifié
H1-H2	BA	50	0.012	1.5066	819.16	1000	2.56	0.59	1.065	0.68	0.680	3.26	3.401	0.781	Vérifié
H2-H3	BA	50	0.012	1.5066	819.16	1000	2.56	0.59	1.065	0.68	0.680	3.26	3.401	0.781	Vérifié
H3-H4	BA	35	0.012	1.5066	819.16	1000	2.56	0.59	1.065	0.68	0.680	3.26	3.401	0.781	Vérifié
H4-DO1	BA	29	0.012	1.5066	819.16	1000	2.56	0.59	1.065	0.68	0.680	3.26	3.401	0.781	Vérifié
DO1--R2	PVC	35,00	0.010	0.0375	190.49	315	0.14	0.26	0.848	0.35	0.109	1.84	1.559	0.391	Vérifié
R2--R3	PVC	18,30	0.020	0.0375	167.28	315	0.20	0.19	0.757	0.29	0.091	2.60	1.968	0.529	Vérifié
R3--R4	PVC	8,84	0.020	0.0375	167.28	315	0.20	0.19	0.757	0.29	0.091	2.60	1.968	0.529	Vérifié
R4--R5	PVC	20,60	0.020	0.0375	167.28	315	0.20	0.19	0.757	0.29	0.091	2.60	1.968	0.529	Vérifié
R5--R6	PVC	32,20	0.010	0.0375	190.49	315	0.14	0.26	0.848	0.35	0.109	1.84	1.559	0.391	Vérifié
R6--R7	PVC	28,10	0.020	0.0375	167.28	315	0.20	0.19	0.757	0.29	0.091	2.60	1.968	0.529	Vérifié
R7--R8	PVC	24,70	0.020	0.0375	167.28	315	0.20	0.19	0.757	0.29	0.091	2.60	1.968	0.529	Vérifié
R8--R9	PVC	19,00	0.030	0.0375	155.03	315	0.25	0.15	0.708	0.26	0.083	3.18	2.253	0.634	Vérifié
R9--R10	PVC	20,30	0.030	0.0375	155.03	315	0.25	0.15	0.708	0.26	0.083	3.18	2.253	0.634	Vérifié
R10--R11	PVC	12,73	0.020	0.0544	192.32	315	0.20	0.27	0.854	0.35	0.111	2.60	2.220	0.529	Vérifié
R11--R12	PVC	20,20	0.025	0.0544	184.44	315	0.23	0.24	0.827	0.33	0.104	2.90	2.402	0.584	Vérifié
R12--R13	PVC	24,61	0.025	0.0544	184.44	315	0.23	0.24	0.827	0.33	0.104	2.90	2.402	0.584	Vérifié
R13--R14	PVC	39,78	0.025	0.0544	184.44	315	0.23	0.24	0.827	0.33	0.104	2.90	2.402	0.584	Vérifié
R14--R15	PVC	48,73	0.025	0.0544	184.44	315	0.23	0.24	0.827	0.33	0.104	2.90	2.402	0.584	Vérifié
R15--R16	PVC	22,26	0.020	0.0544	192.32	315	0.20	0.27	0.854	0.35	0.111	2.60	2.220	0.529	Vérifié
R16--R17	PVC	20,34	0.005	0.0544	249.41	315	0.10	0.54	1.022	0.52	0.164	1.30	1.327	0.309	Vérifié
R17--R18	PVC	23,08	0.005	0.0544	249.41	315	0.10	0.54	1.022	0.52	0.164	1.30	1.327	0.309	Vérifié
R18--R19	PVC	40,46	0.030	0.0544	178.24	315	0.25	0.22	0.803	0.32	0.099	3.18	2.555	0.634	Vérifié
R19--R20	PVC	35,53	0.006	0.0544	241.02	315	0.11	0.49	0.995	0.49	0.156	1.42	1.415	0.316	Vérifié

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R20--R21	PVC	35,53	0.006	0.0544	241.02	315	0.11	0.49	0.995	0.49	0.156	1.42	1.415	0.316	Vérifié
R21--R22	PVC	31,89	0.030	0.0544	178.24	315	0.25	0.22	0.803	0.32	0.099	3.18	2.555	0.634	Vérifié
R22--R23	PVC	29,54	0.030	0.0544	178.24	315	0.25	0.22	0.803	0.32	0.099	3.18	2.555	0.634	Vérifié
R23--R24	PVC	31,16	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.391	Vérifié
R24--R25	PVC	15,76	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.391	Vérifié
R25--R26	PVC	15,76	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.391	Vérifié
R26--R27	PVC	21,16	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.391	Vérifié
R27--R28	PVC	22,83	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.391	Vérifié
R28--STR	PVC	11,30	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.391	Vérifié

- Dimensionnement de la conduite gravitaire après la conduite de refoulement :

Tableau V.5 : Dimensionnement du Collecteur gravitaire après la conduite de refoulement

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R30--R31	PVC	15,52	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R31--R32	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R32--R33	PVC	12,22	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R33--R34	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R34--R35	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R35--R36	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R36--R37	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R37--R38	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R38--R39	PVC	34,84	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R39--R40	PVC	25,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R40--R41	PVC	26,25	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R41--R42	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié

Tronçon	Matériau	L (m)	P (m/m)	Q (m ³ /s)	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	V_{auto} (m/s)	Auto curage
R42--R43	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R43--R44	PVC	19,33	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R44--R45	PVC	19,84	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R45--R46	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R46--R47	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R47--R48	PVC	19,93	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R48--R49	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R49--R50	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R50--R51	PVC	26,55	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R51--R52	PVC	23,66	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R52--R53	PVC	20,00	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R53--R54	PVC	14,67	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	0.964	Vérifié
R54--R55	PVC	13,60	0.070	0.0544	152.06	315	0.38	0.14	0.697	0.26	0.081	4.86	3.388	1.428	Vérifié
R55--R56	PVC	23,33	0.020	0.0544	192.32	315	0.20	0.27	0.854	0.35	0.111	2.60	2.220	0.555	Vérifié
R56--R57	PVC	24,64	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.417	Vérifié
R57--R58	PVC	15,68	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.417	Vérifié
R58--R59	PVC	38,89	0.020	0.0544	192.32	315	0.20	0.27	0.854	0.35	0.111	2.60	2.220	0.555	Vérifié
R59--R60	PVC	11,39	0.020	0.0544	192.32	315	0.20	0.27	0.854	0.35	0.111	2.60	2.220	0.555	Vérifié
R60--R61	PVC	37,23	0.030	0.0544	178.24	315	0.25	0.22	0.803	0.32	0.099	3.18	2.555	0.661	Vérifié
R61--R62	PVC	26,15	0.040	0.0544	168.88	315	0.29	0.19	0.764	0.29	0.093	3.67	2.807	0.750	Vérifié
R62--R63	PVC	34,96	0.040	0.0544	168.88	315	0.29	0.19	0.764	0.29	0.093	3.67	2.807	0.750	Vérifié
R63--R64	PVC	29,63	0.040	0.0544	168.88	315	0.29	0.19	0.764	0.29	0.093	3.67	2.807	0.750	Vérifié
R64--R65	PVC	30,77	0.010	0.0544	219.01	315	0.14	0.38	0.926	0.43	0.135	1.84	1.701	0.417	Vérifié
R65--R66	PVC	27,51	0.005	0.0544	249.41	315	0.10	0.54	1.022	0.52	0.164	1.30	1.327	0.318	Vérifié
R66--R67	PVC	18,80	0.005	0.0544	249.41	315	0.10	0.54	1.022	0.52	0.164	1.30	1.327	0.318	Vérifié
R67--R68	PVC	15,10	0.005	0.0544	249.41	315	0.10	0.54	1.022	0.52	0.164	1.30	1.327	0.318	Vérifié
R68-Rexistant	PVC	12,32	0.005	0.0544	249.41	315	0.10	0.54	1.022	0.52	0.164	1.30	1.327	0.318	Vérifié

TableauV.6 : récapitulatif des tronçons à réhabiliter pour l'agglomération D'OULED

MERIEM.

Tronçon	Diamètre existant(mm)	Longueur (m)	Nouveau diamètre(mm)
F1-F2	200	30	315
F2-F3	200	22	315
F3-F4	200	18	315
F4-F5	200	21	315
F5-F6	200	30	315
F6-F7	200	19	315
F7-F8	200	30	315
F8-F9	300	27	400
F9-F10	300	13	400
F10-F11	300	25	400
F11-F12	300	10	400
F12-F13	300	30	400
F13-F14	300	39	400
F14-F15	300	30	400
F15-F16	300	30	400
F16-F17	400	45	500
F17-F18	400	31	500
F18-F19	400	30	500
F19-F20	400	30	500
F20-F21	400	23	500
F21-F22	400	44	500
F22-F23	500	40	630
F23-Rejet	500	43	630

TableauV.7 : récapitulatif des tronçons à réhabiliter pour l'agglomération D'OUED

CHAGHLOU

Tronçon	Diamètre existant(mm)	Longueur (m)	Nouveau diamètre(mm)
G1-G2	200	28	315
G12-G13	200	35	315
G13-G14	200	30	315
G14-G15	200	34	315
G15-G2	200	26	315
G2-G3	200	30	315
G16-G17	200	32	315
G17-G3	200	27	315
G3-G4	300	30	400
G18-G19	200	33	315
G19-G4	200	26	315
G4-G5	300	30	400

G20-G21	200	33	315
G21-G5	200	26	315
G5-G6	400	30	500
G22-G23	200	34	315
G23-G6	200	25	315
G6-G7	400	30	500
G24-G25	200	31	315
G25-G7	200	28	315
G7-G8	400	30	500
G26-G27	200	34	315
G27-G8	200	26	315
G8-G9	500	30	630
G28-G29	200	33	315
G29-G9	200	26	315
G9-G10	500	30	630
G30-G31	200	32	315
G31-G10	200	27	315
G10-G11	800	30	800
G32-G33	200	33	315
G33-G11	200	25	315
G48-G49	200	33	315
G49-G43	200	26	315
G43-G44	200	30	315
G50-G51	200	33	315
G51-G44	200	26	315
G52-G44	200	27	315
G44-G45	200	30	315
G53-G54	200	33	315
G54-G45	200	26	315
G55-G45	200	25	315
G45-G46	300	30	400
G56-G57	200	33	315
G57-G46	200	26	315
G46-G47	300	30	400
G58-G59	200	33	315
G59-G40	200	26	315
G60-G35	200	28	315
G34-G35	200	37	315
G35-G36	200	36	315
G36-G37	200	35	315
G37-G38	200	23	315
G38-G39	200	35	315
G39-G40	200	34	315
G40-G41	400	34	500
G61-G41	200	24	315
G41-G42	500	33	630
G42-G10	500	31	630
G11-H1	1000	32	1000

H1-H2	1000	50	1000
H2-H3	1000	50	1000
H3-H4	1000	35	1000
H4-Rejet	1000	29	1000

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons examiné les aspects hydrauliques, en particulier la conception du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales, en suivant une méthode rationnelle. Nous avons vérifié que la vitesse d'auto-curage est respectée dans l'ensemble des sections, dont les diamètres varient entre 315 et 1000 mm.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Longueur totale du réseau : 6036 m
- Conduites en PVC de diamètre 315 à 630 mm : longueur totale de 3881 m
- Conduites en béton de diamètre 800 et 1000 mm : longueur totale de 226 m

Après avoir terminé la conception de notre variante et comparé les valeurs des diamètres obtenus avec celles du réseau existant, nous avons constaté que la rénovation de toutes les sections, à l'exception des cinq sections en béton armé, est nécessaire.

L'avantage de notre schéma est qu'il facilite le drainage de l'agglomération vers l'aval, où un déversoir d'orage est installé pour les deux agglomérations avant leur raccordement à la station de refoulement, selon la variante choisie pour une longueur de refoulement totale de 1250 m et une hauteur géométrique (Hg) totale de 134 m

CHAPITRE VI:

Dimensionnement de la Station
Et de la conduite de refoulement

Introduction :

Dans le domaine de l'assainissement, les stations de relevage sont utilisées pour élever le niveau des eaux, soit pour surmonter un obstacle, soit pour ajuster des trajets qui ne sont plus économiquement viables avec les conditions en aval. Le principal défi qui nécessite l'installation d'une station de relevage des eaux usées est la pente du terrain. Cette solution étant coûteuse, on préfère l'éviter lorsqu'une autre option est disponible : l'écoulement par gravité.

L'objectif de ce chapitre, est de dimensionner deux stations de relevage, ainsi que leurs équipements, de manière technico-économique ; Pour assurer un fonctionnement optimal, et répondre aux besoins d'une façon technico-économique.

VI.1 Choix du site d'emplacement de la station :

VI.1.1 Les Critères du choix du site :

L'emplacement et le type de la station de relevage sont déterminés en fonction de considérations techniques et économiques, tout en respectant certains critères et conditions pour la construction du bâtiment de la station, notamment en ce qui concerne les conditions topographiques et géologiques.

- Le site doit être géologiquement stable.
- Éviter les zones inondables.
- La station de pompage doit être projetée le plus proche de la prise d'eau.
- Éviter les zones sismiques ou non stable.
- Évité les contre pentes.
- Faire une étude économique pour la station.
- Prévoir de l'accès de l'engin a la station de pompage et au réseau électrique.
- Prévoir une plateforme à l'entrée de la station de pompage.
- Le site de la prise d'eau doit être acceptable de la part des services de la santé publique et l'environnement.
- Réduire les travaux de terrassements.

Données de base initiales :

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de relevage sont les suivantes :

1. Le plan topographique
2. La source d'énergie électrique
3. La nature du sol

VI-2 Dimensionnement de la station de refoulement :

VI.2.1 Détermination de débit à l'entrée de la station de refoulement :

Le débit demandé par la première station de relevage c'est la somme de débit limite des deux déversoirs d'orage OUED CHAGHLOU et OULED MERIEM qui égal à $Q=4708.8 \text{ m}^3/\text{j} = 54.5 \text{ l/s} \approx 55 \text{ l/s}$

VI.2.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$\text{HMT} = Hg^{\text{moy}} + \sum hpT \dots\dots\dots (\text{VII.1})$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale en (m).
- Hg^{moy} : La hauteur géométrique moyenne
- $\sum hpT$: Les pertes de charge totales.

VI.2.3 Calcul de la hauteur géométrique :

⇒ **Données de base :**

- Débit $\approx 55 \text{ L/s}$
- Cote TN de station du relevage 01 = 1092 m
- Cote TN de station du relevage 02 = 1122 m
- Cote TN de station du relevage 03 = 1153 m
- Cote TN de station du relevage 04 = 1190 m
- Cote TN point plus haut (le regard R30) =1226 m
- Longueur de la première conduite de refoulement = 175 ml
- Longueur de la deuxième conduite de refoulement = 175ml
- Longueur de la troisième conduite de refoulement = 450 ml
- Longueur de la quatrième conduite de refoulement =450 ml

∇^{min} Et ∇^{max} on les détermine à partir de graphique de variation de la hauteur d'eau dans la bache s'aspiration donné en fonction des différentes périodes qui dépend des précipitations.

La variation de plan d'eau dans la bache influe sur le dimensionnement et le type de la prise d'eau et de bâtiment à projeter.

⇒ **Pour la première station de refoulement :**

$$Hg^{\text{max}} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\text{min}} = 1122 - 1086 = 36\text{m}$$

$$Hg^{\text{min}} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\text{max}} = 1122 - 1088 = 34\text{m}$$

$$Hg^{\text{max}} - Hg^{\text{min}} = 36 - 34 = 2\text{m} \leq 2\text{m} \text{ (Valeur admissible)}$$

$$\text{Donc } Hg^{\text{moy}}(\text{SR1}) = \frac{36+34}{2} = 35\text{m}$$

⇒ **Pour la deuxième station de refoulement :**

$$H_g^{\max} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\min} = 1153 - 1116 = 37\text{m}$$

$$H_g^{\min} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\max} = 1153 - 1118 = 35\text{m}$$

$$H_g^{\max} - H_g^{\min} = 37 - 35 = 2\text{m} \leq 2\text{m} \text{ (Valeur admissible)}$$

$$\text{Donc } H_g^{\text{moy}}(\text{SR1}) = \frac{37+35}{2} = 36\text{m}$$

⇒ **Pour la troisième station de refoulement :**

$$H_g^{\max} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\min} = 1190 - 1147 = 43\text{m}$$

$$H_g^{\min} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\max} = 1190 - 1149 = 41\text{m}$$

$$H_g^{\max} - H_g^{\min} = 43 - 41 = 2\text{m} \leq 2\text{m} \text{ (Valeur admissible)}$$

$$\text{Donc } H_g^{\text{moy}}(\text{SR1}) = \frac{43+41}{2} = 42\text{m}$$

⇒ **Pour la quatrième station de refoulement :**

$$H_g^{\max} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\min} = 1226 - 1184 = 42\text{m}$$

$$H_g^{\min} = \nabla^{\text{rejet}} - \nabla^{\max} = 1226 - 1186 = 40\text{m}$$

$$H_g^{\max} - H_g^{\min} = 42 - 40 = 2\text{m} \leq 2\text{m} \text{ (Valeur admissible)}$$

$$\text{Donc } H_g^{\text{moy}}(\text{SR2}) = \frac{42+40}{2} = 41\text{m}$$

VI.2.4 Calcul des pertes de charge :

- Description des pertes de charge :

$$\sum hp_T = \sum hp_L + \sum hp_S \dots\dots\dots \text{ (VI.2)}$$

Avec :

- $\sum hp_T$: Les pertes de charge totales.
- $\sum hp_L$: Pertes de charge linéaires au refoulement :

$$\sum hp_L = \frac{8 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \dots\dots\dots \text{ (VI.3)}$$

- $\sum hp_S$: Pertes de charge singulières au refoulement
- $\sum hp_S$: Pertes de charge singulière elles représentent 15% des pertes de charge linéaire

On a :

- Rugosité absolue de la conduite en PEHD égale à 0,02 mm

Le diamètre de refoulement est calculé par la :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln} (\varepsilon / D)]^2 \dots\dots\dots \text{ (VI.4)}$$

- Formule de BONIN :

$$D = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots \text{ (VI.5)}$$

- Q : Débit de pointe des eaux épurées (m³ /s) ;

$Q = 0.055\text{m}^3/\text{s}$; $D = 0.234\text{m}$.

Alors on prend $D = 0,250\text{m}$; et $\lambda = 0,01168$

⇒ Pour la première et la deuxième station de refoulement :

$\sum hpL = 0.5232 \text{ m}$

$\sum hpT = 1,15 * \sum hpL = 0.6016 \text{ m}$

⇒ Pour la troisième et la quatrième station de refoulement :

$\sum hpL = 1.3452 \text{ m}$

$\sum hpT = 1,15 * \sum hpL = 1.5470 \text{ m}$

⇒ **Les Résultats :**

Les résultats de calcul sont indiqués dans le tableau suivant

Tableau VI.1 : Résultats de Calcul des stations de refoulement

Station de Relevage	Hg ^{moy} (m)	$\sum hpT$ (m)	HMT(m)
SR1	35	0.6016	36
SR2	36	0.6016	37
SR3	42	1.5470	44
SR4	41	1.5470	43

VI.2.5 Choix de nombre et de type de pompes :

La station de relevage doit être équipée d'un nombre adéquat de pompes pour garantir le débit requis, de sorte que :

$N_{pins} = n_p + n_{ps} \dots \dots \dots (VI.6)$

D'où :

- N_{pins} : nombre de pompes installées
- n_p : nombre de pompe de fonctionnement
- n_{ps} : nombre de pompe de secours

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre de pompes principales,

- Si $n_p < 4$ le nombre de pompes de secours est égal à 1
- Si $4 \leq n_p \leq 6$ le nombre de pompes de secours est égal à 2
- Si $n_p > 6$ le nombre de pompes de secours est égal à 3

Pour répondre aux exigences d'exploitation, il est recommandé de concevoir un nombre minimal de groupes de pompes dans la station de relevage. Cela permettra de réduire les dimensions de la station et de garantir une exploitation souple des pompes.

VI.2.6 Critères du choix du nombre de pompes :

- Nombre minimale de pompes.
- Puissance absorbée minimale.
- $(NPSH)_r$ minimal.
- Meilleur rendement.
- La vitesse de rotation élevée.

VI.2.7 Critères de choix de type de pompe :

- Assurer HMT et Q (débit totale).
- Doit être facile à l'entretien et anti cavitation
- Vitesse de rotation élevée.
- Meilleur rendement et la puissance absorbée minimale.
- Encombrement faible et un poids faible.
- Elle doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique

⇒ **Le choix de type de la pompe :**

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, nous utilisons le logiciel de sélection CAPRARI. Cette logiciel est conçue pour la conception de réseaux de relevage, permettant de sélectionner les pompes et d'analyser les performances et la rentabilité économique du réseau. Le programme propose une sélection de pompes répondant aux exigences du réseau et permet de visualiser et imprimer la courbe caractéristique et le plan d'encombrement de la pompe sélectionnée.

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans les deux tableaux suivants.

⇒ **Pour la première et la deuxième station de refoulement :**

Tableau VI.2 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

V	N	Type	Hp (m)	Qp (L/s)	N	η	P_{abs}	$(NPSH)_r$
1	1	1335H-150X.453.S43.380	39.7	58.27	1465	70.5	32.2	3,59
2	2	C 3300 HT 3~ 4p	38.5	57.4	1430	68.4	33.7	5.20
3	3	NP 3202 HT 3~ 452	57.4	39.1	1446	69.1	35.3	3.54

⇒ Pour la troisième et la quatrième station de refoulement :

Tableau VI.3 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

V	N	Type	Hp (m)	Qp (L/s)	N	η	P _{abs}	(NPSH) _r
1	1	NP 3202 HT 3~ 450	44.4	56.6	1480	67.5	36.6	3.56
2	2	NP 3301 HT 3~ 456	44.1	56.8	1440	65.4	38.2	3.92
3	3	FP 3202 HT 3~ 450	44.5	56.9	1448	59.8	41.3	4.05

⇒ Remarques :

- Les pompes choisies pour les deux premières stations de relevage sont des pompes immergées de type (1335H-150X.453.S43.380) pour SR1 et SR1
- Et pour la troisième et la quatrième station nous choisissons (NP 3202 HT 3~ 450)
- La première variante dans les deux tableaux ci-dessus, possède de bonnes caractéristiques, dont il faut équiper la station de relevage par deux groupes d'électropompes submersibles (1+ une pompe de secours), sachant que chaque groupe refoule un débit de 55 l/s

VI.2.8 Calcul le rendement de la station :

$$\eta_{sp} = \eta_p * \eta_m * \eta_{ac} * \eta_{re} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

- η_p : rendement de la pompe
- η_m : rendement du moteur : $\eta_m = 0.95$
- η_{acc} : rendement de l'accouplement : $\eta_{ac} = 1$
- η_{re} : rendement du reseau electrique : $\eta_{re} = 0.99$

Donc :

Pour SR1 et SR2 $\eta_{sp} = 69.79 \%$ et Pour SR3 et SR4 $\eta_{sp} = 66.83 \%$

VI.2.9 Équipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :

Chaque station de relevage est dotée d'équipements essentiels tels que des pompes, des moteurs principaux, des robinets à vanne et des clapets anti-retour, entre autres. En outre, les équipements secondaires comprennent le système de levage des pompes d'incendie et d'utilisation, ... etc.

⇒ **Équipements en amont :**

En amont des pompes, on a seulement :

- 1(un) panier de dégrillage, en acier.
- Les conduites d'aspiration.
- Les robinets vannes
- Les convergents.
- Les joints.

⇒ **Équipements en aval :**

- Les tuyaux de refoulement
- Les divergents
- Les clapets anti- retour
- Les robinets vannes
- Les joints

Le nombre de collecteurs d'aspiration est égal au nombre de pompes, dans notre cas, nous avons :

- 2 pompes
- 2 collecteurs d'aspiration.

⇒ **Remarque :**

- Comme notre pompe est immergée, on n'a pas besoin d'une conduite d'aspiration. Nous aurons une conduite de refoulement sortant, qui serait ensuite raccordées à une seule conduite au niveau du bâtiment. Cette conduite unique transportera les eaux usées vers la station d'épuration (STEP).
- Nous allons calculer son diamètre en utilisant la méthode du diamètre économique

Tel que :

- Tubulure de refoulement : $dr = 0.4 \cdot (D_r) = 100\text{mm}$
- Longueur de tronçon avant le divergent : $l_{tr} \geq 2D_r$
- Longueur de divergent : $l_d = (3.5 \div 4) \cdot (D_r - dr) = 4 \times (250 - 100) = 150\text{mm}$.
- Diamètre de conduite de vidange : $D_{vidange} = D_r / 4 = 62.5\text{mm}$
- Diamètre de DN (clapet) = DN (vanne) = $D_r = 250\text{ mm}$

Tableau VI.4 : les caractéristiques des Diamètres de calcul

dr (mm)	Dr (mm)	ltr (m)	ld (m)	D(vidange) mm	D(clapet) = D(vanne) mm
100	250	0.5	0.15	62.5	250

VI.2.10 Étude du coup de Bélier :

1. Calcul de la célérité de l'onde (a) (vitesse de propagation) :

Par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{(48.3+K \times Dr/e)^{0.5}} \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec :

K : coefficient dépend de la nature de la conduite (PEHD : K = 83)

e : épaisseur de la conduite en m (e=0,0227m)

D : diamètre de la conduite de refoulement en m (0,250 m).

Donc :

a =319.12 m/s

2. Calcul de la valeur max de coup de bélier

$$H_{\max} = \frac{a \times V_0}{g} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

Hmax : valeur max de coup de bélier

a : la célérité de l'onde en m/s

V0 : vitesse d'écoulement en régime permanent = 1.12 m/s

Donc :

H_{max} = 36.43

Tableau VI.5 : Récapitulatif pour les conduites de refoulement

	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
Conduite 1	250	22.7	1.12	35	36.43	71.43	1.43
Conduite 2	250	22.7	1.12	36	36.43	72.43	0.43
Conduite 3	250	22.7	1.12	42	36.43	78.43	5.57
Conduite 4	250	22.7	1.12	41	36.43	77.43	4.57

Interprétation des résultats :

Les deux conduites de refoulement d'une pression nominale égalent à **16 bars** et après avoir déterminé les valeurs de la surpression et la dépression qui sont respectivement **10.243 bars et 2.957 bars** pour la première conduite de refoulement et Pour la deuxième conduite de refoulement sont respectivement **11.443bars et 4.157 bars** de pour ces raisons, on peut dire qu'aucun phénomène remarqué.

VI.2.11 Le dimensionnement de la station de refoulement :

Le dimensionnement d'une station de relevage est généralement basé sur l'espace occupé par les équipements qu'elle contient. Une surface supplémentaire est prévue pour les réparations, qui sont calculées en fonction de l'équipement le plus volumineux. Il est également important de normaliser les dimensions et l'espacement entre les groupes d'équipements pour qu'ils soient standards.

VI.2.12 Type de bâtiment de la station de refoulement :

Le bâtiment de la station de relevage sera construit pour abriter tous les équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires, ainsi que l'appareillage électrique et les locaux pour le personnel. Compte tenu des conditions géologiques et topographiques du site de la station, nous avons choisi un bâtiment de type bache mouillée avec des pompes immergées. La partie souterraine de ce bâtiment se compose d'une bache d'aspiration.

VI.2.13 Dimensionnement du puisard de pompage

1. Volume de la bache :

Le volume de stockage souterrain de la station de relevage est calculé en fonction du débit des eaux usées entrant pendant une période donnée.

$$V_t = Q \cdot t \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec :

V_t : volume de la bache en (m³)

Q : débit des eaux usées arrive à la station qui égal 55 l/s

T : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée est entre 6 et 15 min.

Donc :

On fixe $t = 10$ minutes.

$$V_t = 0,055 \times 10 \times 60 = 33 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache sera : $V = 33 \text{ m}^3$

On opte pour $V=36 \text{ m}^3$

2. Surface de la chambre :

On a :

$$H = V / S \dots\dots\dots (VII.11)$$

S : surface de la chambre en (m²)

V : volume de la chambre en (m³)

H : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à $H = 6 \text{ m}$, $S = 36/6 = 6 \text{ m}^2$

3. Longueur et largeur de la chambre :

On suppose que notre bache est de forme carrée : $S = B*B$

Avec

B : Le coté de la chambre

Donc : $B = \sqrt{S} = 2.45 \text{ m}$

B = 2.5 m

Tableau VI-6 : Les Dimensions de la bache d’aspiration :

Dimensions	Chambre
Volume (m3)	36
Hauteur (m)	6
Surface (m2)	6
Coté (m)	2.5

VI.2.14 Équipements auxiliaires :

Une station de pompage ne peut pas fonctionner correctement sans équipements auxiliaires. Il est donc nécessaire de prévoir, de réaliser et d'entretenir ces équipements dans nos stations, car ils sont essentiels pour une gestion efficace. Les équipements auxiliaires les plus importants sont les suivants :

- Dégrilleur.
- Un système de levage.
- Un système de commande automatique.
- Un système de ventilation.
- Un système d'alimentation en énergie électrique.
- Un système de drainage.
- Un système d'éclairage.
- Un système anti-incendie.
- Les équipements sanitaires.

VI.2.14.1 Dimensionnement Dégrilleur :

Le processus de dégrillage vise à capturer les déchets volumineux tels que les bouteilles, les feuilles, le papier et le plastique, qui pourraient affecter le fonctionnement des installations situées juste en aval, garantissant ainsi le bon fonctionnement des pompes. La largeur de la grille est déterminée par la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{H_{max}(1-\beta)\tau} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec :

S : section mouillée (S= Qpt/V) (m²)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

α : angle d'inclinaison avec l'horizontal

H_{max}: hauteur maximale d'eau

β : fraction de surface occupée par les barreaux

$$\beta = \frac{e}{e+d} \dots\dots\dots (VI.13)$$

τ : coefficient de colmatage de la grille

τ= 0,25 pour les grilles manuelles

τ= 0,5 pour les grilles mécaniques

L'espacement (e) et l'épaisseur (d) des barreaux sont donnés par le tableau VI.1

Tableau VI.7 : L'espacement et l'épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

Remarque : On prend des grilles grossières, donc on a e= 0,1 m et d = 0,02

La longueur de la grille est donnée par la formule suivante :

$$l = \frac{H_{max}}{\sin \alpha} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Le nombre des barreaux est donné par :

$$N = \frac{L}{e+d} \dots\dots\dots (VI.15)$$

Les résultats du calcul pour les trois stations sont regroupés dans le Tableau VI.2

Tableau VI.8 : Caractéristiques des dégrilleurs des stations de relevage.

	V	Qps	S	Hmax	α	β	L	l	Nombre
	(m/s)	(m ³ /s)	(m ²)	(m)	(°)		(m)	(m)	de
									barres
SR	1.701	0.055	0.032	1	60	0.83	0.65	1.15	5

VI-3 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

En général, la conception de la conduite de refoulement est fondée sur deux aspects interdépendants : le premier est technique et le deuxième est économique.

Dans cette partie du travail, nous examinerons les conditions à prendre en compte pour la conception de cette conduite, en tenant compte de ces deux aspects.

VI.3.1 Choix du tracé :

Le tracé de la conduite de refoulement doit être choisi en fonction de plusieurs critères :

- Doit être le plus court possible
- Doit présenter le strict minimum de détours
- Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pendant la réalisation

VI.3.2 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau pour les tuyaux dépend de critères techniques tels que le diamètre, la pression de service, les conditions de pose, ainsi que de critères économiques tels que le prix, la fourniture et le transport.

Pour notre projet, nous avons opté pour **les tuyaux en PEHD** (polyéthylène à haute densité), qui se caractérisent par leur légèreté et leur bonne résistance aux contraintes de choc et d'écrasement.

VI.3.3 Diamètre économique de la conduite de refoulement :

VI.3.3.1 Conditions économiques :

L'étude vise à déterminer le diamètre économique de la conduite reliant la station de relevage. Les coûts d'investissement sont proportionnels au diamètre, mais la consommation d'énergie pour un même débit avec des diamètres différents est inversement proportionnelle.

L'objectif est de déterminer le diamètre qui engendre le moins de coûts, appelé diamètre économique.

Il existe un diamètre optimal résultant d'un compromis entre deux paramètres :

- Les frais d'exploitation, qui diminuent lorsque le diamètre augmente en raison de la réduction des pertes de charge,
- Les frais d'amortissement de la conduite, qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

VI.3.3.2 Calcul du diamètre :

Dans un premier temps, le diamètre économique est déterminé à l'aide des formules suivantes. Ensuite, une étude technico-économique est réalisée pour confirmer le diamètre.

Le diamètre approximatif est calculé à l'aide de la formule de BONIN et de BRESSE :

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (VI.16)$$

$$D = 1.5 \sqrt{Q} \dots \dots \dots (VI.17)$$

Avec :

D : est le diamètre de la conduite de refoulement en (m)

Q : est le débit véhiculé en (m³ /s). Le débit total : Q = 0,055 m³ /s.

En appliquant la formule de BONIN :

On trouve : D = 0.235

En appliquant la formule de BRESSE on trouve

On trouve : D = 0.352

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [125, 160, 200, 250, 315, 400, 500, 630]

VI.3.3.3 Frais d'exploitation :

Tout d'abord, il est nécessaire de déterminer les pertes de charge dans les canalisations. En connaissant la hauteur géométrique, il est possible de calculer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre.

On a:

$$F_{exp} = E_a * e \dots \dots \dots (VI.18)$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de relevage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_t * 24 * 365 \dots \dots \dots (VI.19)$$

$$P_t = n * P (IV.6) \dots \dots \dots (VI.20)$$

Tel que :

n = nombre de pompes en fonctionnement n = 1

P = puissance absorbée par l'installation de relevage, donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta_r} \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec :

Q : le débit à refouler. (Q=0,055 m³ /s)

HMT : la hauteur manométrique totale. HMT = H_g+ $\sum h_p L$

η_r : Le Rendement de relevage :

Pour la première station $\eta_r = 0,5737$ et pour la deuxième station $\eta_r = 0.5850$

e : le tarif de l'énergie électrique. e = 5,231 Kw/h (SONELGAZ).

Les résultats du calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 : Frais d'exploitation (Pour la 1^{ère} conduite de refoulement)

D	λ	$\Delta H T(m)$	HMT (m)	Ea (kWh)	Fexp (DA)
125	0.0133	21.9221971	56.9221971	385499.89	2016164.43
160	0.0127	6.0923706	41.0923706	278293.97	1455477.48
200	0.0122	1.9177516	36.9177516	250021.78	1307613.93
250	0.0116	0.5975035	35.5975035	241080.53	1260851.19
315	0.0111	0.1800332	35.1800332	238253.26	1246064.54
400	0.0107	0.0525613	35.0525613	237389.97	1241549.53
500	0.0103	0.0165795	35.0165795	237146.28	1240275.07
630	0.0099	0.0050178	35.0050178	237067.98	1239865.56

Tableau VI.10 : Frais d'exploitation (Pour la 2^{ème} conduite de refoulement)

D	λ	$\Delta H T(m)$	HMT (m)	Ea (kWh)	Fexp (DA)
125	0.0133	21.9221971	57.9221971	396270.99	2072497.27
160	0.0127	6.0923706	42.0923706	287972.25	1506094.86
200	0.0122	1.9177516	37.9177516	259411.86	1356724.03
250	0.0116	0.5975035	36.5975035	250379.47	1309484.62
315	0.0111	0.1800332	36.1800332	247523.37	1294547.24
400	0.0107	0.0525613	36.0525613	246651.28	1289986.20
500	0.0103	0.0165795	36.0165795	246405.11	1288698.74
630	0.0099	0.0050178	36.0050178	246326.02	1288285.06

Tableau VI.11 : Frais d'exploitation (Pour la 3^{ème} conduite de refoulement)

D	λ	$\Delta H T(m)$	HMT (m)	Ea (kWh)	Fexp (DA)
125	0.0133	56.371364	98.371364	666210.23	3484279.51
160	0.0127	15.666096	57.666096	390537.87	2042513.06
200	0.0122	4.9313613	46.931361	317837.95	1662292.50
250	0.0116	1.5364374	43.536437	294846.17	1542045.48
315	0.0111	0.4629425	42.462943	287576.03	1504022.66
400	0.0107	0.1351576	42.135158	285356.14	1492412.63
500	0.0103	0.0426329	42.042633	284729.53	1489135.44
630	0.0099	0.0129029	42.012903	284528.19	1488082.41

Tableau VI.12 : Frais d'exploitation (Pour la 4^{ème} conduite de refoulement)

D	λ	ΔH T(m)	HMT (m)	Ea (kWh)	Fexp (DA)
125	0.0133	56.371364	97.371364	321188.70	1731536.82
160	0.0127	15.666096	56.666096	186918.50	1062114.14
200	0.0122	4.9313613	45.931361	151508.96	925136.05
250	0.0116	1.5364374	42.536437	140310.48	939201.53
315	0.0111	0.4629425	41.462943	136769.46	1026498.17
400	0.0107	0.1351576	41.135158	135688.23	1212347.50
500	0.0103	0.0426329	41.042633	135383.03	1491777.10
630	0.0099	0.0129029	41.012903	135284.96	1951926.01

VI.3.3.4 Frais d'amortissement :

Les coûts d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation. Il est important de prendre en compte l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un investissement au taux (i) sur une période généralement égale à la durée de vie du matériel (conduite), qui est de 25 ans dans ce cas.

Tel que :

A : coefficient d'amortissement.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \dots \dots \dots (VI.22)$$

On trouve :

A = 0.09368

Avec :

i : Annuité = (0.08 ÷ 0.12) ; On prend : i = 0.08

n : nombre d'année d'amortissement ; On prend : n = 25 ans

Pu : prix unitaire du mètre linéaire de conduite (pose aussi)

Lref : longueur de la conduite de refoulement

$$F_{am} = A \times P_u \times L_{ref} \dots \dots \dots (VI.23)$$

Les résultats de calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

⇒ **Pour la première station de refoulement**

Tableau VI.13 : Frais d’amortissement (Pour la 1^{ère} et la 2^{ème} conduite de refoulement)

D (mm)	A	Lref (m)	Pu (DA/ml)	Fam (DA)
125	0.09368	175	1226.87	20113.31
160	0.09368	175	2005.18	32872.92
200	0.09368	175	3148.88	51622.74
250	0.09368	175	4871.85	79869.11
315	0.09368	175	7381.96	121019.85
400	0.09368	175	11924.71	195493.70
500	0.09368	175	18591.04	304781.51
630	0.09368	175	29518.59	483927.76

Source des prix groupe Chi-Ali

⇒ Pour la deuxième station de refoulement :

Tableau VI.14 : Frais d’amortissement (Pour la 3^{ème} et la 4^{ème} conduite de refoulement)

D (mm)	A	Lref (m)	Pu (DA/ml)	Fam (DA)
125	0.09368	450	1226.87	51719.93
160	0.09368	450	2005.18	84530.37
200	0.09368	450	3148.88	132744.19
250	0.09368	450	4871.85	205377.71
315	0.09368	450	7381.96	311193.91
400	0.09368	450	11924.71	502698.07
500	0.09368	450	18591.04	783723.88
630	0.09368	450	29518.59	1244385.68

Source des prix groupe Chi-Ali

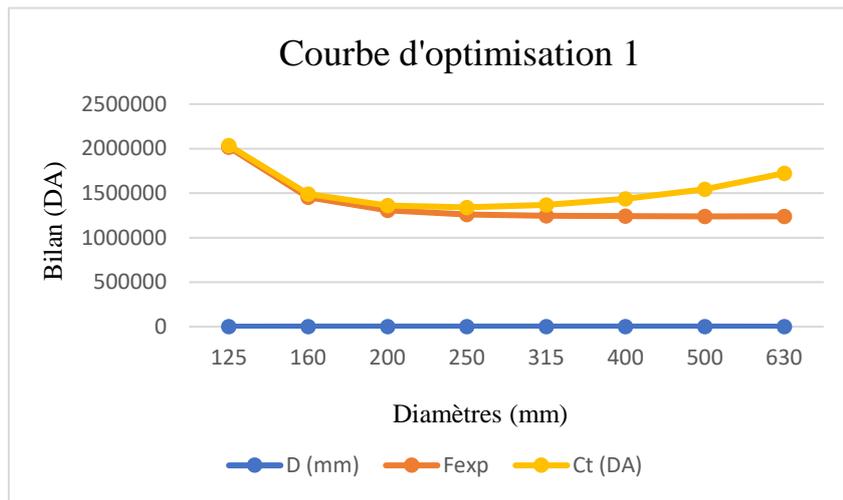
VI.3.3.5 Le coût total :

Le coût total est calculé par la formule suivante :

$$Ct = F_{exp} + F_{am} \dots \dots \dots (VI.24)$$

Tableau VI-15 : Le coût total (Pour la première station de refoulement)

D (mm)	Fexp	Fam (DA)	Ct (DA)
125	2016164.43	20113.31	2036277.74
160	1455477.48	32872.92	1488350.40
200	1307613.93	51622.74	1359236.67
250	1260851.19	79869.11	1340720.30
315	1246064.54	121019.85	1367084.39
400	1241549.53	195493.70	1437043.23
500	1240275.07	304781.51	1545056.58
630	1239865.56	483927.76	1723793.32



Figures VI.1: Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR1)

⇒ Pour la deuxième station de relevage :

Tableau VI-16 : Le coût total (Pour la deuxième station de refoulement)

D (mm)	Fexp	Fam (DA)	Ct (DA)
125	2072497.27	20113.31	2092610.58
160	1506094.86	32872.92	1538967.78
200	1356724.03	51622.74	1408346.77
250	1309484.62	79869.11	1389353.73
315	1294547.24	121019.85	1415567.09
400	1289986.20	195493.70	1485479.90
500	1288698.74	304781.51	1593480.25
630	1288285.06	483927.76	1772212.82

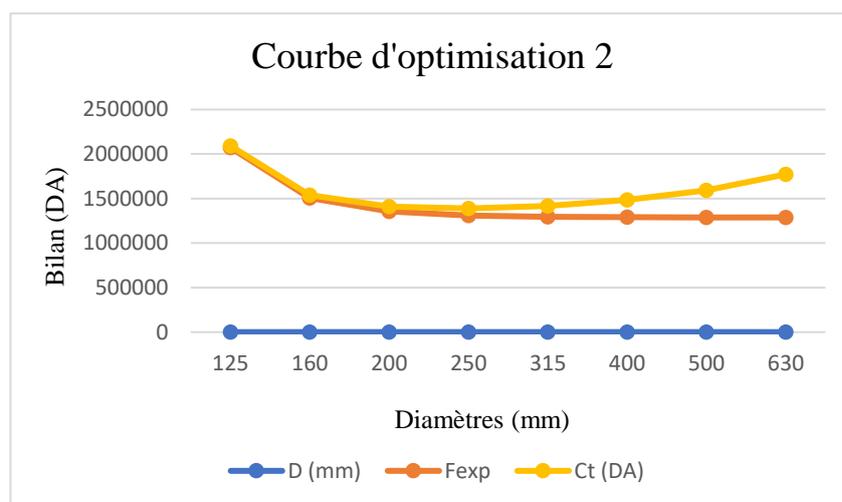
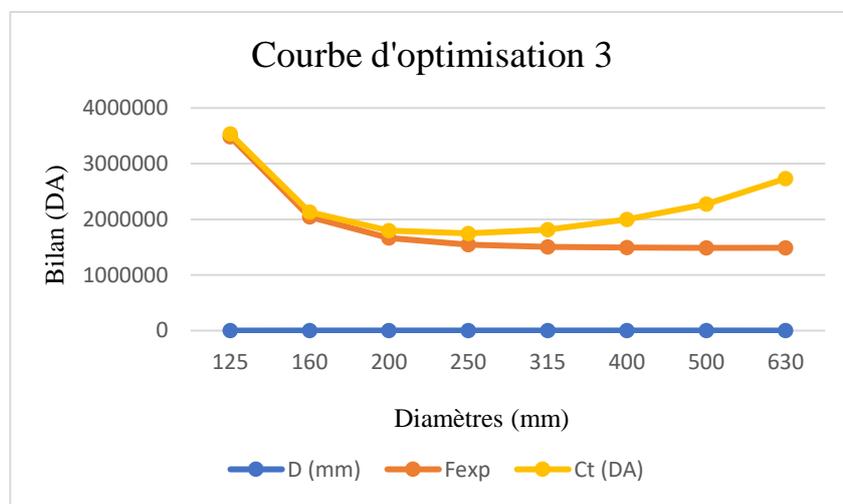


Figure VI.2: Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR2)

⇒ Pour la deuxième station de relevage :

Tableau VI-17 : Le coût total (Pour la troisième station de refoulement)

D (mm)	Fexp	Fam (DA)	Ct (DA)
125	3484279.51	51719.93	3535999.44
160	2042513.06	84530.37	2127043.43
200	1662292.50	132744.19	1795036.69
250	1542045.48	205377.71	1747423.19
315	1504022.66	311193.91	1815216.57
400	1492412.63	502698.07	1995110.70
500	1489135.44	783723.88	2272859.32
630	1488082.41	1244385.68	2732468.09

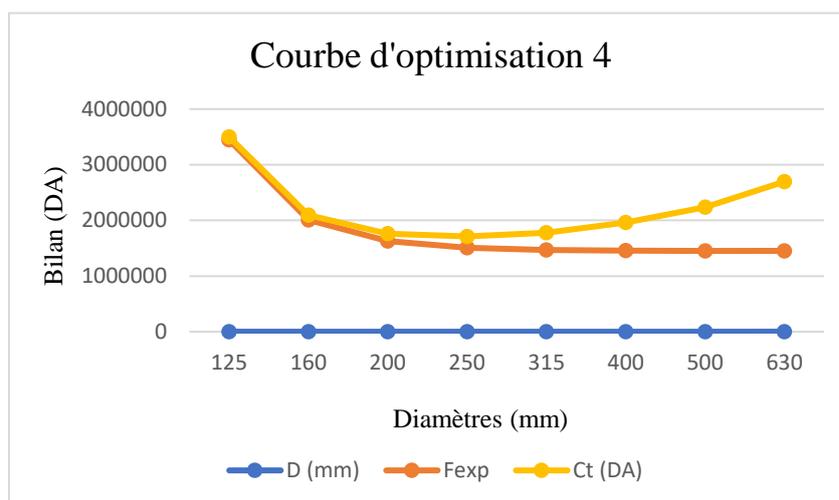


Figures VI.3: Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR3)

⇒ Pour la deuxième station de relevage :

Tableau VI-18 : Le coût total (Pour la quatrième station de refoulement)

D (mm)	Fexp	Fam (DA)	Ct (DA)
125	3448859.86	51719.93	3500579.79
160	2007093.41	84530.37	2091623.78
200	1626872.85	132744.19	1759617.04
250	1506625.82	205377.71	1712003.53
315	1468603.01	311193.91	1779796.92
400	1456992.98	502698.07	1959691.05
500	1453715.79	783723.88	2237439.67
630	1452662.76	1244385.68	2697048.44



Figures VI.4: Courbe d'optimisation en fonction du Cout totale (refoulement SR4)

Interprétation :

- D'après les résultats de cette étude technico-économique, on constate que le bilan d'exploitation et d'amortissement est minimal pour le diamètre $D_r = 250\text{mm}$, pour les quatre conduites de refoulement avec une vitesse d'écoulement de $V = 1.1204\text{m/s}$.

Les caractéristiques de la conduite dimensionnée sont représentées par le tableau suivant :

Tableau VI.19 : Caractéristiques de la conduite de refoulement

Caractéristiques	La première conduite	La deuxième conduite	La troisième conduite	La quatrième conduite
Longueur	175	175	450	450
Diamètre	250	250	250	250
Matériau	PEHD	PEHD	PEHD	PEHD

VI.4 Caractéristique de la station d'épuration :

Il est important, avant de raccorder ces extensions à la station d'épuration, de s'assurer que cette station a la capacité de supporter le débit de ces extensions. Bien que notre débit soit faible, estimé à $0,055\text{ m}^3/\text{s}$, nous nous sommes rendus à la station STEP située dans la partie nord de la commune de THENIET EL HAD, dans la W. TISSEMSILT, pour vérifier la possibilité de traiter cette quantité d'eau. Après avoir discuté avec le chef de la station, nous avons obtenu des informations indiquant que la station est conçue pour recevoir $8477\text{ m}^3/\text{j}$ d'eaux usées, mais en pratique, elle en reçoit moins de $4000\text{ m}^3/\text{j}$. Ainsi, l'augmentation du volume d'eaux usées de notre part n'affectera en rien les installations de la station, qui peut accueillir plusieurs fois notre volume sans compromettre son fonctionnement.



Figure VI.5 : La station d'épuration de THENIET EL HAD W. TISSEMSILT

DESIGNATION	UNITE	Quantité
.Population raccordée	Eq.hab	47 094
.Dotation	l / hab / j	225,00
.Coefficient de réduction	-	0,80
.Rejet spécifique	l / hab / j	180,00
.Débit journalier	m ³ / j	8 477,00
.Débit moyen horaire	m ³ / h	353,21
.Coéf-t de pointe par temps sec	-	1,75
.Débit de pointe par temps sec	m ³ / h	618,11
.Coéf-t de p-te par temps de pluie	-	2,50
.Débit de p-te par temps de pluie	m ³ / h	883,03
.DBO ₅ à l'entrée	kg / j	3 061,00
.Concentration	mg / l	361,00
.MES à l'entrée	kg / j	3 532,00
.Concentration	mg / l	417,00

Tableau VI.16 : les Caractéristique de base pour de la STEP

Source : STEP de THENIET EL HAD W. TISSEMSILT

Conclusion :

A la fin de cette partie, nous avons terminé de dimensionner les stations de refoulement, Nous avons projeté des stations de refoulement Nous avons également sélectionné les pompes soit un total de 8 pompes En outre, nous avons vérifié le phénomène d'anti-bélier et dimensionné le dégrilleur de la station, qui a une largeur de 0,65 m et une longueur de 1,15 m. La conduite de refoulement a été en (PEHD) avec un diamètre de 250 mm, Enfin, nous avons confirmé que la station d'épuration (STEP) est capable de supporter le débit prévu. Ainsi, nous avons accompli toutes les étapes nécessaires pour assurer l'efficacité et la fiabilité du système d'acheminement des rejets vers la station d'épuration, garantissant une épuration adéquate des eaux usées de notre zone d'étude.

CHAPITRE VII :

Les éléments constitutifs

Et les ouvrage annexes

Introduction :

Les réseaux d'assainissement sont composés d'une série d'éléments interdépendants qui ont pour objectif principal de collecter les eaux usées et de pluie pour les acheminer vers une station d'épuration ou une station de relevage avant leur rejet dans l'environnement. Dans cette section, nous allons examiner les divers composants primaires et secondaires d'un tel réseau ainsi que leurs caractéristiques.

VII.1 Ouvrages principaux :**VII.1.1 Les canalisations :**

Les canalisations constituent la composante majeure du système d'évacuation des eaux usées et pluviales.

VII.2 Fonction des canalisations :

- 1. Drains de fondation :** Il s'agit de canalisations perforées placées autour des fondations des bâtiments résidentiels et autres. Elles font partie du réseau d'égouts pluviaux.
- 2. Raccordement de service :** Le raccordement de service ou entrée de service désigne les canalisations qui relient les habitations, les commerces et les entreprises industrielles au réseau d'égout.
- 3. Égout local et collecteur :** Un égout local est un égout qui dessert uniquement une rue ou un petit groupe de rues. Un collecteur est une canalisation d'égout qui reçoit les eaux usées provenant de plusieurs conduites de plus petite taille.
- 4. Intercepteur :** Il s'agit d'une canalisation qui recueille les eaux usées transportées par les collecteurs et qui les dirige vers la station d'épuration.
- 5. Émissaire :** Il s'agit d'une canalisation qui achemine les eaux usées brutes ou traitées vers le cours d'eau récepteur et qui les y déverse

VII.3 Types de canalisations :

Il existe plusieurs formes de canalisations, notamment : Les canalisations cylindriques et Les canalisations ovoïdes préfabriquées.

⇒ Les canalisations à section circulaire sont identifiées par leurs diamètres nominaux en mm, tandis que les canalisations ovoïdes sont identifiées par leurs hauteurs intérieures et leur largeur.

- 1. Les canalisations à section circulaire :** Ce sont généralement utilisées pour les petites sections. Comparées aux autres formes de sections, les canalisations circulaires sont simples à fabriquer. Cependant, elles présentent certains

inconvenients pour les grandes sections, tels que la largeur importante de la tranchée et la faible vitesse d'écoulement, ce qui rend le curage et l'entretien difficiles.

⇒ Dans le domaine de l'assainissement, on trouve :

- Les canalisations métalliques.
- Les canalisations en amiante-ciment.
- Les canalisations en béton armé et non armé.
- Les canalisations en grès.
- Les canalisations en polyéthylène haute densité.
- Les canalisations en polychlorure de vinyle non plastifié.

2. **Les canalisations à section ovoïde** : Pour résoudre le problème d'auto-curage, la forme circulaire est remplacée par la forme ovoïde lorsque le diamètre dépasse généralement 800 mm.

- La longueur minimale est de 1 m et elles peuvent être en béton armé ou non armé. Leur forme est parabolique (succession de plusieurs arcs de cercle) fermée à sa partie supérieure.
- Cette forme permet d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible pour de grandes variations du niveau d'eau. Elles sont très demandées pour les ouvrages visitables. Leur inconvénient réside dans l'inclinaison de l'ouvrage dans le cas où le sol est faible.
- L'opération de chemisage est très facile à condition que l'épaisseur de la couche de béton interne ne dépasse pas 10 cm.

⇒ On distingue : (B.SALAH, Cours d'Assainissement))

- Les canalisations à cunettes qui offrent un bon écoulement, en particulier si les eaux sont chargées, pour éviter les dépôts.
- Les canalisations à cunettes et banquettes utilisées pour les collecteurs principaux visitables des grandes villes. La cunette est utilisée pour l'écoulement en temps sec.
- La banquette est utile pour la circulation en cas d'entretien de la canalisation et des câbles téléphoniques fixés à l'intérieur

VII.4 Sélection du matériau :

Ces types de canalisations étant destinés à être installés dans des excavations profondes, le choix du matériau doit prendre en compte trois critères :

- Résistance aux effets chimiques du sol.
- Étanchéité optimale (les fuites d'eaux usées augmentent l'agressivité du terrain).
- Résistance aux contraintes mécaniques dues aux charges externes.

En pratique, cinq matériaux sont couramment utilisés pour la fabrication des canalisations d'égout :

1. **Le grès** : ce matériau résiste bien à la corrosion, offre une bonne durabilité, une résistance mécanique satisfaisante pour les petites sections et une étanchéité convenable.
2. **Le PVC** : étanchéité excellente, pose très facile, caractéristiques hydrauliques très bonnes, résistance mécanique satisfaisante.
3. **L'amiante-ciment** : ce matériau possède des caractéristiques similaires à celles du PVC.
4. **Le béton armé** : il est indispensable pour les grandes sections, mais son étanchéité est limitée.
5. **Le béton non armé** : c'est le matériau le plus couramment utilisé pour les canalisations préfabriquées. Pour notre réseau, nous allons utiliser le PVC.

VII.5 Contrôles et essais des tuyaux préfabriqués

1. **Contrôle** : Les vérifications portent sur le diamètre nominal des tuyaux circulaires et ovoïdes.
2. **Essais** : Avant la pose des canalisations, il est impératif de réaliser des essais tels que l'essai à l'écrasement, l'essai d'étanchéité et l'essai de corrosion.
 - L'essai à l'écrasement consiste à exercer une pression uniforme sur la génératrice supérieure de la conduite jusqu'à ce qu'elle se brise par écrasement.
 - L'essai d'étanchéité est effectué en usine et sur le chantier en utilisant de l'eau, de la fumée ou de l'air sous pression. Enfin,
 - L'essai de corrosion est réalisé en ajoutant des produits chimiques sur les surfaces internes des conduites en béton pour tester leur résistance à la corrosion.

VII.6 Choix du type de canalisation :

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

- de la pente du terrain
- des diamètres utilisés

- de la nature du sol traversé
- de la nature chimique des eaux usées transportées
- des efforts extérieurs dus sur remblai.

VII.7 Les ouvrages Annexes

Les ouvrages annexes sont essentiels pour une exploitation optimale des réseaux d'égouts. Elles sont variées et remplissent différentes fonctions telles que la collecte des eaux usées et la facilitation de l'entretien du réseau. Ces structures sont divisées en deux catégories

- Les ouvrages normaux
- Les ouvrages spéciaux

VII.8 Ouvrages normaux :

- 1. Les raccordements :** Leur fonction est de recueillir les eaux usées et les eaux pluviales provenant des bâtiments.
- 2. Les structures de surface :** Elles sont conçues pour collecter les eaux pluviales.
- 3. Les fossés :** Ils collectent les eaux provenant des routes en milieu rural.
- 4. Les caniveaux :** Ils recueillent les eaux pluviales qui ruissellent sur la chaussée et les trottoirs et les transportent jusqu'aux bouches d'égout.
- 5. Les bouches d'égout :** Elles recueillent les eaux de surface espacées d'une distance moyenne de 50 m.
- 6. Les structures d'accès au réseau (les regards) :** Elles permettent l'accès pour assurer la surveillance et l'entretien du réseau.

7. Les types de regards sont : Il ya

- **Regard simple :** relie des collecteurs de diamètres différents ou identiques.
- **Regard latéral :** dans le cas de collecteurs de grand diamètre ou d'encombrement.
- **Regard de chute :** pour les pentes raides
- **Regard double :** pour les systèmes séparatifs
- **Regard toboggan :** en cas de reflux.
- **Regards de chute :** Cet ouvrage est le plus couramment utilisé dans le domaine de l'assainissement. Il permet une dissipation d'énergie localisée et est souvent utilisé dans les zones où le terrain est accidenté et La distance entre deux regards varie de 50 à 80 m en terrain plat et de 35 à 50 m en terrain accidenté.

⇒ Les regards doivent être installés sur les canalisations aux points de chute, de changement de pente, de diamètre, de direction et de jonction de canalisation.

VII.9 Les ouvrages spéciaux :

VII.9.1 Les déversoirs d'orage

Les stations d'épuration et les stations de relevage ne peuvent pas traiter la totalité du débit de pointe pluviale. Lorsqu'elles sont équipées d'un déversoir d'orage, celui-ci permet d'évacuer l'excédent d'eaux pluviales dans l'oued, tout en conservant les eaux usées mélangées à une certaine quantité d'eau pluviale (double ou triple du volume d'eau usée) utilisée comme dilution. Par conséquent, je vais concevoir deux déversoirs d'orage pour notre agglomération.

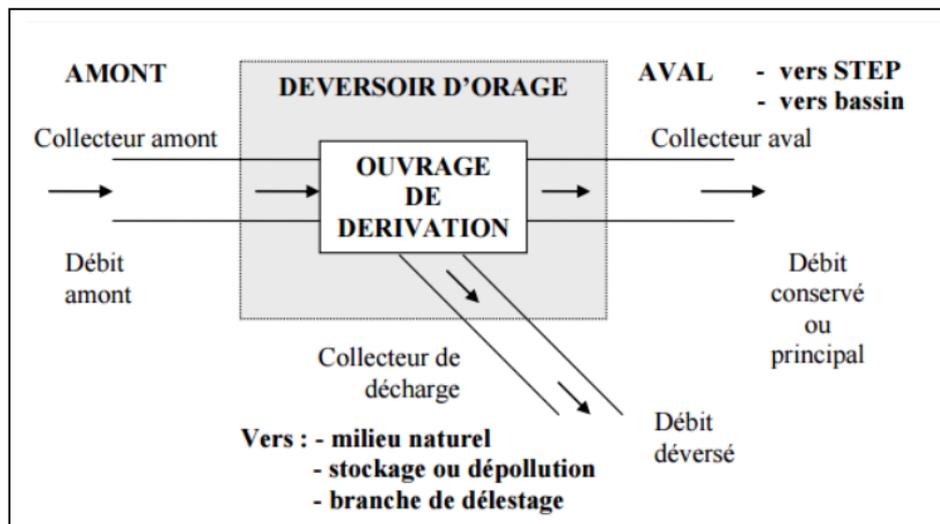


Figure V.1: Schéma du principe d'un déversoir

VII.9.1.1 Les types de déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs :

- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs à seuil latéral
- Le déversoir frontal

VII.9.1.2 Choix du déversoir d'orage :

Pour résoudre le problème des dépôts et économiser de l'espace, nous avons opté pour l'utilisation de déversoirs à seuil latéral dans notre étude

VII.9.1.3 Dimensionnement du déversoir d'orage

Les données de base sont les suivantes :

➤ Déversoir d'orage D'OUED CHAGHLOU

- Diamètre d'entrée : $D = 1000 \text{ mm}$.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 2.56 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Débit total : $Q_t = 1.5066 \text{ m}^3 / \text{s}$.

- Débit de pointe d'eau usées : $Q_{eu} = 0.0125 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 0.680 = 680 \text{ mm}$
- La pente = 1.2%

➤ **Déversoir d'orage D'OULED MERIEM**

- Diamètre d'entrée : $D = 630 \text{ mm}$.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 0.91 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Débit total : $Q_t = 0.6392 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Débit de pointe d'eau usées : $Q_{eu} = 0.00566 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 0.441 = 441 \text{ mm}$
- La pente = 1%

Débit de pointe allant vers la station d'épuration : on propose une dilution de 3 fois

Alors :

$$Q_{\text{step}} (\text{DO-1}) = 3 * 0.0125 = 0,0375 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{\text{step}} (\text{DO-1}) = 3 * 0.00566 = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Détermination du débit critique :**

$$Q_{cr} = Z \times Q_t \dots \dots \dots (\text{V II.1})$$

Avec :

Z : coefficient de retardement

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \dots \dots \dots (\text{VII.2})$$

T_c : C'est le temps de concentration en mn

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, Alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$$T_c = t_1 + t_2 \dots \dots \dots (\text{VII.3})$$

Avec :

$$t_1 = \frac{L_s}{60 \times V} \dots \dots \dots (\text{VII.4})$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.

L_s : Longueur totale de collecteur le plus longs

V : vitesse moyen égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons.

AN:

Pour (DO-1) :

$$\begin{cases} t_1 = 2.36 \text{ min} \\ t_2 = 2 \text{ min.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_c = 2.36 + 2 = 4,36 \text{ min.} \\ Z = 1 - \frac{4.36}{100} = 0,9564. \end{cases}$$

Pour (DO-2) :

$$\begin{cases} t_1 = 3.01 \text{ min} \\ t_2 = 2 \text{ min.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_c = 3.01 + 2 = 5,01 \text{ min.} \\ Z = 1 - \frac{5.01}{100} = 0,9499 \end{cases}$$

Alors:

$$Q_{cr} (\text{DO-1}) = 0,9564 \times 1.5066 = 1.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} (\text{DO-2}) = 0,9499 \times 0.6392 = 0.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Détermination du débit déversé :**

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step} \dots \dots \dots (VII.5)$$

$$Q_{dev} (\text{DO-1}) = 1.44 - 0,0375 = 1.4025 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} (\text{DO-2}) = 0.61 - 0,017 = 0.5930 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Détermination de la hauteur demandée par la station d'épuration h_{step} :**

Nous avons :

$$R_{Qstep} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}}$$

$$R_{hstep} = \frac{h_{step}}{D}$$

$$h_{cr} = R_{hcr} \times D$$

$$R_{Qcr} (\text{DO} - 1) = \frac{0.0375}{2.56} = 0,0145$$

$$R_{Qcr} (\text{DO} - 2) = \frac{0.017}{0.91} = 0,019$$

$$\text{De l'abaque d'Annexe I nous tirons pour (DO} - 1) : \begin{cases} R_{hstep} = 0,039 \\ R_{vstep} = 0,2 \end{cases}$$

$$\text{De l'abaque d'Annexe I nous tirons pour (DO} - 2) : \begin{cases} R_{hstep} = 0,05 \\ R_{vstep} = 0,23 \end{cases}$$

$$h_{step} (\text{DO-1}) = 0.039 * 1000 = 39 \text{ mm}$$

$$h_{step} (\text{DO-2}) = 0.05 * 630 = 32 \text{ mm}$$

• **Détermination de la hauteur d'eau déversée h_{dev}**

Nous avons :

$$R_{Qscr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}}$$

$$R_{hcr} = \frac{h_{cr}}{D}$$

$$h_{cr} = R_{hcr} \times D$$

$$R_{Qcr} (DO - 1) = \frac{1.44}{2.56} = 0,56$$

$$R_{Qcr} (DO - 2) = \frac{0.61}{0.91} = 0,67$$

De l'abaque d'annexe [2] nous tirons

$$R_{hcr}(DO - 1) = 0,53$$

$$R_{hcr}(DO - 2) = 0,57$$

$$h_{cr} (DO - 1) = 0,53 * 1000 = 530 \text{ mm}$$

$$h_{cr} (DO - 2) = 0,57 * 630 = 360 \text{ mm}$$

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{step} \dots \dots \dots (VII.6)$$

$$h_{dev}(DO - 1) = 530 - 39 = 491 \text{ mm.}$$

$$h_{dev}(DO - 2) = 360 - 32 = 328 \text{ mm.}$$

• **Détermination de la longueur du déversoir**

Nous appliquons la formule de BAZIN :

$$Qd = mL\sqrt{2g}(Hd)^{(3/2)} \dots \dots \dots (VII.7)$$

Avec :

m : Coefficient de débit.

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur : g = 9,81 m/s

Hd : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Tel que :

$$L (DO - 1) = \frac{Q_d}{m\sqrt{2g}h_d^{\frac{3}{2}}} = \frac{1.4025}{0.35 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times (0,491)^{\frac{3}{2}}} = 2.6 \text{ m.}$$

$$\mathbf{L (DO - 1) = 2.6 \text{ m}}$$

$$L (DO - 2) = \frac{Q_d}{m\sqrt{2g}h_d^{\frac{3}{2}}} = \frac{0.5930}{0.35 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times (0,328)^{\frac{3}{2}}} = 2.0 \text{ m.}$$

$$\mathbf{L (DO - 2) = 2 \text{ m}}$$

VII 9.2 Dimensionnement des regards de chute :

Le flux d'eau est régi par les deux lois suivantes :

$$x = Vt \dots\dots\dots (VII.8)$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \dots\dots\dots (VII.9)$$

$$t = \frac{x}{V} \dots\dots\dots (VII.10)$$

Ou :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).
- x : La longueur du regard (m).
- y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

Des trois équations on aura :

$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V \dots\dots\dots (VII.11)$$

⇒ **Exemple de dimensionnement :**

Regards N° R18

$$V = 1.327 \text{ m/s. et } y = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } x = 0,60 \text{ m}$$

Conclusion

Pour garantir le bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées et pluviales, il est essentiel de choisir judicieusement les canalisations et les raccords.

A travers ce chapitre, nous avons :

- Sélectionné des conduites en PVC et en béton armé.
- Nous avons également mis en place et dimensionné deux déversoirs d'orage de type latéral de longueur 2.6 m pour le premier DO et de 2 m pour le deuxième DO.

CHAPITRE VIII :
Organisation de chantier

Introduction

Il est essentiel qu'un ingénieur sache évaluer le volume des tâches des divers composants des structures conçues, et qu'il soit également familier avec les méthodes, les ressources et l'organisation requises pour leur exécution, et les tâches impliquées dans l'installation d'un système de transfert des eaux usées comprennent des travaux de terrassement, de génie civil et l'installation d'équipements techniques. Dans cette section, nous allons estimer le volume global des tâches à accomplir et le coût total de notre projet.

VIII.1 Les étapes de réalisation du projet (Organisation du chantier)

VIII.1.1 Exécution des travaux

Voici les différentes opérations à effectuer pour la pose des canalisations

- Gestion et entreposage des canalisations.
- Élimination de la couche de terre végétalisée.
- Réalisation des tranchées et des excavations pour les regards.
- Préparation du lit de pose.
- Positionnement des jalons des piquets.
- Installation des canalisations dans les tranchées.
- Raccordement des tuyaux.
- Effectuer les tests d'étanchéité pour les canalisations et les joints
- Remblaiement des tranchées.
- Construction des regards en béton armé.

VIII.1.1.1 Manutention et stockage des conduites

Pour garantir un transport et un stockage sans endommagement des tubes et des accessoires, certaines précautions doivent être prises.

Lors du chargement des véhicules, il est important d'éviter les manipulations brutales et les contacts avec des pièces métalliques saillantes.

Pour le stockage, il est essentiel de prévoir une surface plane et nivelée, d'empiler les tubes en alternant les emboîtures et de limiter la hauteur de gerbage à 1,50 m.

Les tubes et les accessoires doivent être entreposés à l'abri du soleil et ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.

Il est également crucial d'éviter tout contact avec l'huile, les solvants et autres substances chimiques, et de protéger les tubes contre les dommages mécaniques et la chaleur.

VIII.1.1.2 Décapage de la couche de terre végétale

Il s'agit d'une étape initiale qui vise à retirer la fine couche supérieure du sol, soit les dix(10) premiers centimètres en surface, composée principalement de matière végétale.

Le volume (V) de terre décapée est :

$$V = b * h * l(m^3)..... (VIII.1)$$

Avec :

b : Largeur de la couche végétale.

h : hauteur de la couche (m).

L : Longueur total des tranchées (m).

VIII.1.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

- **Largeur du tranché :**

La largeur de la tranchée devrait être au minimum équivalent au diamètre extérieur du conduit, avec une marge supplémentaire de (0,3-0,5) cm de chaque côté.

La formule pour déterminer la largeur de la tranchée est la suivante :

$$B = D + (2 \times c)..... (VIII.2)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

c : largeur entre conduite et parois de tranché

- **Profondeur du tranché :**

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h..... (VIII.3)$$

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).

VIII.1.1.4 Aménagement du lit de pose

Les conduites seront installées sur une couche de sable de fondation d'une épaisseur minimale de 10 cm. Cette couche doit être nivelée en fonction des cotes du profil en long.

Le sable utilisé pour la couche de fondation doit contenir au moins 12 % de particules inférieures à 0,1 mm

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \cdot B \cdot e \dots \dots \dots (VIII.4)$$

Avec :

V_s : volume du sable en (m³).

L : Longueur de la tranchée en (m).

B : Largeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur du sable, e = 10 cm.

VIII.1.1.5 Emplacement des jalons des piquets :

Les piquets de jalonnement doivent être placés à chaque endroit indiqué sur le plan de masse, y compris à chaque emplacement de regard, à chaque changement de direction ou de pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

VIII.1.1.6 Pose canalisations dans la tranchée :

Lors de l'installation des canalisations dans la tranchée, il est conseillé de suivre certaines pratiques.

- Il est déconseillé de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- Il est important de réaliser un fond de fouille bien droit pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur,
- Il est nécessaire de creuser le fond de fouille de manière à éviter que les collets ne reposent sur le sol.
- Il est également important de placer les tuyaux sur des fouilles sèches et d'éliminer tous les points durs du fond des fouilles si le est sol rocheux,
- Il est recommandé d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents

VIII.1.1.7 Réalisation des regards

Les regards sont généralement de forme cubique et leurs dimensions dépendent des collecteurs utilisés. La profondeur et l'épaisseur peuvent varier d'un regard à l'autre. Ils peuvent être construits sur place en béton armé ou être préfabriqués. Les tampons doivent être équipés d'un orifice pour faciliter leur levage et permettre l'aération de l'égout.

Les étapes de construction d'un regard comprennent :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du 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.

VIII.1.1.8 Remblaiement et compactage des tranchées :

Une fois les canalisations installées dans les tranchées, il est crucial de réaliser un remblayage de qualité sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure. Cela permettra une transmission régulière des charges et protégera la canalisation contre d'éventuels dommages. Le matériau utilisé pour le remblayage doit être similaire à celui utilisé pour le remblayage latéral. Pour garantir une bonne stabilité et une bonne portance du sol, le compactage doit être effectué en plusieurs couches.

VIII.1.2 Choxi des engins :

- **Pour le décapage de la couche de la terre végétale**

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la "niveleuse" sur les terrains faciles à décapé :

Dans les terrains difficiles on utilise le "Bulldozer"

- **Pour l'excavation des tranchées :**

Les pelles sont des machines conçues pour l'exécution des déblais et leur chargement.

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

- **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse

- **Pour le compactage**

Le compactage du sol après remblayage a été effectué à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses. Il s'agit d'un engin lourd qui comprime la terre en dessous de lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.

VIII.2 Détermination des différents volumes :**VIII.2.1 Station de relevage :**

- **Dimensions des stations de relevage :**

Les différentes dimensions qu'on doit connaître sont :

b : largeur (m)

L : longueur (m)

h : hauteur (m)

Poteau b.b (cm)

Poutres b.b (cm)

Tableau VIII.1 : Les dimensions des stations de relevage

	b (m)	L (m)	h (m)	Poteaux	Poutres
SR1	4.6	4.6	4.5	30*30	40*30
SR2	4.6	4.6	4.5	30*30	40*30

Tableau VIII.2 : Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	Chambre
Volume (m3)	36
Hauteur (m)	6
Surface (m2)	6
Coté (m)	2.5

VIII.2.1.1 Détermination du volume des déblais :

Le volume des déblais pour le décapage des terres végétales à une profondeur de 0,2 m,

$$V_{TV} = 0.2 \times L \times b \dots \dots \dots \text{(VIII.5)}$$

Le volume des déblais pour toutes les semelles est défini par :

$$V_{ds} = 1.2 \times 1.2 \times 1 \times N_s \dots \dots \dots \text{(VIII.6)}$$

D'où le volume total des déblais des semelles et bache d'aspiration :

$$V_d = V_{ds} + V_{Ba} \dots \dots \dots \text{(VIII.7)}$$

VIII.2.1.2 Détermination du volume du béton :

-volume du béton de propreté :

$$V_{bs} = 1.2 \times 1.2 \times 0.1 \times N_s \dots \dots \dots \text{(VIII.8)}$$

Volume du béton des semelles (béton armé) :

$$V_{bas} = 1.2 \times 1.2 \times 0.3 \times N_s \dots \dots \dots \text{(VIII.9)}$$

Volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{bdp} = 1.2 \times 0.3 \times 0.3 \times N_s \dots \dots \dots \text{(VIII.10)}$$

Volume du béton des poteaux :

$$V_p = 0.3 \times 0.3 \times h \dots \dots \dots \text{(VIII.11)}$$

Volume du béton de la chape inférieure (plate-forme) :

$$V_{pf} = 0.07 \times L \times b \dots \dots \dots \text{(VIII.12)}$$

Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines) :

$$V_{ceinl} = (0.3 \times 0.4 \times L) \times 4 + (0.3 \times 0.4 \times b) \times 3 \dots \dots \dots \text{(VIII.13)}$$

Volume du béton de la dalle supérieure :

$$V_{dal} = 0.07 \times L \times b \dots \dots \dots \text{(VIII.14)}$$

Volume du béton de la ceinture supérieure (poutres):

$$V_{cein2} = (0.3 \times 0.4 \times L) \times 4 + (0.3 \times 0.4 \times b) \times 3 \dots \dots \dots \text{(VIII.15)}$$

VIII.2.1.3 Détermination du volume des remblais :

Il faut aussi remplir les vides qui restent dans les fouilles sachant que les demi poteaux n'ont que 0.3m de chaque côté, par contre les dimensions de la fouille sont 1.2m et 1.2m.

$$V_{rf} = 0,6 \times (1,2 - 0,3)^2 \times N_s \dots \dots \dots \text{(VIII.16)}$$

VIII.2.2 Travaux de canalisation :

VIII.2.2.1 Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{cv} = H_v \times L \times B \dots \dots \dots \text{(VIII.17)}$$

Avec :

V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale décapée en (m³).

H_v : Profondeur la couche de terre végétale. (**H_v = 0.1m**)

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

VIII.2.2.2 Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \dots \dots \dots \text{(VIII.18)}$$

Avec :

V_d : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.2.2.3 Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e \times L \times B \dots \dots \dots (VIII.19)$$

Avec :

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

e : Épaisseur de la couche de sable en (m). (e=0.1m)

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

VIII.2.2.4 Volume occupé par les conduites

$$V_{cond} = L \times \pi \times D^2 / 4 \dots \dots \dots (VIII.20)$$

Avec :

V_{cond} : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

VIII.2.2.5 Volume du remblai

$$V_r = V_d - [V_{cv} + V_{ls} + V_{cond}] \dots \dots \dots (VIII.21)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai en (m³).

VIII.2.2.6 Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r \dots \dots \dots (VIII.22)$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).

V_f : Volume du sol foisonné (m³).

V_r : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \dots \dots \dots (VIII.23)$$

Tel que : K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas = 1.25

VIII.3 Détermination du devis estimatif et quantitatif :

Les résultats des calculs des différents volumes et du nombre d'équipements, ainsi que le calcul du devis estimatif sont présentés dans ce tableau

Tableau VIII.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif des travaux de canalisation.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	PrVIII unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m3	790.908	150	118636.20
2	Déblai	m3	7920.14	350	2772049.00
3	Lit de pose	m3	594.48	1200	713376.00
4	Remblai de la tranchée	m3	6250.786	280	1750220.08
5	Évacuation des déblais(excé)	m3	3601.05	300	1080315.00
B	Canalisation				
1	PVC D 315	ml	3051.50	1 829,00	5581193.50
2	PVC D 400	ml	324.22	2 947,00	955476.34
3	PVC D 500	ml	327.30	4 620,00	1512126.00
4	PVC D 630	ml	177.70	7 272,00	1292234.40
7	PEGD PN16 D 250	ml	1250	2534.00	3167500.00
C	Construction				
1	Regards (REG-315)	U	238	30000.00	7140000.00
2	Regards (REG-400)	U	24	40000.00	960000.00
3	Regards (REG-500)	U	20	60000.00	1200000.00
4	Regards (REG-630)	U	12	65000.00	780000.00
7	Déversoir d'orage	U	2	300000.00	600000.00
8	Béton+ferrailage+coffrage(SR)	m3	70.68	45.000	3180.60
	Équipements				
1	Pompes	U	8	1500000	12000000
2	Pont roulant	U	4	2000000	8000000
3	Dégrilleur	U	4	1000000	4000000
4	Vanne murale	U	8	1000000	8000000
7	Coude 90° DN250	U	8	35000	280000
8	Coude 45° DN250	U	8	38000	304000
9	Vanne bridée	U	8	62000	496000
10	Clapet anti-retour	U	8	48000	384000
	THT				63090307.12
	TVA 19%				11987158.35
	TTC				75077465.47

Source des prVIII : groupe Chi-Ali et bureau d'étude en hydraulique et DRE W. TISSEMSILT

Le cout total de projet c'est : Soixante-Quinze Million Soixante-DVIII-sept Mille Quatre Cent Soixante Cinq Dinar Algérien et Quarante Sept Centime.

Conclusion

des volumes de travaux nous permet de calculer un coût global approximatif du projet, qui s'élève à Soixante-Quinze Million Soixante-DVIII-sept Mille Quatre Cent Soixante Cinq Dinar Algérien et Quarante Sept Centime. L'établissement des devis quantitatifs et estimatifs nous aide à évaluer l'impact financier du projet. Bien que ces données ne soient pas extrêmement précises, elles fournissent une idée générale, permettent d'apprécier la valeur des patrimoines et de comparer différentes variantes.

Conclusion générale

Notre zone d'étude est confrontée à d'importants problèmes de rejet d'eaux usées dans l'environnement naturel. Notre diagnostic a révélé l'existence de deux points de rejet majeurs répartis dans les deux agglomérations de la zone, ce qui entraîne le rejet d'une quantité d'eau usée de $0,018167 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces rejets détériorent l'environnement et causent de graves problèmes de santé publique.

Pour garantir une utilisation cohérente de l'eau entre les différents usages (domestique, agricole et industriel) et la protection de l'environnement, nous avons élaboré un système de collecte et de transfert des eaux usées pour notre zone d'étude. Ce système se compose de conduites gravitaires, de deux stations de refoulement et des conduites de refoulement, et est conçu pour acheminer toutes les eaux usées de la zone vers une station d'épuration.

Cependant, nous avons rencontré plusieurs difficultés dans le choix du tracé pour regrouper les différents points de rejet dispersés dans la zone. Nous avons également recommandé l'installation d'équipements auxiliaires tels que des dégrilleurs, des systèmes de levage et des dispositifs anti-bélier pour faciliter la gestion et assurer la longévité du système proposé.

La mise en œuvre de ce projet permettra de protéger la santé publique et l'environnement de la zone jusqu'en 2054. Le coût estimatif de ce projet est de Cinquante Cinq Million Soixante-Seize Mille Quatre Cent Trente Trois Dinar Algérien et Deux Centime.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bourrier R., Satin M., Selmi B., 2010, Guide technique de l'assainissement, Ed. le Moniteur, - 775 pages.
- GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris
- Guide technique de l'assainissement de Mr SALAH.B.
- GUIDE TECHNIQUE pour les projets de pose et réhabilitation des réseaux d'assainissement.pdf
- KAHLERRAS.D. Cours d'assainissement, 4^{ème} année, ENSH2023.
- KAHLERRAS.D. Cours organisation de chantier, 4^{ème} année, ENSH2023.
- Laborde, J. P. (2000). Eléments d'hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. France (204p)
- SALAH. B., « polycopis d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. SALAH.B. Cours d'assainissement, 5^{ème} année, ENSH2024
- TOUAIBIA, B, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004.

Mémoires de fin d'étude :

- [1] AIT HAMADOUCHE.R « étude de diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville d'el YOUSOUFIA (W. TISSEMSSILT) » Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. École nationale supérieure de l'hydraulique
- BENFEDDA.H « Étude du relevage des eaux usées du complexe SAIDAL (W. Médéa) » Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. École nationale supérieure de l'hydraulique
- BENKALI.S « transfert des rejets de la zone nord-ouest de la ville de BOUFARIK vers la nouvelle STEP de BOUFARIK (W. BLIDA) » Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. École nationale supérieure de l'hydraulique

Sites Internet :

- www.google.com
- www.xylect.com
- www.divagis.com
- www.groupe-chiali.com

Annexes

1335H-150X.453.S43.380

Courbe de performances

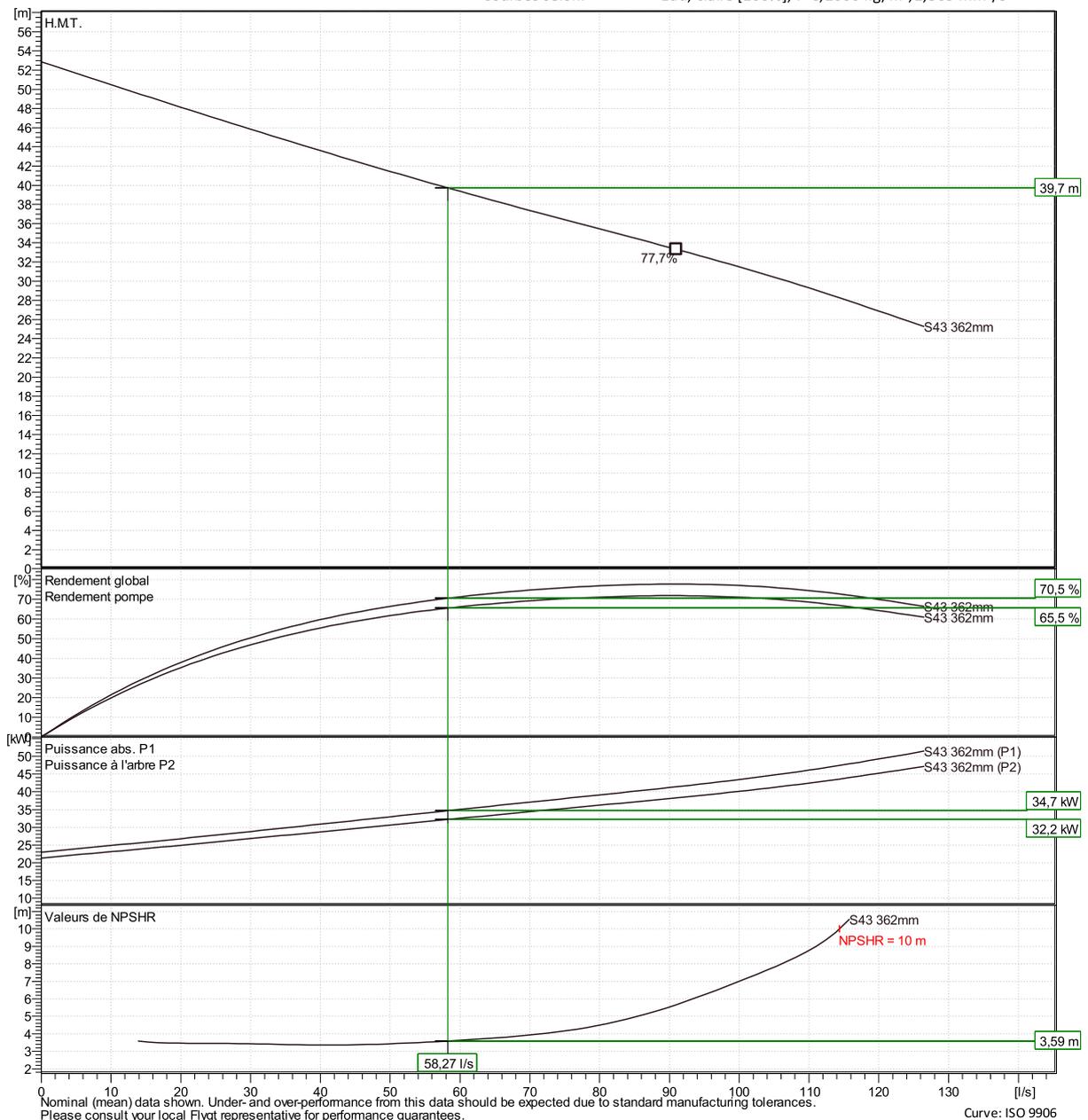


Point de fonctionnement

Débit
58,3 l/s

H.M.T.
39,7 m

Courbes selon: Eau, claire [100%], 4 °C, 1000 kg/m³, 1,569 mm²/s

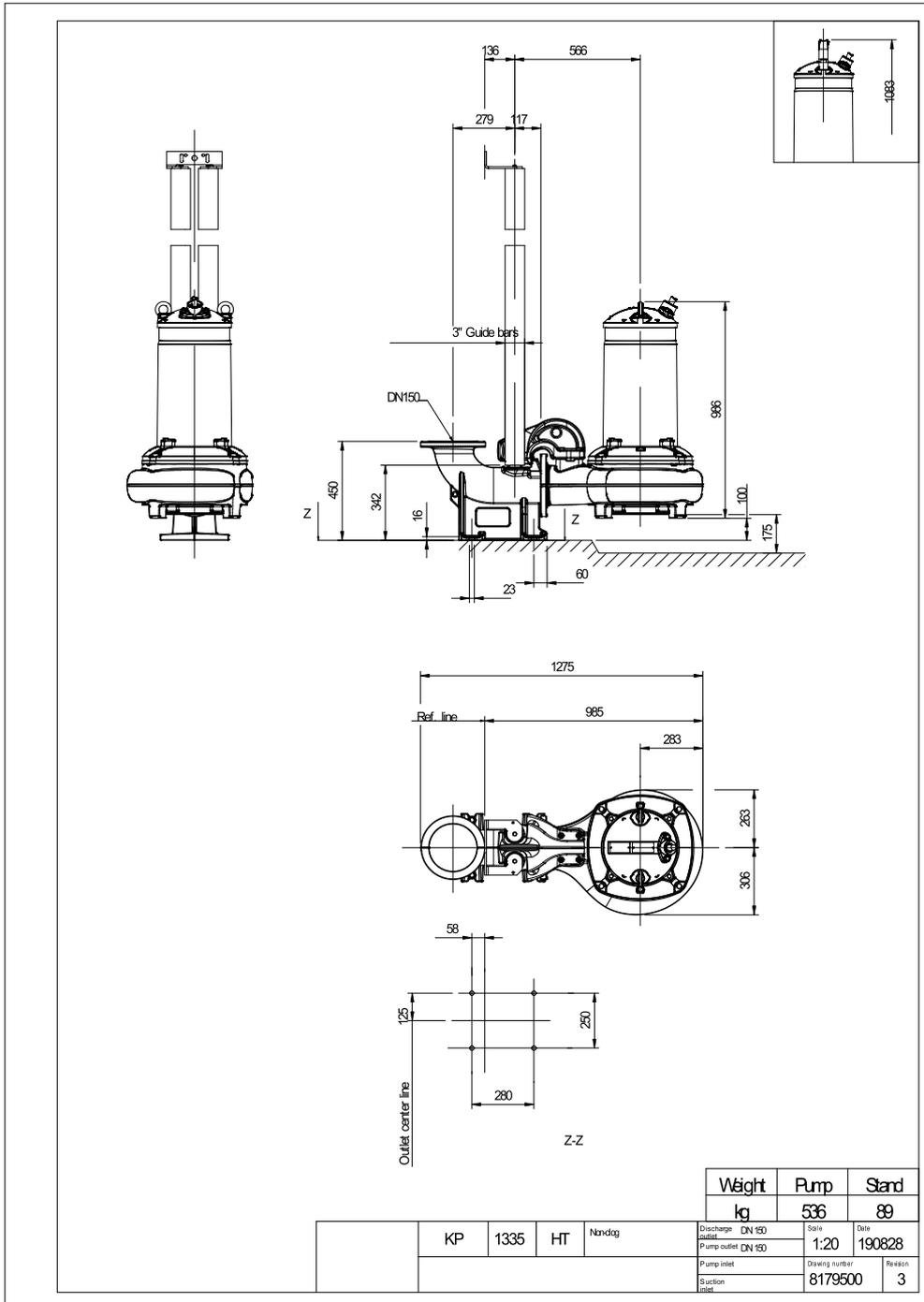


Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees. Curve: ISO 9906

Projet		Créé par		Mise à jour	8/14/2024
Bloc	0	Créé le	8/14/2024		

1335H-150X.453.S43.380

Plan d'encombrement



Projet

Bloc 0

Créé par

Créé le 8/14/2024 Mise à jour 8/14/2024

NP 3202 HT 3~ 450

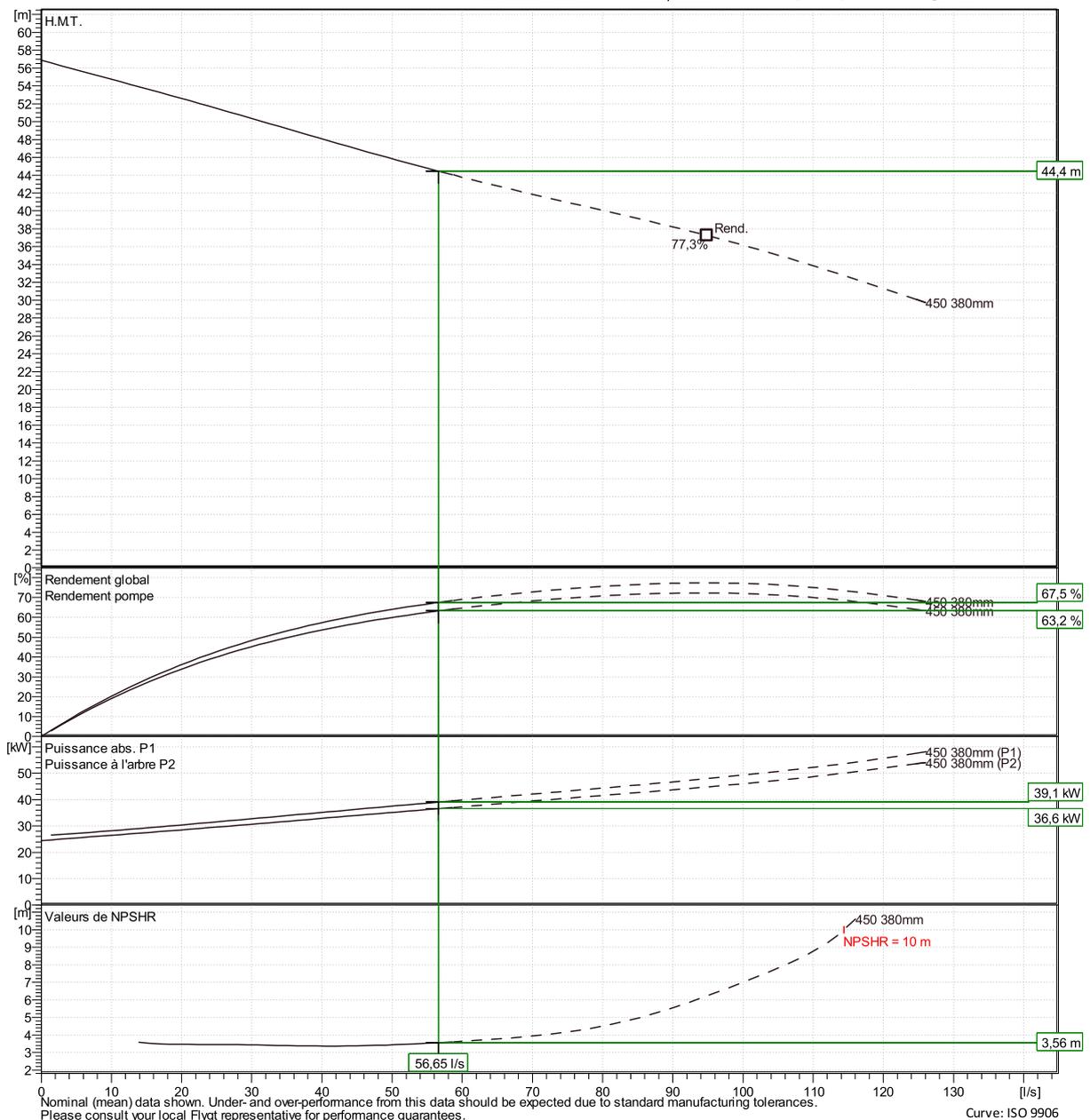
Courbe de performances



Point de fonctionnement

Débit 56,6 l/s
H.M.T. 44,4 m

Courbes selon: Eau, claire Eau, claire [100%], 4 °C, 1000 kg/m³, 1,569 mm²/s



Nominal (mean) data shown. Under- and over-performance from this data should be expected due to standard manufacturing tolerances. Please consult your local Flygt representative for performance guarantees. Curve: ISO 9906

Xylect-20467337

0

Créé le

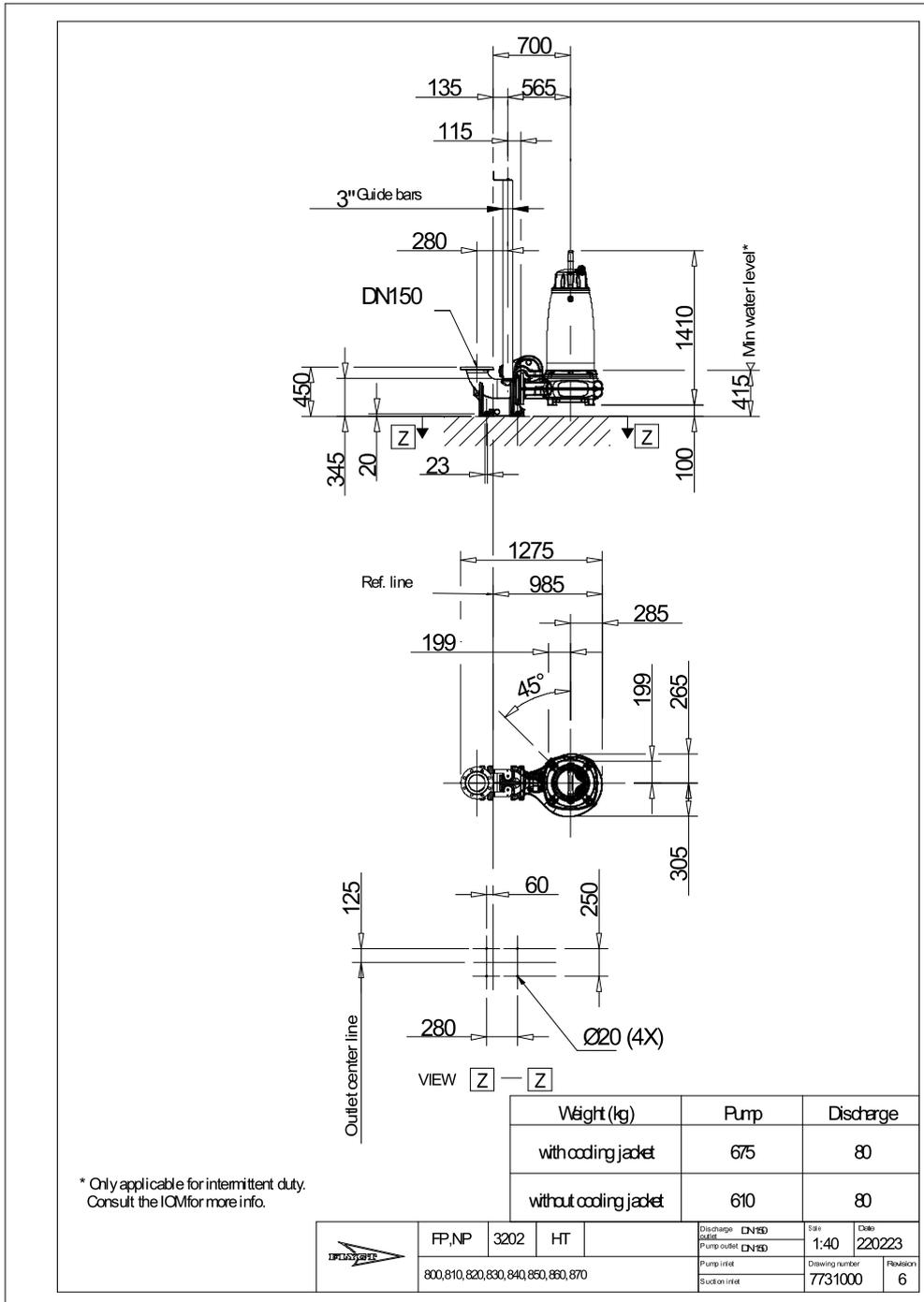
8/14/2024

Mise à jour

8/14/2024

NP 3202 HT 3~ 450

Plan d'encombrement



Projet Xylect-20467337
Bloc 0

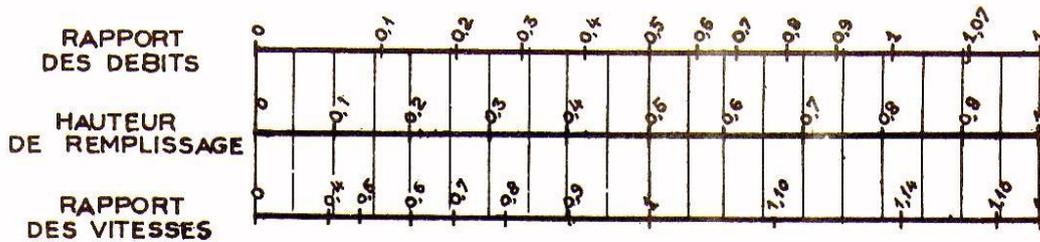
Créé par
Créé le 8/14/2024 Mise à jour 8/14/2024

Annexe II: Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

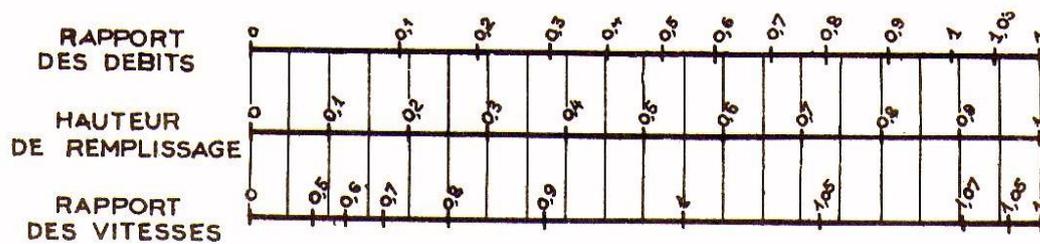
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS 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 $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe III: Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

