



Département de Génie de l'Eau

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
de Licence professionnelle en :

Hydraulique

Thème :

Dimensionnement du réseau d'assainissement et de la station de relevage Surcouf -Wilaya d'Alger-

Réalisée par :

M^{lle} BENAOUZIA Nora

Encadrée par :

M^{me} REZIG Amina

Maître Assistant (IT, Univ-Bouira)

Tuteur de l'entreprise :

M. NACEF Nadir

Ingénieur (DRE d'Alger)

Soutenu devant le jury:

Président : M. Hammid Hakim

Maître Assistant (IT, Univ-Bouira)

Examineur: M. DAHMANI Saad

Maître de conférences (IT, Univ-Bouira)

Remerciements

Je commence par d'abord remercier le Bon Dieu Tout-Puissant de m'avoir hébergé compte tenu du courage et des moyens de faire cet humble travail qui a mené à mon diplôme.

Je profite aussi de l'occasion qui m'est offerte pour remercier Mme REZIG Amina de m'avoir fait l'honneur d'être ma promotrice. Je suis très reconnaissante pour son aide inestimable, pour son écoute, ainsi que pour ses conseils et son temps pour moi.

Je tiens à remercier fortement Mr NACEF Nadir et tout le groupe du bureau d'étude ECH Engineering El Baraka pour tout le soutien qu'ils m'ont apporté.

Je tiens aussi à remercier tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury qui me font l'honneur d'examiner ce travail.

Enfin je remercie toutes personnes qui m'ont offert, de près ou de loin de l'aide et des encouragements pour terminer ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon père, ma source de motivation, qui n'a cessé de me soutenir et de m'encourager tout
au long de mon cursus ;

A ma mère, ma raison de vivre, pour son amour, son attention, son soutien morale, ses
prières;

A toutes mes chères sœurs ;

A mes chers et fidèles amis ;

A toute la promotion d'hydraulique 2021-2022.

ملخص:

تشهد منطقة سركوف ببلدية عين طاية تطورًا سكانيًا كبيرًا، مما يؤدي إلى زيادة كمية المياه المستعملة.

الهدف العام من هذه المذكرة هو دراسة شبكة الصرف الصحي ومحطة رفع المياه بسركوف. من هذا المنطلق بدأنا بحساب معدلات تدفق مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار المراد تفريغها، ثم قمنا بتحديد أبعاد المجمعات الجديدة وأخيراً قمنا باختيار المضخات لمحطة رفع المياه المستعملة مع مراعاة البيانات الطبوغرافية، مخطط التحضر وبيانات المناخ.

الكلمات المفتاحية: محطة رفع المياه القذرة، مضخة، مياه الصرف الصحي، تحديد ابعاد شبكة الصرف الصحي.

Résumé :

Le quartier Surcouf situé à Ain Taya connaît un accroissement démographique important, ce qui engendre une augmentation de la quantité du rejet.

L'objectif général de ce mémoire est le dimensionnement du réseau d'assainissement et station de relevage de Surcouf à la commune d'Ain Taya. C'est dans ce sens que nous avons commencé par le calcul des débits des eaux usées et pluviales à évacuer, puis on a dimensionné les nouveaux collecteurs et finalement le choix de pompes de la station de relevage tout en prenant en considération les données topographiques, le plan d'urbanisation et les données climatiques.

Mots clés : Station de relevage, pompes, eaux usées, dimensionnement du réseau d'assainissement.

Abstract:

The Surcouf district located in Ain Taya is experiencing significant population growth, which leads to an increase in the quantity of waste water.

The general objective of this study is to study the sewerage network and the lifting station of Surcouf in the municipality of Ain Taya. From this point of view, we started by calculating the flow rates of wastewater and rainwater to be evacuated, then we determined the dimensions of the new collectors and finally the choice of pumps for the lifting station, taking into account topographic data, urbanization scheme and climatic data.

Keywords: Lifting station, pumps, waste water, sizing of the sewerage network.

Table de matières

Remerciement.	
Dédicace.	
Table de matières.	
Liste des figures.	
Liste des tableaux.	
Introduction générale	1
<u>Chapitre I: Présentation globale de l'organisme d'accueil</u>	
I.1.Introduction	2
I.2.Présentation de la Direction Des Ressources En eau.....	2
I.2.1. Les services de la Direction Des ressources en Eau	2
I.2.1.1. Le service de la mobilisation de la ressource en eau	2
I.2.1.2. Le service de l'alimentation en eau potable	3
I.2.1.3. Le service de l'assainissement.....	3
I.2.1.4. Le service de l'hydraulique agricole.....	4
I.2.1.5. Le service de l'administration des moyens.....	4
I.2.2. Organigramme de la DRE	5
I.3.Présentation du bureau d'étude ECH-Engineering El Baraka	6
I.4.Les activités effectuées pendant le stage	7
I.5.Conclusion	7
<u>Chapitre II: Présentation de la zone d'étude et du projet existant</u>	
II.1. Introduction	8
II.2. Situation géographique de la zone d'étude.....	8
II.3.Caractérisations de la région d'étude	9
II.3.1. Le climat.....	9
II.3.1.1.Température	9
II.3.1.2.Pluviométrie	10
II.3.1.3.Les vents	11
II.3.1.4.Régime saisonnier de pluviométrie.....	12

II.3.1.5.Humidité.....	13
II.4. Présentation du projet existant	14
II.4.1. Les problèmes existants.....	14
II.4.2. Les solutions proposées.....	14
II.5. Présentation du projet à étudier	16
II.6.Conclusion.....	16

Chapitre III: Evaluation des débits à évacuer

III.1.Introduction.....	17
III.2.Les sous bassins versant de la zone d'étude	17
III.3.Evaluation des débits d'eau pluviale.....	18
III.3.1.Méthode utilisée	18
III.3.2.Estimation de coefficient de ruissellement	18
III.3.3.Estimation de l'intensité moyenne de précipitation.....	19
III.4.Évaluation des débits d'eaux usées	20
III.4.1.Estimations de la population sur l'ensemble du bassin.....	20
III.4.2. Estimation des débits des eaux usées domestiques	21
III.5.Estimation des débits totaux	22
III.6. Evaluation des débits par les collecteurs à projeter	23
III.6.1. Méthode de calcul	23
III.6.2. Résultats de calcul.....	24
III.7.Conclusion	26

Chapitre IV: Conception hydraulique des nouveaux collecteurs

IV.1.Introduction	31
IV.2.Notions théoriques	31
IV.2.1.Systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales	31
IV.2.1.1.Le système unitaire	31
IV.2.1.2.Système séparatif	32
IV.2.1.3.Système pseudo séparatif	33
IV.2.2.Le choix de système d'évacuation	33
IV.2.3.Les différents schémas d'évacuation	34

IV.2.3.1.Schéma perpendiculaire	34
IV.2.3.2.Schéma à déplacement latéral	34
IV.2.3.3.Schéma à collecteur transversal (oblique)	35
IV.2.3.4.Schéma à collecteur étagé	35
IV.2.3.5.Schéma type radial	36
IV.2.4.Choix de schéma d'évacuation	36
IV.2.5.Les ouvrages du réseau d'assainissement	36
IV.2.5.1.Les ouvrages principaux	36
IV.2.5.2.Les ouvrages annexes	37
IV.2.5.3. Choix de matériau de canalisation	38
IV.3.Conditions du dimensionnement	38
IV.4.Mode de calcul hydraulique des collecteurs	38
IV.5. Le procédé de calcul	40
IV.6.Calcul hydraulique des nouveaux collecteurs.....	41
IV.6.1 .Collecteur C1	42
IV.6.2 .Collecteur C2	42
IV.6.3 .Collecteur C3	43
IV.6.4 .Collecteur C4	43
IV.6.5 .Collecteur C5	44
IV.6.6 .Collecteur C6.....	44
IV.6.7 .Collecteurs C7, C8 et C9	45
IV.6.8 .Collecteurs C10, C11et C12	45
IV.7.Conclusion	52

Chapitre V: Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

V.1.Introduction	49
V.2. Données de base.....	49
V.3. Choix de l'emplacement de la station de relevage.....	49
V. 4. Dimensionnement de la station de relevage.....	50
V.4.1.Détermination du diamètre de la conduite de refoulement	51
V.4.1.1.le tracé de la conduite de refoulement.....	51
V.4.1.2 : Le choix du matériau de la conduite	51

V.4.1.3. Calcul de diamètre de la conduite	52
V.4.2. Calcul de HMT (hauteur manométrique totale)	53
V.4.2.1.calcul de la hauteur géométrique Hg.....	53
V.4.2.2.Calcul des pertes de charges totales	54
V.4. 3. Étude et choix des pompes	56
V.4.3.1.Généralités sur les pompes.....	56
V.4.3.2.Le choix de pompes	59
V.5. Dégrillage grossier pré-relèvement	65
V.5.1.Formules de calcul	65
V.5.2.Le choix des données	67
V.5.3.Résultats	67
V.5.4.Refus de dégrillage.....	68
V.6.Calcul de volume de la bache à eau (bassin d'absorption)	68
V.7.Conclusion.....	69
Conclusion générale	70
Références et bibliographiques	
Annexes	

Liste des figures

Figure I- 1: Localisation géographique de la DRE d'Alger.....	4
Figure I- 2: Logo du la DRE d'Alger	4
Figure I- 3: Organigramme de la DRE d'ALGER.....	5
Figure I- 4: Localisation géographique du bureau d'étude ECH-Engeneering El Baraka	6
Figure I- 5: Logo d'ECH Engineering	6
Figure II- 1: Situation géographique de la zone d'étude (Google earth, 2022).....	8
Figure II- 2: Localisation de la commune de Ain Taya	9
Figure II- 3: Températures entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia.....	10
Figure II- 4: Précipitations moyennes entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia.....	11
Figure II- 5: Vitesse du vent de la station de Réghaia entre 1985 et 2014	11
Figure II- 6: Vitesse moyenne du vent de la station de Réghaia entre 1985 et 2014.....	12
Figure II- 7: Régime saisonnier de pluviométrie de la station du lac Réghaia	13
Figure II- 8: Courbe d'humidité mensuelle de la station de Réghaia	13
Figure II- 9: Carte satellitaire qui montre le réseau d'assainissement déjà existant et l'ensemble des zones (quartiers) à assainir.....	15
Figure IV- 1: Réseau unitaire	27
Figure IV- 2: Réseau séparatif	28
Figure IV- 3: Système pseudo séparatif	29
Figure IV- 4: Schéma perpendiculaire (El-Islam, 2019).....	30
Figure IV- 5: Schéma à déplacement latéral (El-Islam, 2019).....	30
Figure IV- 6: Schéma à collecteur oblique (El-Islam, 2019).....	31
Figure IV- 7: Schéma à collecteur étagé. (El-Islam, 2019).....	31
Figure IV- 8: Schéma type radial. (El-Islam, 2019).....	32
Figure IV- 9: Le logiciel CALCUL RESEAU ASSAI.	36
Figure IV- 10: Schéma général qui montre l'emplacement des nouveaux collecteurs.	37
Figure IV- 11: Le nouveau collecteur C1.....	38
Figure IV- 12: Le nouveau collecteur C2.....	38
Figure IV- 14: Le nouveau collecteur C4.....	39
Figure IV- 15: Le nouveau collecteur C5.....	40
Figure IV- 16: Le nouveau collecteur C6.....	40
Figure IV- 17: les nouveaux collecteurs C7, C8 et C9.	41
Figure IV- 18: les nouveaux collecteurs C10, C11 et C12	41

Figure V- 1: Schémas explicatifs d'une station de relevage.....	54
Figure V- 2: Le tracé de la conduite de refoulement.....	51
Figure V- 3: Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale.....	53
Figure V- 4: Domaines d'utilisation des pompes.....	57
Figure V- 5: Couplage de deux pompes en série.....	58
Figure V- 6: Couplage de deux pompes en parallèle	58
Figure V- 7: Schéma d'une pompe submersible.....	59
Figure V- 8: Les courbes caractéristiques de la pompe choisie	62
Figure V- 9: Point de fonctionnement de la pompe.	62
Figure V- 10: Pompe centrifuge détruite par la cavitation.....	63

Liste des tableaux

Tableau II- 1: Valeurs de températures mensuelles entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia	10
Tableau II- 2: Précipitations moyennes entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia	11
Tableau II- 3: Vitesse moyenne du vent de la station de Réghaia entre 1985 et 2014	11
Tableau II- 4: Régime moyen saisonnier de pluviométrie (période 1985-2014).....	12
Tableau II- 5: Variation mensuelle de l'humidité relative de la station de Réghaia (1985et2014).....	13
Tableau III- 1: Résultats de l'estimation de coefficient de ruissellement des différents sous bassins versant de la zone d'étude.	19
Tableau III- 2: Evaluation des débits d'eaux pluviales de la zone d'étude.	20
Tableau III- 3: Résultats de l'estimation de la population pour les horizons 2022 et 2050....	21
Tableau III- 4: Evaluation des débits des eaux usées des localités de bassin versant de la zone d'étude (Horizon 2050).	22
Tableau III- 5: Evaluation des débits totaux de la zone d'étude à l'horizon de 2050.	22
Tableau III- 6: résultats de la répartition des débits par chaque tronçon.....	24
Tableau IV- 1: Avantages et inconvénients de système unitaire.....	27
Tableau IV- 2: Avantages et inconvénients de système séparatif.....	28
Tableau IV- 3: Résultats de calcul hydraulique de C1.	42
Tableau IV- 4: Résultats de calcul hydraulique de C2.	42
Tableau IV- 5: Résultats de calcul hydraulique de C3.	43
Tableau IV- 6: Résultats de calcul hydraulique de C4.	43
Tableau IV- 7: Résultats de calcul hydraulique de C5.....	44
Tableau IV- 8: Résultats de calcul hydraulique de C6.	44
Tableau IV- 9: Résultats de calcul hydraulique de C7.	45
Tableau IV- 10: Résultats de calcul hydraulique de C8.	45
Tableau IV- 11: Résultats de calcul hydraulique de C9.	46
Tableau IV- 12: Résultats de calcul hydraulique de C10.	46
Tableau IV- 13: Résultats de calcul hydraulique de C11.	47
Tableau IV- 14: Résultats de calcul hydraulique de C12.	47
Tableau V- 1: Résultats de calcul du débit, des diamètres et la vitesse	53
Tableau V- 2: Résultat de calcul hydraulique des différents paramètres	56
Tableau V- 3: Résultats de calcul hydraulique de Hg, des pertes de charges et HMT	56

Tableau V- 4: Caractéristiques de la pompe choisie	60
Tableau V- 5: Résultats de calcul de Hs et Hd.....	65
Tableau V- 6: Résultats de choix de données des dégrilleurs	67
Tableau V- 7: Résultats de dimensionnement des dégrilleurs	67

Introduction générale

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement en supprimant toute cause d'insalubrité. Il est composé de différentes phases allant de la collecte à l'évacuation des déchets solides et liquides, en passant par leur traitement. Il est donc clair que l'assainissement constitue un service essentiel pour la santé des populations.

Malheureusement on constate qu'il y'a encore de nos jours des zones où les populations n'ont pas accès à ce service de base. Cette situation se justifie par la croissance démographique. Dans l'Algérie il existe quelques zones non desservies. Parmi ces zones on trouve la wilaya d'Alger, dont la commune d'Ain Taya qui présente une zone non assainie qui est Surcouf (Hai Chouhada).

En tant qu'étudiante, et dans le cadre d'une licence professionnelle à l'institut des Sciences et Techniques Appliquées (ISTA-Bouira), un stage a été effectué d'une durée de trois (03) mois au sein de la DRE d'Alger, dont j'ai opté pour une étude qui vise à collecter et évacuer les eaux usées de la localité de Hai Chouhada intitulé « **dimensionnement de la station de relevage Surcouf (Hai Chouhada) wilaya d'Alger** ».

Cette étude consiste à régler les anomalies existantes. Donc, on va dimensionner des collecteurs à projetés pour assainir l'ensemble des localités non assainies (40 habitations précaires, Hai chouhada Ouest et le complexe sportif) ; ainsi qu'à cause de la topographie du terrain, on va dimensionner une nouvelle station de relevage à Hai Chouhada commune d'Ain Taya wilaya d'Alger qui évacuent les eaux usées de cette localité vers un collecteur de grand diamètre Ø1000.

Afin d'atteindre l'objectif fixé, cette étude porte sur :

- La présentation de lieu de stage ;
- La présentation de la zone d'étude et du projet existant ;
- L'évaluation des débits à évacuer ;
- La conception hydraulique des nouveaux collecteurs ;
- La conception hydraulique de la nouvelle station de relevage.

Chapitre I
Présentation globale de l'organisme
d'accueil

I.1.Introduction

Dans le cadre d'une licence professionnelle au sein de l'Institut des Sciences et Techniques Appliquée de Bouira (ISTA-Bouira), j'ai effectué un stage d'une durée de 03 mois au sein de la direction des ressources en eau DRE d'Alger et de bureau d'étude ECH Engineering El Baraka.

Les membres de la DRE d'Alger m'ont fait l'accueil puis ils m'ont envoyé vers le bureau d'étude ECH Engineering El Baraka où j'ai opté pour l'étude de dimensionnement de la station de relevage Surcouf wilaya d'Alger comme sujet de mon projet fin d'étude.

I.2.Présentation de la Direction Des Ressources En eau

La direction de l'hydraulique de la wilaya d'Alger est une institution gouvernementale qui a été créée en 2001. Elle est située au niveau de Bab Ezzouar wilaya d'Alger.

I.2.1. Les services de la Direction Des ressources en Eau

Selon l'arrêté interministériel du 17 avril 2004 fixant le nombre de services des directions de l'hydraulique de wilaya et déterminant leur organisation interne, la DRE d'Alger est organisée en cinq (05) services : (Journal officiel de la république Algérienne N°56, 5 septembre 2004)

- Le service de la mobilisation de la ressource en eau ;
- Le service de l'alimentation en eau potable et industrielle ;
- Le service de l'assainissement ;
- Le service de l'hydraulique agricole ;
- Le service de l'administration des moyens.

I.2.1.1. Le service de la mobilisation de la ressource en eau

Il est chargé : (Journal officiel de la république Algérienne N°56, 5 septembre 2004)

- De participer aux études et à l'élaboration du programme d'action visant la mobilisation de la ressource superficielle et souterraine ;
- D'assurer la maîtrise d'ouvrage, de suivre la réalisation des projets et de veiller au respect des règles et des normes de réalisation des ouvrages ;

- De veiller à la bonne exploitation, gestion et entretien des ouvrages de mobilisation de la ressource ;
- De constituer des banques de données sur la connaissance, la mobilisation, l'utilisation et la conservation de l'eau au niveau de la Wilaya d'Alger.

I.2.1.2. Le service de l'alimentation en eau potable

Il est chargé : (Journal officiel de la république Algérienne N°56, 5 septembre 2004)

- De participer aux études et à la programmation des projets d'alimentation en eau potable ;
- D'assurer la maîtrise de l'ouvrage, le suivi de la réalisation des projets d'alimentation en eau potable et de veiller au respect des règles et des normes de réalisation de ces projets ;
- De veiller à la bonne gestion et au bon fonctionnement du service public de l'alimentation en eau potable ;
- De constituer et de mettre à jour un système d'information relatif à l'alimentation en eau potable et industrielle.

I.2.1.3. Le service de l'assainissement

Il est chargé de : (Journal officiel de la république Algérienne N°56, 5 septembre 2004)

- De participer aux études et à la programmation des projets d'assainissement et de protection contre les inondations ;
- D'assurer la maîtrise de l'ouvrage, le suivi de la réalisation des projets d'assainissement et de protection contre les inondations et de veiller au respect des règles de construction de ces ouvrages ;
- De participer au choix des procédés et des techniques d'assainissement et d'épuration ;
- De veiller au bon fonctionnement du service public lié à l'assainissement et au respect des règles et des normes de gestion et d'exploitation des infrastructures y afférentes ;
- De veiller, en relation avec les services concernés, à la protection et à la préservation de la ressource ;
- De constituer et de mettre à jour un système d'information relatif à l'assainissement et à la protection de l'environnement.

Il est composé de trois (03) bureaux :

- Le bureau des études et de la programmation des projets ;

- Le bureau du suivi de la réalisation des projets ;
- Le bureau du service public d'assainissement et de la protection de la ressource.

I.2.1.4. Le service de l'hydraulique agricole

Il est chargé de : (Journal officiel de la république Algérienne N°56, 5 septembre 2004)

- De participer à l'élaboration des programmes de développement de la petite et moyenne hydraulique ;
- D'assurer le suivi et la mise en œuvre des programmes de développement de la petite et moyenne hydraulique ;
- De veiller à l'application de la réglementation et des normes d'exploitation des infrastructures d'irrigation et de drainage ;

I.2.1.5. Le service de l'administration des moyens

Il est chargé de : (Journal officiel de la république Algérienne N°56, 5 septembre 2004)

- De participer à l'élaboration des budgets d'équipement et de fonctionnement et leur exécution ;
- De gérer et de veiller à la préservation du patrimoine ;
- D'instruire les affaires contentieuses.



Figure I- 2: Logo du la DRE d'Alger

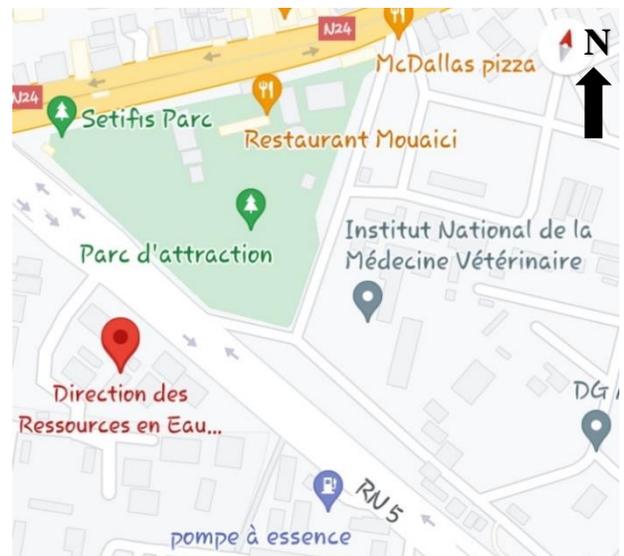


Figure I- 1: Localisation géographique de la DRE d'Alger

1.2.2. Organigramme de la DRE

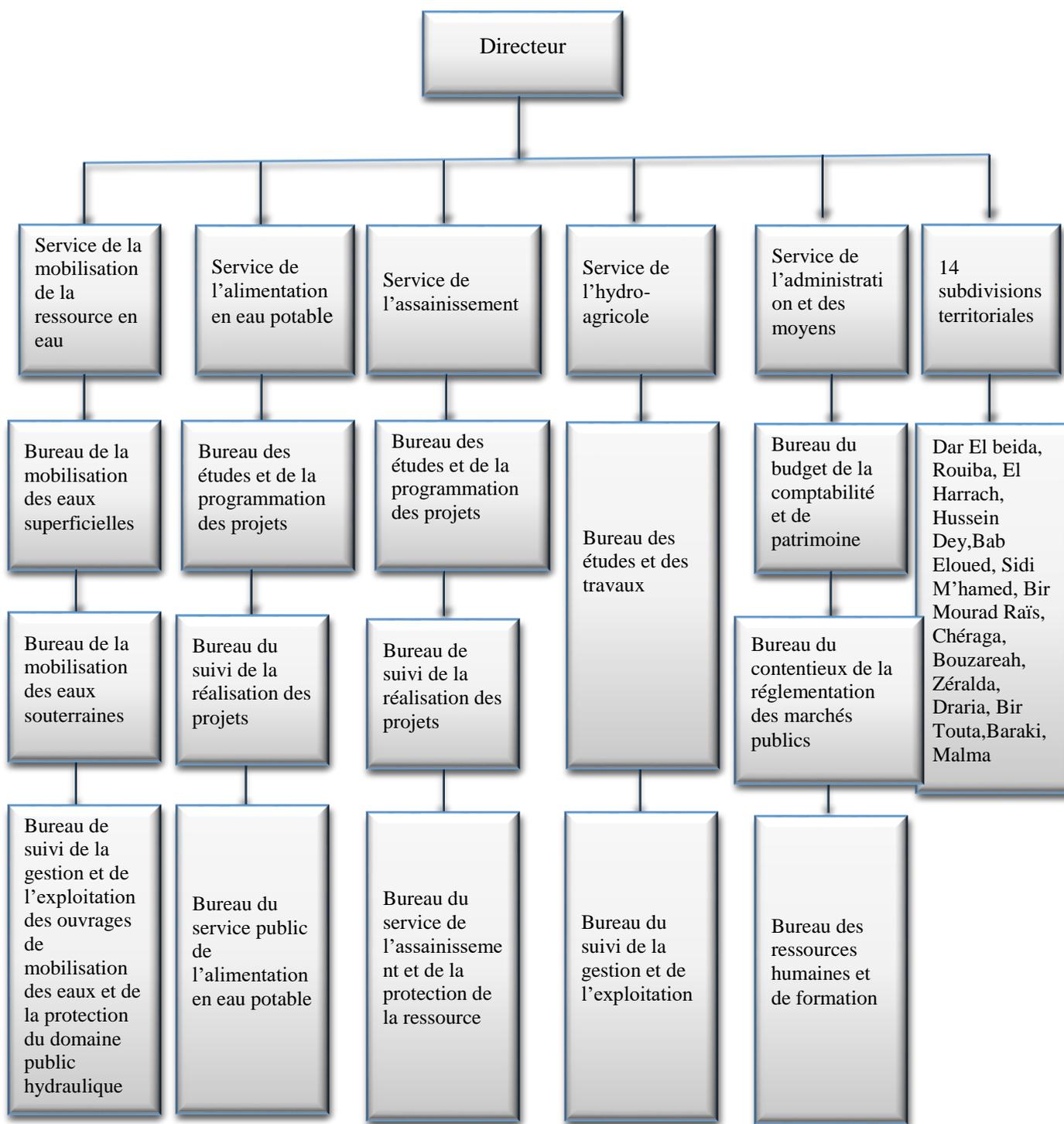


Figure I- 3: Organigramme de la DRE d'ALGER

I.3.Présentation du bureau d'étude ECH-Engineering El Baraka

ECH-Engineering El Baraka (Engineering, Environnement & Construction Hydraulique) est un bureau d'études de droit privé, crée en 2012, par un agrément délivré par le ministère des ressources en eau. Il est situé au niveau de la cité Daib Aissa n°15 Bordj El Kiffan wilaya d'Alger.

Il intervient dans plusieurs secteurs d'activité :

- Les aménagements hydrauliques urbains (conception des systèmes de l'Alimentation en eau potable et de l'assainissement des eaux usées), toutes les études de génie civil et les missions de maîtrise d'œuvre appliquées à ces aménagements, ces infrastructures et ses ouvrages hydrauliques.
- Les études d'aménagements touristiques et les études d'exécution VRD.

Fort de l'ensemble de ses compétences et de l'expérience acquise par les ingénieurs et des consultants dans la conception et la réalisation hydraulique du bureau d'étude, ECH-Engineering El Baraka est à même d'apporter au Maitre d'ouvrage toutes garanties quant à la réalisation des prestations objet de la mission.



Figure I- 5: Logo d'ECH Engineering El Baraka

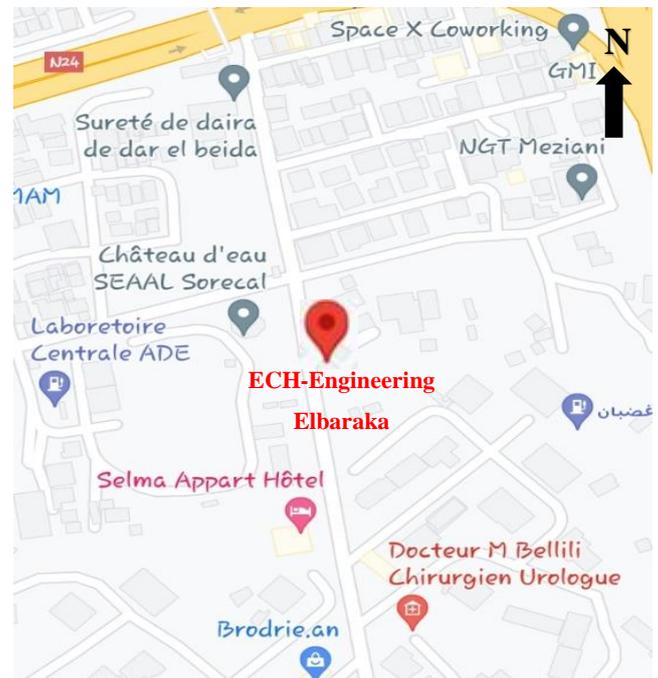


Figure I- 4: Localisation géographique du bureau d'étude ECH-Engineering El Baraka

I.4. Les activités effectuées pendant le stage

Durant mon stage de 3 mois, j'ai eu la chance d'assister aux études des divers projets d'assainissement et d'AEP dans le bureau d'étude ECH Engineering El Baraka où j'ai appris quelques notions de base sur les logiciels Covadis, Autocad et Google Earth.

J'ai également visité une station de relevage déjà existante ; une mini station de pompage située à Hai Chouhada wilaya d'Alger.

En présentiel j'ai fait une étude d'un projet en cours de réalisation intitulé « dimensionnement de la station de relevage Surcouf wilaya d'Alger » où j'ai pu utiliser toutes les connaissances théoriques obtenues au cours de ma formation et j'ai pu approfondir en tout ce qui concerne le dimensionnement des réseaux d'assainissement et des stations de relevage.

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la Direction des Ressources en Eau (DRE) d'Alger et ses services et ses divisions administratives ainsi que le bureau d'étude ECH Engineering El Baraka chargé de mon projet et ses secteurs d'activités.

Ce stage a été très enrichissant pour moi, car il m'a permis de découvrir le côté pratique de ma carrière professionnelle ainsi qu'il m'a permis de développer des nouvelles compétences telles que le travail de groupe, la communication professionnelle et en même temps j'ai réalisé mes tâches pour arriver à préparer mon mémoire de fin d'étude.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude et du projet existant

II.1. Introduction

Avant la mise en œuvre de ce projet ; l'étude de la zone d'étude ainsi que le projet existant est nécessaire pour connaître facteurs influençant la conception de ce dernier.

Dans ce chapitre on va s'intéresser sur la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques ainsi que le projet déjà existant dans la zone d'étude (problèmes et solutions).

II.2. Situation géographique de la zone d'étude

La localité de Surcouf appartient à la commune d'Ain Taya, circonscription administrative de Dar El Baida, elle est située à 1.5 Km de l'Ouest du chef lieux de la commune d'Ain Taya et à 27Km au Nord-Ouest de la capitale d'Alger, située sur la bande côtière Algéroise, limitée par :

- Au Nord par la Mer Méditerranée.
- A l'Ouest par le chef lieux de la commune d'Ain-Taya.
- Au Sud par la limite administrative de la commune de Heuraoua.
- A l'Est par la commune de Heuraoua et lac de Reghaia.

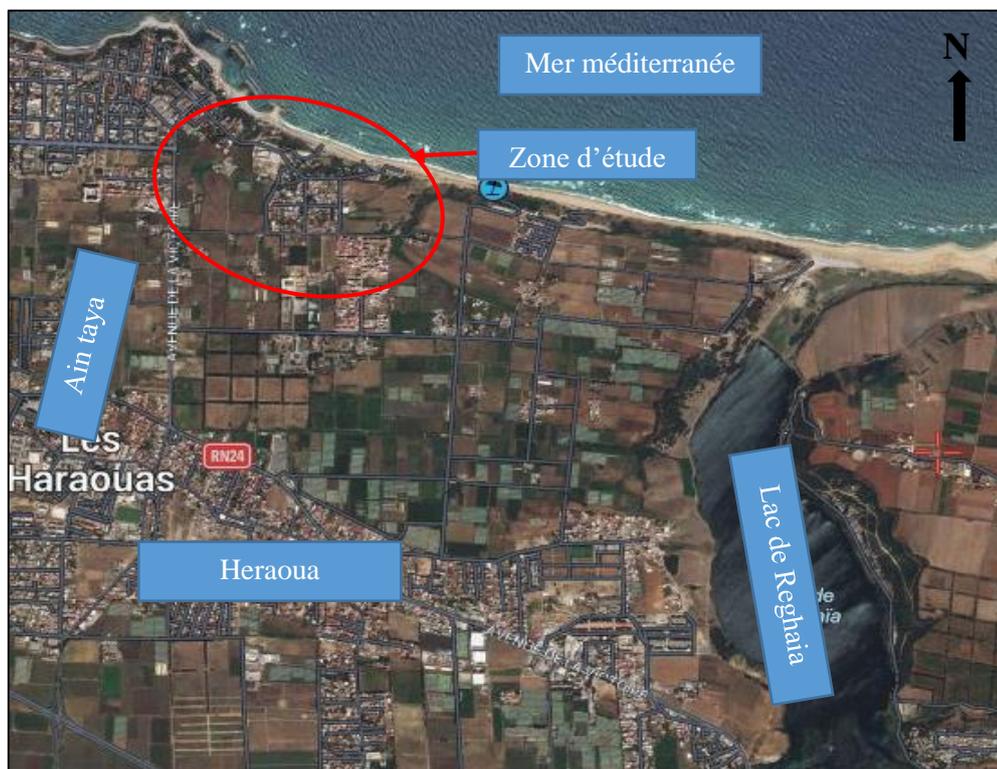


Figure II- 1: Situation géographique de la zone d'étude (Google earth, 2022)

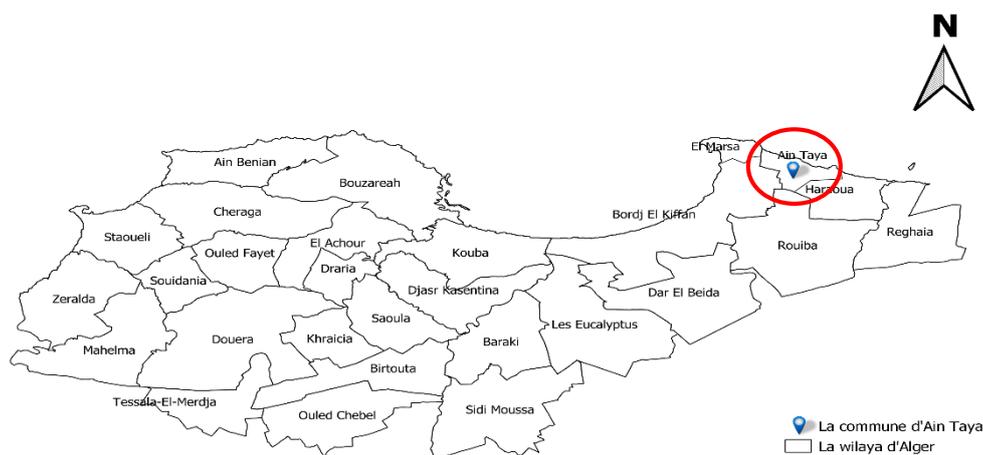


Figure II- 2: Localisation de la commune de Ain Taya

II.3.Caractérisations de la région d'étude

II.3.1. Le climat

L'analyse du climat est basée sur les données de la station météorologique du Lac de Réghaia pour les paramètres températures et précipitations, et la station de Dar El Baida pour le facteur de vent.

Le climat de la région d'étude est à caractère méditerranéen, marqué par une pluviométrie annuelle irrégulière. L'hiver à Ain Taya se caractérise par des précipitations bien plus importantes qu'en été. Mais c'est à temps remarquablement tempéré par la proximité de la mer dont les influences atténuent considérablement les amplitudes thermique, qui sont en toutes saisons inférieures à 10°C. (cimatedata)

II.3.1.1.Température

Le mois le plus chaud est celui d'Aout et juillet avec des températures moyennes respectives 26.8 et 25.75°C, les mois les plus froids sont celles de Janvier et Février avec une moyenne de 11.2 et 11.6°C.

Les maximales des températures moyennes sont enregistrés durant les mois de juillet et Aout soit 32 et 33.10°C et les minimales sont enregistrés aux mois de janvier et février soit 5.7 et 5.8°C.

Tableau II- 1: Valeurs de températures mensuelles entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia.

Mois	Jan	fév	mars	avr	Mai	juin	juil	aout	sep	oct	Nov	déc	Tot
Min	5.7	5.8	7.3	9	12.7	16.1	19.5	20.5	18.5	15.1	10.6	7.1	12.3
Max	16.7	17.5	19.3	21.6	24.7	28.9	32	33.1	30.3	26.7	21.4	18.1	24.1
Moyenne	11.2	11.6	13.3	15.3	18.7	22.5	25.75	26.8	24.4	20.9	16	12.6	18.2

(Office National de la Météorologie ONM)

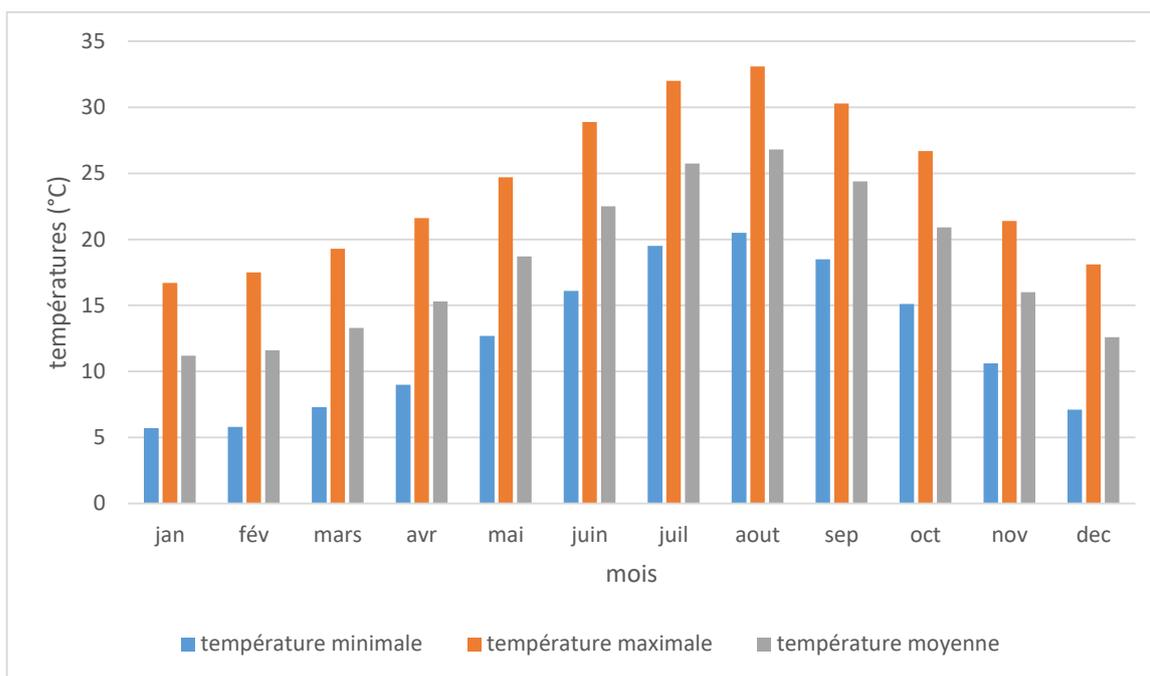


Figure II- 3: Températures entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia

II.3.1.2.Pluviométrie

L'analyse de la répartition mensuelle des précipitations, à partir des données de la station de référence, indique une répartition irrégulière des pluies. Globalement, la pluviométrie est importante en automne et en hiver avec un pic au mois de novembre reflétant une des caractéristiques du climat méditerranéen, et devient presque nulle en été.

Tableau II- 2: Précipitations moyennes entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Tot
P (mm)	78.2	73.6	60	55.4	42.2	9.8	3.4	10.6	31.8	50.2	99.2	97.4	611.8

(Office National de la Météorologie ONM)

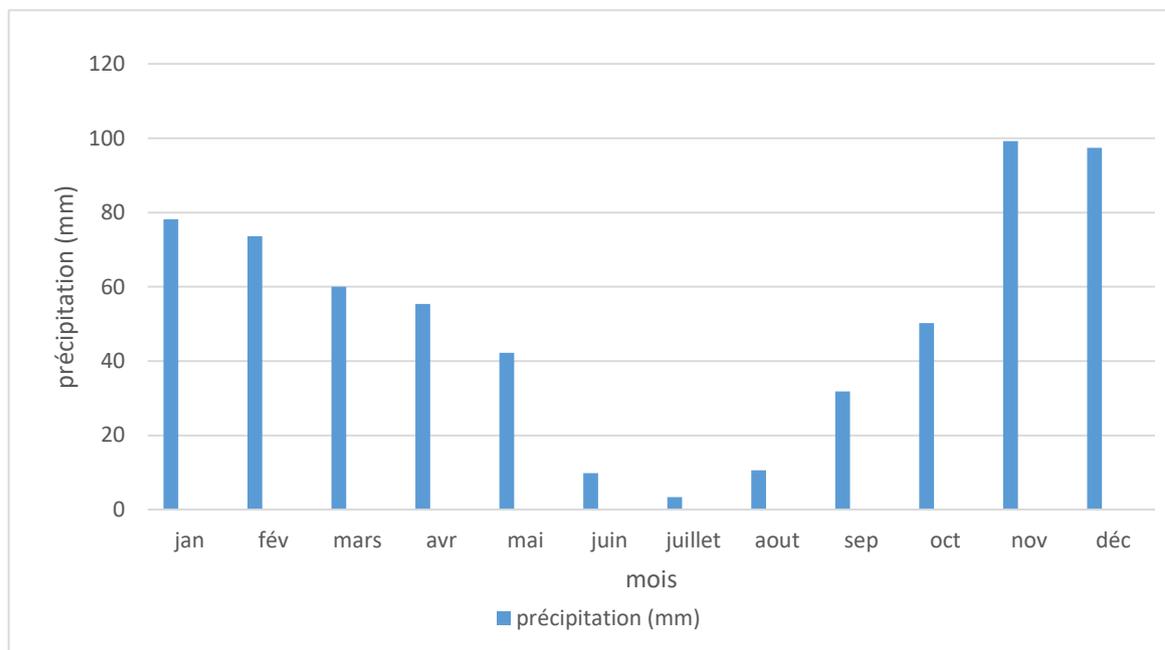


Figure II- 4: Précipitations moyennes entre 1985 et 2014 de la station de Réghaia.

II.3.1.3. Les vents

Les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse du vent varient de 2.3 m/s enregistré en mois d'octobre à 4.07m/s obtenu au mois du décembre.

Tableau II- 3: Vitesse moyenne du vent de la station de Réghaia entre 1985 et 2014

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Vent (m/s)	2.5	2.7	2.8	2.95	2.8	3	2.9	2.7	2.62	2.3	2.55	4.07

(Office National de la Météorologie ONM)

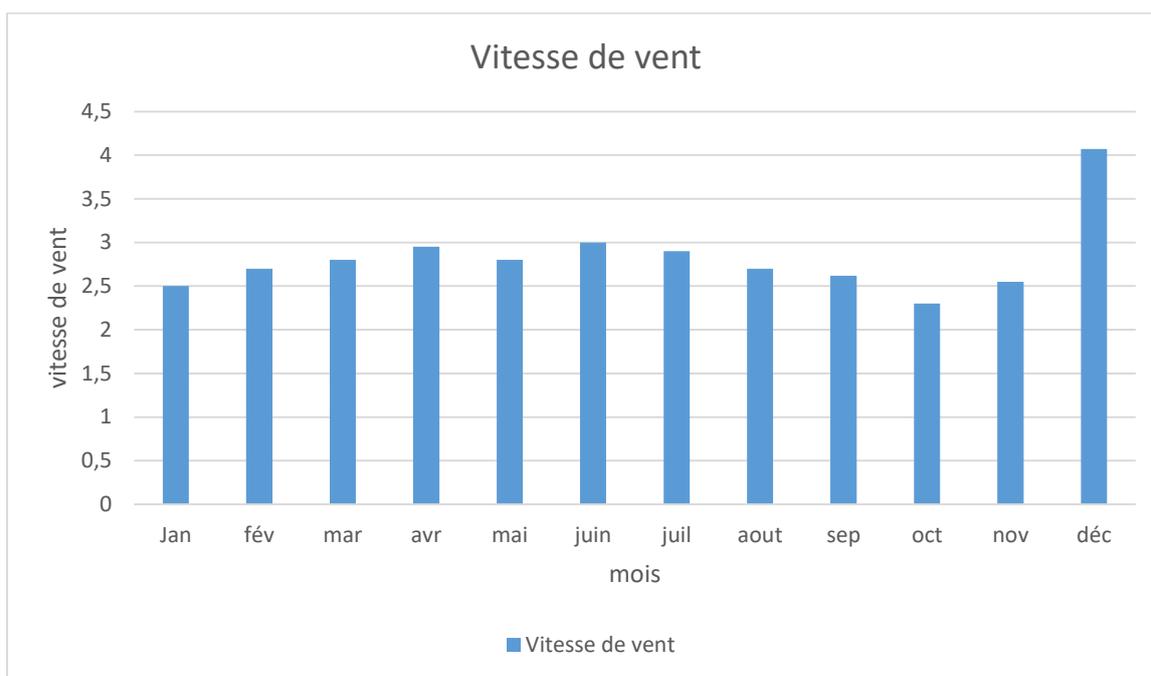


Figure II- 6: Vitesse moyenne du vent de la station de Réghaia entre 1985 et 2014.

II.3.1.4.Régime saisonnier de pluviométrie

La répartition saisonnière des pluies est de type HAPE (Hiver Automne Printemps Eté), avec un maximum de pluie durant la période hivernale 249.20 mm soit 41% des pluies moyennes annuelles, suivi par l'automne et le printemps avec une pluviométrie supérieure à 150 mm, soit des pourcentages respectifs de 29.62% et 25.76%. La saison sèche est représentée par l'été avec une part de 3% environ, avec 23.80 mm.

Tableau II- 4: Régime moyen saisonnier de pluviométrie (période 1985-2014).

Saison	Moyenne de pluviométrie (mm)	Pourcentage (%)
Hiver	249.20	40.73
Printemps	157.60	25.76
Eté	23.80	3.89
Automne	181.20	29.62

(Office National de la Météorologie ONM)

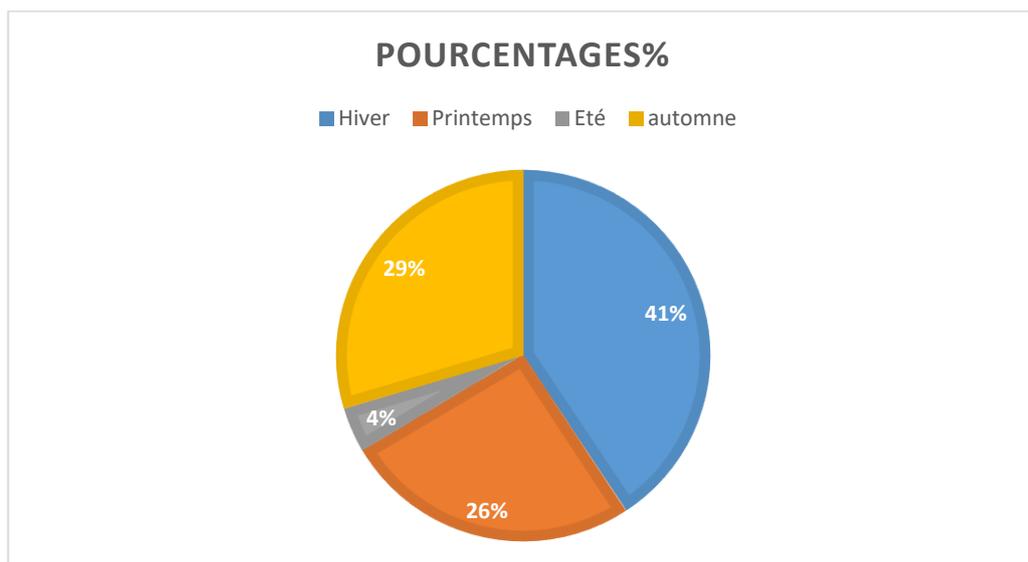


Figure II- 7: Régime saisonnier de pluviométrie de la station du lac Réghaia

II.3.1.5.Humidité

L'humidité dépasse les 92%, avec des maximums enregistrés en décembre et en janvier, soit des valeurs dépassant les 95%. Et cela dû à la proximité de la zone d'étude de la mer.

Tableau II- 5: Variation mensuelle de l'humidité relative de la station de Réghaia (1985et2014)

Mois	Jan	fév	mars	avr	Mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
Min	95.2	95.9	95.9	95.9	95.7	93.8	92.4	92.07	92.4	93.9	94.3	95.5
Max	95.3	96	95.6	96	96	94	95.6	92.1	92.6	94.1	94.5	95.5

(Office National de la Météorologie ONM)

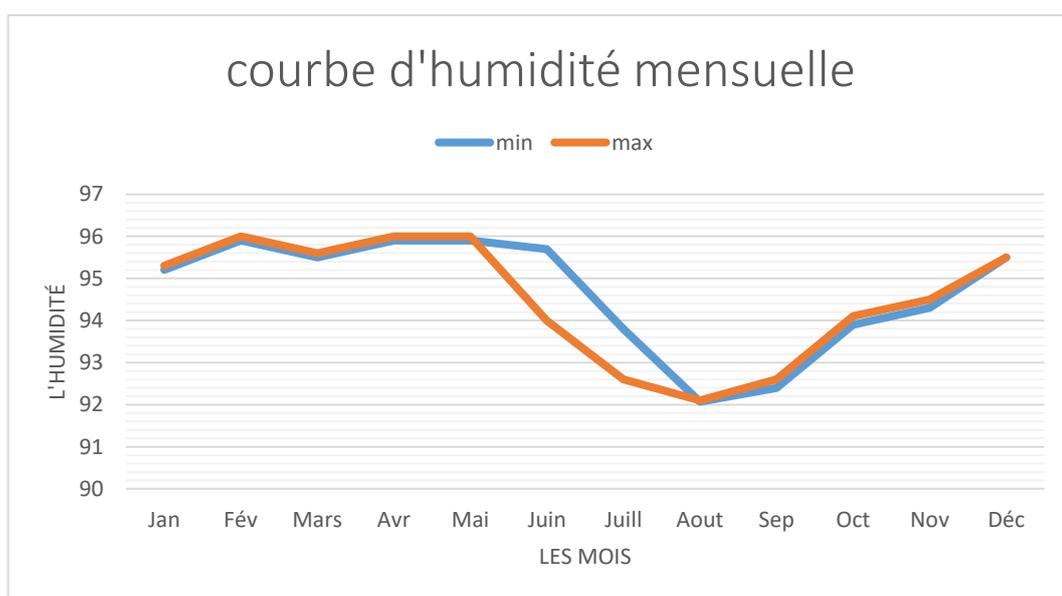


Figure II- 8: Courbe d'humidité mensuelle de la station de Réghaia

II.4. Présentation du projet existant

Depuis bien longtemps, le quartier de Surcouf est considéré comme une localité vierge. A Partir des années 90, cette localité a connu une extension urbaine importante. Suite à cet accroissement démographique, il y a eu une augmentation importante des quantités des rejets liquides, dans la plupart des cas, les cours d'eau sont les principaux exutoires de ces effluents.

Il existe un mini poste de relevage à Surcouf PR 16-72 (PR= poste de relevage ; 16= ALGER. 72= numéro de la station), réalisé par les services de l'Hydraulique en 2008 ; c'est un ouvrage de petite capacité, installé au niveau de la localité de Hai Chouhada. Il est à signaler, que ce poste de relevage est préalablement dédié uniquement pour prendre en charge des débits usés de la localité du Hai Chouhada et le lotissement Mimouni, mais actuellement desservant même plusieurs localités de la commune de Heuraoua le cas des Haouchs (Boudhar 01, Boudhar 02, Boudhar 03, Boudhar 04, Boudhar 05, Kihel 01, Kihel 02, la cité Déca-plage sud et l'institut Technologique agricole) (Voir la figure II-9), ce qui nous a conduit de conclure que cette mini-station est largement dépassée.

II.4.1. Les problèmes existants

- L'incapacité hydraulique de PR 16-72 de prendre en charge les débits entrants ;
- La présence des quartiers non assainies dans la zone d'étude : complexe sportif, quartier 40 habitations précaires, la partie ouest de Hai Chouhada.

II.4.2. Les solutions proposées

Les solutions adoptées se résument comme suit :

- La projection des collecteurs pour assainir l'ensemble des localités non assainies (40 habitations précaires, Hai chouhada Ouest et le complexe sportif) ;
- A cause de la topographie du terrain, on va projeter une nouvelle station de relevage qui va prendre en charge les eaux suivantes :

- Les eaux de Hai Chouhada Est ;
- L'excès des eaux usées de PR 16-72
- Les eaux des nouveaux collecteurs.

Pour régler le problème de dépassement de PR 16-72 en matière de débit.

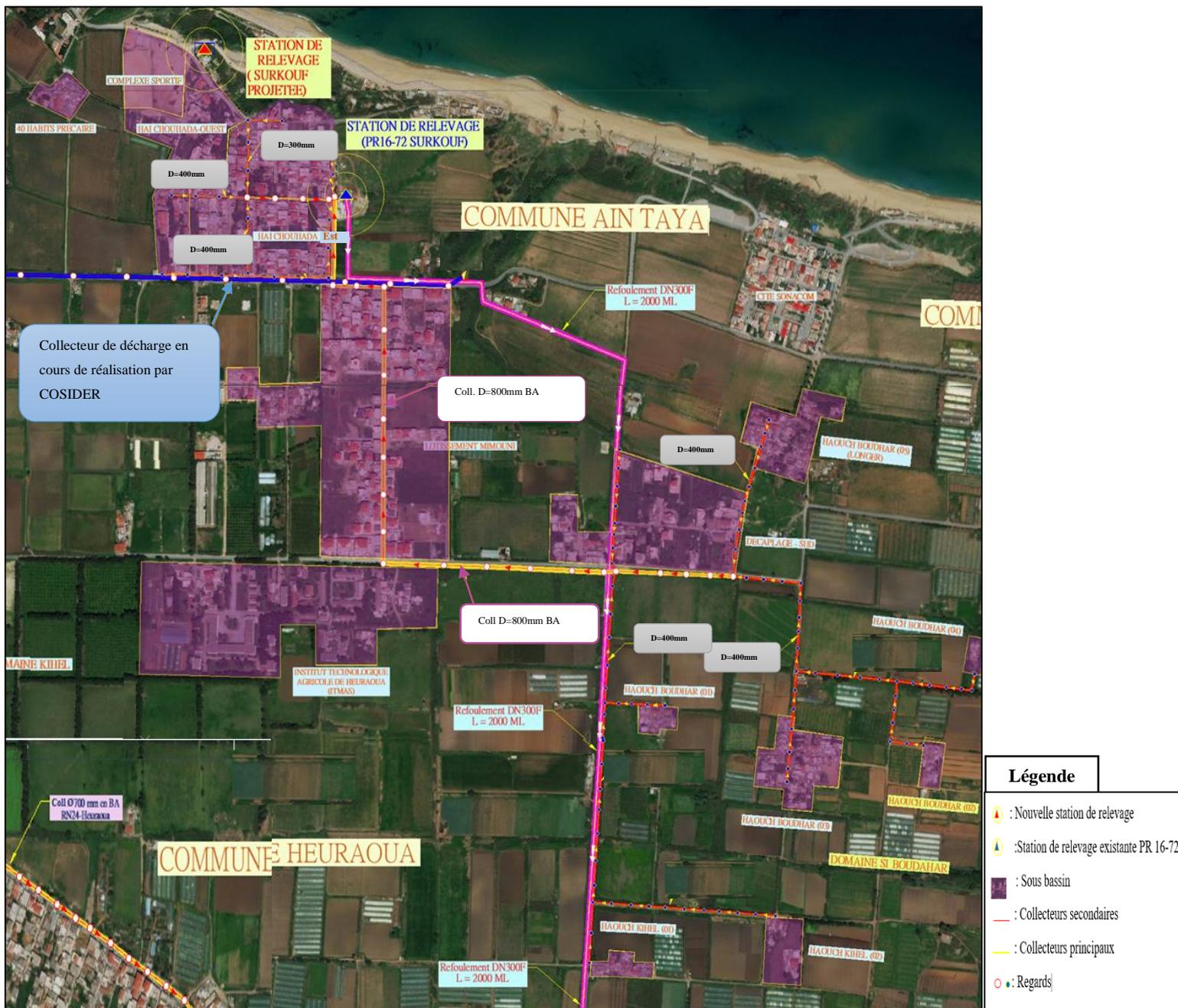


Figure II- 9: Carte satellitaire qui montre le réseau d'assainissement déjà existant et l'ensemble des zones (quartiers) à assainir

II.5. Présentation du projet à étudier

Le présent projet intitulé « Dimensionnement d'une nouvelle station de relevage à Surcouf » est un projet en cours de réalisation qui consiste à :

- Projeter un réseau d'assainissement unitaire pour assainir les trois sous bassins de la zone d'étude non assainies (Hai Chouhada Ouest, complexe sportif et 40 habitations précaires);
- Réaliser une nouvelle station de relevage qui va prendre en charge les eaux usées des quatre sous bassins de la zone (les trois sous bassins suscités plus Hai Chouhada Est) ainsi que l'excès des eaux usées de PR 16-72 et les évacuer vers le point de rejet (un autre collecteurs réalisé par COSIDER de diamètre $D=1000\text{mm}$).

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la zone d'étude (sa situation géographique et ses caractéristiques) ainsi le projet existant et ses défaillances dont le projet de notre étude consiste à régler ces anomalies.

La région d'étude « Surcouf » appartient à la commune d'Ain Taya, c'est une zone touristique avec un climat méditerranéen. Les quartiers non assainies dans Surcouf seront assainies par un réseau d'assainissement unitaire.

On va projeter une station de relevage à Surcouf pour prendre en charge les eaux usées de la zone d'étude ainsi que l'excès des eaux usées de PR 16 - 72 et les évacuer vers le point de rejet.

Dans le prochain chapitre, on va estimer les débits des eaux usées et pluviales à évacuer.

Chapitre III
Evaluation des débits à évacuer

III.1.Introduction

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

Donc dans ce chapitre, on va délimiter les sous bassins de la zone d'étude et évaluer les débits d'eaux usées, pluviales et totaux à évacuer à l'horizon futur (2050) ensuite on va évaluer le débit à évacuer par chaque collecteur à projeté.

III.2.Les sous bassins versant de la zone d'étude

Un bassin versant est une portion de territoire dont les eaux ont un exutoire commun. Lorsqu'un bassin versant est subdivisé en de plus petites unités, on parle de sous bassin versant. (Réseau d'assainissement des eaux sous bassins versant, 2022)

On a fait la délimitation des sous bassins à l'aide de logiciel de Google Earth. Elle est faite selon le réseau d'assainissement existant (pour toute agglomération connectée au collecteur principal c'est un sous bassin versant)

Nous avons quatre (04) sous bassins appartenant à la zone d'étude qui sont : Hai Chouhada Est, Hai Chouhada Ouest, le complexe sportif et les 40 habitations précaires. (Voir la figure III-1)

Les 10 sous bassins versants : Kihel 01, Kihel 02, Boudhar 01, Boudhar 02, Boudhar 03, Boudhar 04, Boudhar 05, déca-plage sud, Institut Technologique Agricole (ITMAS) et lotissement Mimouni n'appartient pas à la zone d'étude (voir la figure III-1), mais ils rejettent leurs eaux usées dans le réseau d'assainissement déjà existant qui mène vers la mini station de relevage déjà existante PR 16-72 et c'est pour cela PR 16-72 est largement dépassée.

III.3. Evaluation des débits d'eau pluviale

III.3.1. Méthode utilisée

On utilise la méthode rationnelle ; en effet c'est une méthode parfaitement appropriée aux bassins versants urbains. Elle est facilement applicable pour les agglomérations de petites surfaces (généralement inférieure à 10ha) le résultat est encore meilleure pour des aires plus faibles. Elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30min.

La formule générale de calcul est la suivante :

$$Q_p = \alpha \cdot C_r \cdot A \cdot i \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

Q_p : débit pluvial (l/s) ou bien (m³/s) ;

C_r : coefficient de ruissellement (0 < C_r < 1) qui est égal au rapport du volume d'eau ruisselé au volume précipité ;

A : superficie du bassin versant (ha) ;

α : coefficient correcteur de l'intensité ;

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

III.3.2. Estimation de coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement (C_r) est le rapport entre le volume d'eau qui ruisselle sur une surface et le volume d'eau tombé sur la même surface.

Sa valeur varie entre (0.01-1) et dépend de plusieurs facteurs nous citons :

- ✓ La nature du sol (surface du terrain) ;
- ✓ L'inclinaison du terrain (pente moyenne) ;
- ✓ Densité de la population ;
- ✓ Le mode d'occupation du sol.

Vu la non-uniformité de la répartition de la population sur la totalité de notre zone d'étude et tenant compte que le bassin versant présente une pente plus ou moins uniforme de l'amont vers l'exutoire ; nous avons estimé le coefficient de ruissellement selon la densité de la population, la nature des surfaces drainées et les quartiers.

Tenant compte les données des trois tableaux (Voir annexe) et de trois paramètres (la densité de la population, la nature des surfaces drainées et les quartiers), nous avons estimé le coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin versant et les résultats de cette estimation sont présentés dans le tableau III-1.

$$C_{rt} = \frac{\sum C_{ri} S_i}{\sum S_i} \quad \text{(III-2)}$$

Tableau III- 1: Résultats de l'estimation de coefficient de ruissellement des différents sous bassins versant de la zone d'étude

Sous bassin versant	Superficie (ha)	Coefficient de ruissellement
Hai Chouhada (partie Est)	6.3	0.30
Hai Chouhad (partie Ouest)	3.1	0.35
Complexe sportif	1.4	0.40
40 habits précaires	0.5	0.15

III.3.3. Estimation de l'intensité moyenne de précipitation

L'intensité moyenne de précipitation est donnée par le bureau d'étude :

$$I = 152,735 \text{ l/s/ha}$$

Tableau III- 2: Evaluation des débits d'eaux pluviales de la zone d'étude

Sous bassin	Superficie (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Qp (l/s)	Remarque
HAI CHOUHADA Est	6.3	0.3	1	152.735	288.669	Ce sous bassin est déjà raccordé au PR 16-72
HAI CHOUHADA (partie Ouest)	3.1	0.35	1	152.735	165.717	Ces sous bassin ne sont pas raccordés au PR 16-72
COMPLEXE SPORTIF	1.4	0.4	1	152.735	85.531	
40 HABITS PRECAIRES	0.5	0.15	1	152.735	11.455	
Somme					551.372	

III.4.Évaluation des débits d'eaux usées

III.4.1.Estimations de la population sur l'ensemble du bassin

L'estimation de la population est l'un des facteurs déterminant dans une étude d'assainissement. L'estimation du nombre d'habitants pour chaque sous bassin versant et pour les horizons futurs est basée sur la répartition spatiale de la population par cité et par quartier.

L'estimation du nombre d'habitants pour les horizons futurs, est exprimée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + \tau)^N \quad \text{(III-3)}$$

P_t : nombre d'habitants à l'horizon futur (2022 et 2050) ;

P_0 : nombre d'habitants à l'année de référence (2020) ;

τ : taux d'accroissement en % ; pour notre cas $\tau=1.60\%$; (BARAKA, 2022)

N : écart d'années entre les deux horizons ; pour 2022 (année actuelle) $N= 2$; pour l'horizon future 2050 $N=30$.

Tableau III- 3: Résultats de l'estimation de la population pour les horizons 2022 et 2050.

Sous bassin	Nbre d'habitants 2020	Nbre d'habitants 2022	Nbre d'habitants 2050
Hai Chouhada (Partie Est)	3600	3716	5796
Hai Chouhada (Partie Ouest)	1700	1755	2737
Complexe Sportif	500	500	500
40 Habits Précaires	400	413	644

III.4.2. Estimation des débits des eaux usées domestiques

Le débit des eaux usées moyen journalier est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{Pt \times D}{24 \times 3600} \tag{III-4}$$

$$Q_{\text{moy usé}} = C_{rj} \times Q_{\text{moyj}} \tag{III-5}$$

Avec :

Pt : Le nombre d'habitants pour l'horizon futur ;

D : Dotation en eau potable, pour notre cas D= 200 l/j/hab

C_{rj} : coefficient de rejet, 80% de la quantité d'eau potable consommée.

Le coefficient de pointe est donné par la relation suivante :

$$\text{Si } Q_{\text{moyj}} > 2.80 \text{ l/s : } \dots\dots\dots K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{(Q_{\text{moyj}})}} \tag{III-6}$$

$$\text{Si } Q_{\text{moyj}} < 2.80 \text{ l/s : } \dots\dots\dots K_p = 3 \tag{III-7}$$

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{pte usé}} = K_p \times Q_{\text{moy usé}} \text{ (l/s)} \tag{III-8}$$

Les résultats de calcul des débits d'eaux usées pour l'horizon futur (année 2050) sont donnés dans les tableaux représentés ci-dessus :

Tableau III- 4: Evaluation des débits des eaux usées des localités de bassin versant de la zone d'étude (Horizon 2050).

Sous bassin	Superficie (ha)	τ	Nbre d'habitant 2050 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Q moyj 2050 (l/s)	Qmoy usé 2050 (l/s)	KP	Qpte 2050 (l/s)
Hai chouhada Est	6.3	0.016	5796	200	13.416	10.773	2.263	24.290
Hai chouhada Ouest	3.1	0.016	2737	200	6.335	5.068	2.610	13.231
Complexe sportif	1.4	0.016	500	100	0.579	0.463	3	1.389
40 habits precaires	0.5	0.016	644	200	1.491	1.193	3	3.578
Somme								42.488

III.5.Estimation des débits totaux

Revenons des résultats d'estimation des débits d'eau usée et pluviale de l'ensemble du bassin versant, on va procéder au calcul des débits totaux. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III-5.

$$Q_t = Q_{\text{pte usé}} + Q_p \quad (\text{l/s}) \quad (\text{III-9})$$

Avec :

Q_t : le débit total (l/s)

$Q_{\text{pte usé}}$: le débit de pointe usé (l/s)

Q_p : le débit de pointe pluviale (l/s)

Tableau III- 5: Evaluation des débits totaux de la zone d'étude à l'horizon de 2050

Sous bassin	Qpte usé	Qp	Qt
Hai chouhada Est	24.290	288.669	312.959
Hai chouhada Ouest	13.231	165.717	178.948
Complexe sportif	1.389	85.531	86.92
40 habits precaires	3.578	11.455	15.033
Somme	42.488	551.372	593.86

III.6. Evaluation des débits par les collecteurs à projeter

Il est à signaler que le débit provenant de la mini station de relevage existante est donné par le bureau d'étude : $Q_{usé}=80\text{l/s}$.

III.6.1. Méthode de calcul

Pour faire la répartition des débits par chaque tronçon, les données suivantes sont indispensables :

- Le linéaire total de collecteur LT (m) ;
- Le linéaire de chaque tronçon du collecteur Lt (m) ;
- Le débit total évacué par le collecteur QT (m^3/s) ;
- Le débit usé évacué par le collecteur Qu (m^3/s).

Les étapes de calcul sont les suivantes :

1. On calcule le débit à répartir :

$$Q_r = \frac{QT}{LT} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad \text{(III-10)}$$

2. On calcule le débit de premier tronçon :

$$Q_{t1} = Q_r \times Lt1 \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad \text{(III-11)}$$

3. On calcule le débit de deuxième tronçon :

$$Q_{t2} = (Q_r \times Lt2) + Q_{t1} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad \text{(III-12)}$$

4. On calcule le débit des autres tronçons :

$$Q_{tn} = (Q_r \times Ltn) + Q_{t(n-1)} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad \text{(III-13)}$$

On utilise le même procédé de calcul pour les eaux usées ; on remplace juste le débit total par le débit usé.

NB : le débit du dernier tronçon d'un collecteur doit être égal au débit évacué par ce collecteur.

III.6.2. Résultats de calcul

Tableau III- 6: Résultats de la répartition des débits par chaque tronçon

Le collecteur	localité	Linéaire totale (m)	QT (m³/s)	Qusé (m³/s)	Répartition des débits par tronçons			
					tronçon	L (m)	Qusé (m³/s)	QT (m³/s)
C1	Evacue les eaux de Hai Chouhada Est	128.3	0.312	0.0242	R52-R57	46,00	0.00867	0.1117
					R57-R58	40,00	0.01622	0.2089
					R58-R59	42,30	0.0242	0.312
C2	Evacue l'excès d'eaux de PR 16 - 72	75	0.08	0.08	R56-R55	15	0.08	0.08
					R55-R54	20	0.08	0.08
					R54-R53	20	0.08	0.08
					R53-R52	20	0.08	0.08
C3	Evacue les eaux de C1+C2	67.5	0.392	0.1042	R52 -R51	25	0.1042	0.392
					R51-R50	25	0.1042	0.392
					R50-R49	17.5	0.1042	0.392
C4	Evacue 1/3 de Hai Chouhada Ouest	156	0.05967	0.0044	R48-R47	12	0.000338	0.0045
					R47-R46	12	0.000705	0.0091
					R46-R45	12	0.00104	0.0137
					R45-R44	12	0.00138	0.0183
					R44-R43	12	0.00172	0.0229
					R43-R42	12	0.00205	0.0275
					R42-R41	12	0.00239	0.0321
					R41-R40	12	0.00273	0.0367
					R40-R39	20	0.00329	0.0443
					R39-R38	20	0.00386	0.0520
R38-R49	20	0.00443	0.0596					
C5	Evacue les eaux de C3 et C4	20	0.4516	0.1086	R49 -R6	20	0.1086	0.4516
C6	Evacue 2/3 de Hai Chouhada Ouest	267.5	0.1192	0.0088	R37-R36	15	0.000493	0.0066
					R36-R35	30	0.00145	0.0201
					R35-R34	35	0.00257	0.0357
					R34-R33	25	0.00337	0.0468
					R33-R32	25	0.00417	0.0579
					R32-R31	17.5	0.00473	0.0657
					R31-R30	30	0.00569	0.0792
					R30-R29	30	0.00665	0.0927
					R29-R28	35	0.00777	0.1083
R28-R27	25	0.0088	0.1192					
C7	Evacue 2/3 de 40 habitations précaires	132.5	0.0094	0.0023	R26-R25	20	0.00034	0.0010

					R25-R24	15	0.00059	0.0021
					R24-R23	22.5	0.00097	0.0037
					R23-R22	15	0.00123	0.0047
					R22-R21	10	0.00140	0.0054
					R21-R20	30	0.00191	0.0076
					R20-R19	20	0.0023	0.0094
C8	Evacue 1/3 de 40 habitations précaires	82.5	0.005	0.0011	R18-R17	30	0.0004	0.0018
					R17-R16	12.5	0.00056	0.0025
					R16-R15	15	0.000765	0.0034
					R15-R14	15	0.000965	0.0043
					R14-R13	10	0.0011	0.005
C9	Evacue les eaux de C7 et C8	179.98	0.0144	0.0035	R19-R13	37.5	0.0035	0.0144
					R13-R12	25	0.0035	0.0144
					R12-R11	25	0.0035	0.0144
					R11-R10	30	0.0035	0.0144
					R10-R9	35	0.0035	0.0144
					R9-R27	27,48	0.0035	0.0144
C10	Evacue les eaux de C6 et C9	85	0.1336	0.0123	R27-R8	35	0.00506	0.0549
					R8-R7	25	0.0086	0.0942
					R7-R6	25	0.0123	0.1334
C11	Evacue les eaux de C5 et C10	45	0.585	0.1209	R6 –R5	45	0.1209	0.585
C12	Evacue les eaux de complexe sportif	60.75	0.086	0.0013	R1-R2	10	0.0013	0.086
					R2-R3	15	0.0013	0.086
					R3-R4	15	0.0013	0.086
					R4-R5	20.75	0.0013	0.086

Voir le schéma IV- 1 et les figures IV- 21 ; IV- 32 ; IV- 43 ; IV- 54 ; IV- 65 ; IV- 76 ; IV-87 ; IV- 98.

III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer pour chaque sous bassin de la zone d'étude. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales. Les résultats dégagés sont les suivants :

- Nous avons quatre sous bassins versants dans la zone d'étude : Hai Chouhada Ouest, Hai Chouhada Est, 40 habitations précaires et le complexe sportif ;
- Pour le sous bassin de Hai Chouhada Est dont la population $P=5796$ hab:
 - o Le débit totale $QT= 312.959$ l/s ;
 - o Le débit usée $Qu= 24.290$ l/s.
- Pour le sous bassin de Hai Chouhada Ouest dont la population $P=2737$ hab:
 - o Le débit totale $QT= 178.948$ l/s ;
 - o Le débit usée $Qu= 13.231$ l/s.
- Pour le sous bassin de Complexe sportif Ouest dont la population $P=500$ hab:
 - o Le débit totale $QT= 86.92$ l/s ;
 - o Le débit usée $Qu= 1.389$ l/s.
- Pour le sous bassin de 40 habitations précaires Ouest dont la population $P=644$ hab:
 - o Le débit totale $QT= 15.033$ l/s ;
 - o Le débit usée $Qu= 3.578$ l/s.
- Le débit de la mini station de relevage existante PR 16-72 $QT=Qusé= 80$ l/s ;

Donc les débits à évacuer $Qt= 673.86$ l/s et $Qusé= 122.488$

Dans le prochain chapitre, on va faire le calcul hydraulique et dimensionnement des collecteurs.

Chapitre IV

Conception hydraulique des nouveaux collecteurs

IV.1.Introduction

Dans le but d’assainir toute la zone d’étude; on va projeter des nouveaux collecteurs qui vont assurer l’évacuation des eaux usées vers la nouvelle station de relevage qu’on va dimensionner dans le prochain chapitre et les eaux pluviales vers un Oued avoisinant à partir d’un collecteur en cours de réalisation par COSIDER.

Donc une fois que la totalité des débits fut déterminée dans le chapitre précédent, on passe au dimensionnement des nouveaux collecteurs tout en respectant certaines normes d’écoulement du point de vue sanitaire (la vitesse et la pente).

IV.2.Notions théoriques

IV.2.1.Systèmes d’évacuation des eaux usées et pluviales

IV.2.1.1.Le système unitaire

Dont l’évacuation des eaux usées et pluviales est assurée par un même collecteur.

Tableau IV- 1: Avantages et inconvénients de système unitaire

Avantages	Inconvénients
Economique : un seul réseau à construire et à gérer (cout plus bas)	Pollution relative du milieu récepteur : le déversoir d’orage remplisse souvent mal son rôle ; le mélange est eaux usées et eaux pluviales peuvent être fortement pollués.
La simplicité : toute erreur de branchement exclue.	Perturbation de fonctionnement de la station d’épuration : en effet la composition de mélange des eaux usées et les eaux pluviales est différente de celles des eaux usées seules.

(rezig, cours assainissement, 2021-2022)

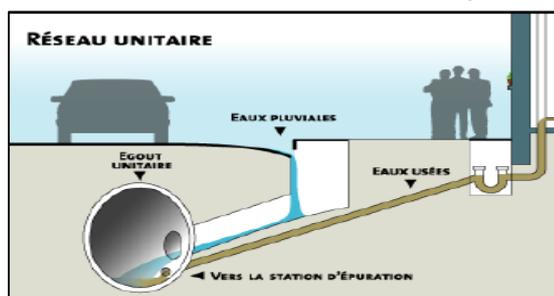


Figure IV- 1: Réseau unitaire

V.2.1.2. Système séparatif

Il se compose de deux conduites distinctes ; une pour les eaux usées et l'autre pour les eaux pluviales :

- Réseau pluviale : il évacue les eaux d'origine pluviales, il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.
- Réseau d'eaux usées : il évacue les eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville.

Tableau IV- 2: Avantages et inconvénients de système séparatif

Avantages	Inconvénients
Régularité du débit (faible variation des eaux usées a niveau d'une agglomération)	Mise en œuvre du système séparatif (cout élevé)
La station d'épuration est simplement dimensionnée.	Problème de raccordement
Fonctionnement efficace de la station d'épuration	Pollution des eaux des premières pluies

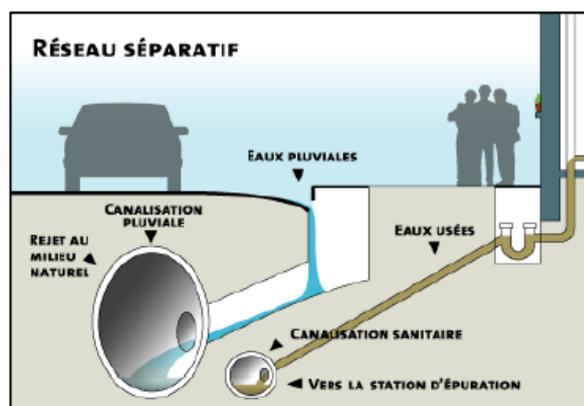


Figure IV- 2: Réseau séparatif

V.2.1.3. Système pseudo séparatif

Il se compose d'une partie unitaire et une partie séparative ; c'est un système où les eaux pluviales sont divisées en deux parties :

- L'une provenant des surfaces des voiries (les eaux de ruissellement sur les chaussées et du bassin versant) qui s'écoulent par ouvrages particuliers (caniveaux, fossés avec évacuation directes dans la nature) ;
- L'autre provenant des toitures, cours intérieurs jardin qui déversent dans le réseau d'eaux usées.

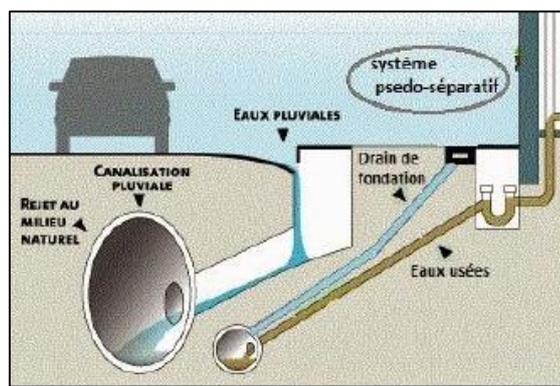


Figure IV- 3: Système pseudo séparatif

IV.2.2. Le choix de système d'évacuation

Le choix se fait selon les conditions techniques et locales (topographie des lieux), les conditions d'ordre économique et les considérations urbanistiques.

Pour notre projet, on a choisi le système unitaire ; généralement en Algérie le système unitaire est le plus utilisé à cause de ses avantages.

IV.2.3. Les différents schémas d'évacuation

IV.2.3.1. Schéma perpendiculaire

Il est utilisé beaucoup dans les villes et les communs ruraux qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus rapides sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

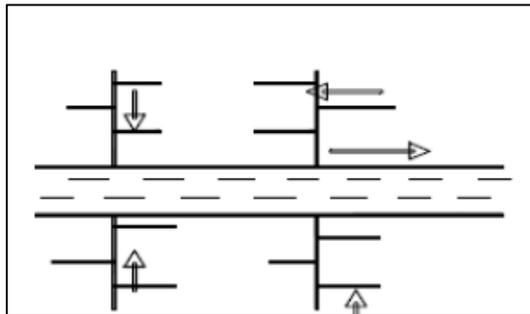


Figure IV- 4: Schéma perpendiculaire (El-Islam, 2019)

IV.2.3.2. Schéma à déplacement latéral

Ce type de tracé permet de faire passer les eaux par un même point d'épuration en disposant d'un seul collecteur latéral à la rivière si la pente de celle-ci est suffisante. Son désavantage principal est qu'il nécessite souvent des relèvements.

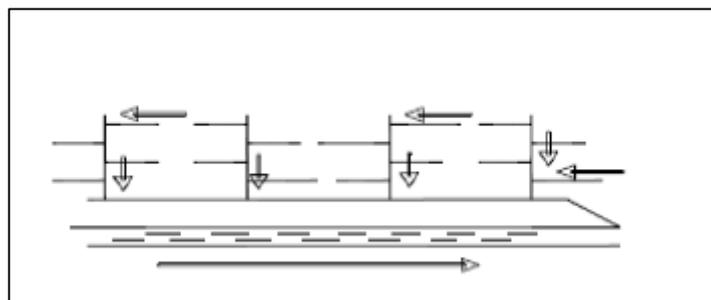


Figure IV- 5: Schéma à déplacement latéral (El-Islam, 2019)

IV.2.3.3. Schéma à collecteur transversal (oblique)

Ce schéma comporte des ramifications, des collecteurs (réseaux secondaires) qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en présence d'une forte pente.

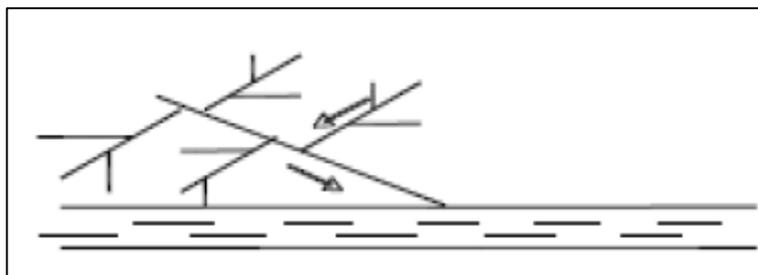


Figure IV- 6: Schéma à collecteur oblique (El-Islam, 2019)

IV.2.3.4. Schéma à collecteur étagé

Ce schéma est une reproduction du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

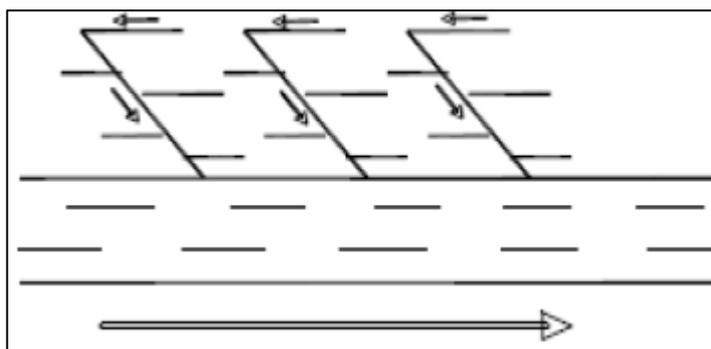


Figure IV- 7: Schéma à collecteur étagé. (El-Islam, 2019)

IV.2.3.5. Schéma type radial

Ce schéma est utilisé lorsque le terrain est plat, fait converger toutes les eaux vers un point unique, d'où elles seront pompées (relevage) vers le point de rejet.

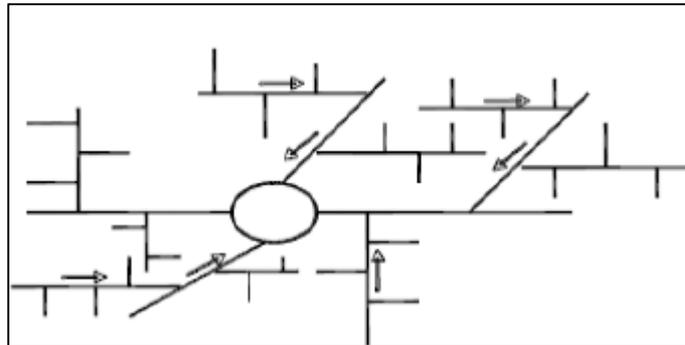


Figure IV- 8: Schéma type radial. (El-Islam, 2019)

IV.2.4. Choix de schéma d'évacuation

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques : le cout et les frais d'investissement et d'entretien ;
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;

Pour notre cas, en tenant compte les conditions suscitées comme la topographie du terrain (pentes faibles) ; le schéma type radial est retenu.

IV.2.5. Les ouvrages du réseau d'assainissement :

IV.2.5.1. Les ouvrages principaux :

Ce sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

- a. Les canalisations
- b. Les joints

IV.2.5.2. Les ouvrages annexes :

- a. Les caniveaux
- b. Les bouches d'égout
- c. Les regards

- d. Boite de branchement
- e. Déversoirs d'orage
- f. Passage en siphon

IV.2.5.3. Choix de matériau de canalisation :

Pour une meilleure facilité de gestion et d'entretien des conduites, on a proposé le PVC comme matériau. Ils se prêtent mieux à l'évacuation des eaux usées. De plus leur prix est relativement faible par rapport aux conduites en fonte ou en acier. Ce choix se justifie par le souci d'avoir des conduites présentant de bonnes caractéristiques à l'écrasement.

IV.3. Conditions du dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel.

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

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

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures :

- Une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s.

IV.4. Mode de calcul hydraulique des collecteurs

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

$$Q=S.V \quad (IV-1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

S : Section mouillée (m²).

• **Le calcul de diamètre :**

-On a : $Q=S.V$

-Et la vitesse « V » se calcule par différentes expressions, vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante de la formule de Manning-Strickler :

$$V=K_s.R^{\frac{2}{3}}.\sqrt{I} \tag{IV-2}$$

Avec :

I (m/m) : pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R (m) : Rayon hydraulique $R= D/4$;

Ks : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois pour le PVC.

-A partir de la formule e continuité et de la vitesse de diamètre est calculé comme suit :

$$D= \left[\frac{Q \times 3.2}{K \times \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \tag{IV-3}$$

Avec :

D (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

• **Le débit Q plein section Qps :**

Le débit en plein section se calcule par la formule suivante :

$$Q_{ps} =S.V_{ps} \longrightarrow V_{ps}=\frac{Q_{ps}}{S} \tag{IV-4}$$

Avec :

$$S= \frac{3.14 \times D^2}{4} \text{ et } V_{ps}= K_s.R^{\frac{2}{3}}.\sqrt{I} \tag{IV-5}$$

D'où :

Vps (m/s) : vitesse à pleine section.

• **Détermination des paramètres hydrauliques :**

- On calcule le rapport des débits : $Rq = \frac{Qt}{Qps}$ (IV-6)

- Selon le tableau des instructions techniques dans le domaine de l'assainissement des agglomérations on déduit Rv et Rh

- On a $Rv = \frac{V}{Vps}$ donc $V= Rv .Vps$ (IV-7)

- On a $Rh = \frac{H}{D}$ donc $H= Rh .D$ (IV-8)

Avec :

Rh : Rapport des Hauteurs

Rv : Rapport des vitesses

Rq : Rapport des débits

- **Vérification de la condition d'auto-curage :**

- On calcul $Rq_{\min} = \frac{Q_{\min}}{Q_{ps}}$ (IV-9)

→ Si $Rq_{\min} = 1/10$ donc on accepte une vitesse minimum de $V_{\min} = 0.6$ m/s

→ Si $Rq_{\min} = 1/100$ donc on accepte une vitesse minimum de $V_{\min} = 0.3$ m/s

- On calcul $Rv_{\min} = \frac{v_{\min}}{v_{ps}}$ donc $V_{\min} = Rv_{\min} \cdot V_{ps}$ (IV-10)

IV.5. Le procédé de calcul :

Le procédé de calcul se fait comme suit :

J'ai utilisé comme moyen de calcul, le logiciel CALCUL RESEAU ASSAI (programme de calcul des réseaux d'assainissement).

- On introduit la valeur de pente du tronçon à dimensionné ainsi que le débit total (Q_{Tot}) et on tire du programme : la valeur du diamètre calculé, la hauteur de remplissage maximal, la vitesse à pleine section et la vitesse moyenne d'écoulement qui correspond au débit total.
- On introduit la valeur de pente du tronçon à dimensionné et le débit en temps sec qui correspond au débit minimal (Q_{min}) et on tire du programme la valeur de la vitesse minimale d'écoulement qui correspond à la vitesse minimale d'auto curage recommandé ainsi que la valeur de la hauteur minimale de remplissage du collecteur à projeté.
- Les valeurs des rapports du débit (R_q) de vitesse (R_v), de hauteur (R_h) sont calculées directement par ce logiciel.

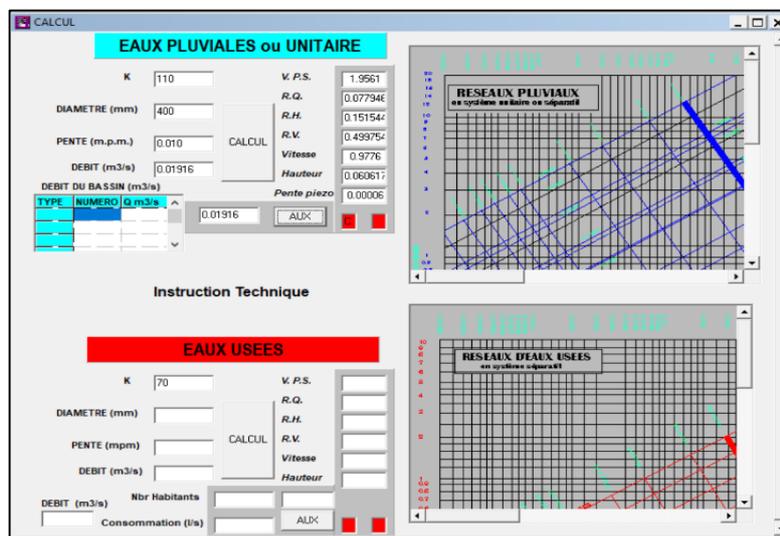


Figure IV- 9: Le logiciel CALCUL RESEAU ASSAI.

IV.6. Calcul hydraulique des nouveaux collecteurs :

Pour commencer cette partie, je vais présenter le schéma général du réseau qui montre l'emplacement des nouveaux collecteurs qu'on a tracé à l'aide de logiciel de Covadis (voir la figure IV- 110). Ensuite je montrerai les détails de chaque collecteur (les regards) dans les prochaines figures et enfin je présenterai les résultats de dimensionnement de chaque collecteur dans des tableaux.

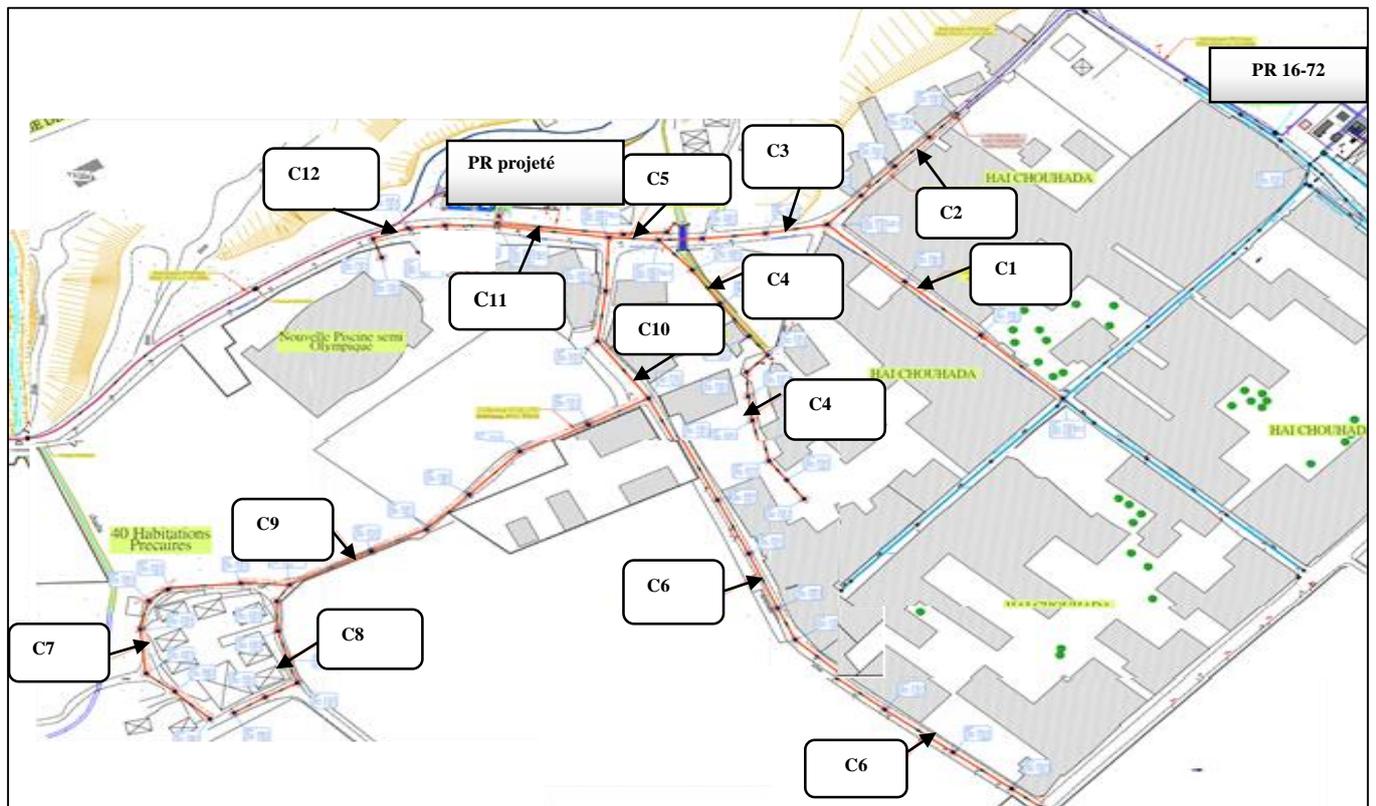


Figure IV- 10: Schéma général qui montre l'emplacement des nouveaux collecteurs.

IV.6.1 .Collecteur C1 :

Voir les résultats de calcul dans le tableau IV- 3.

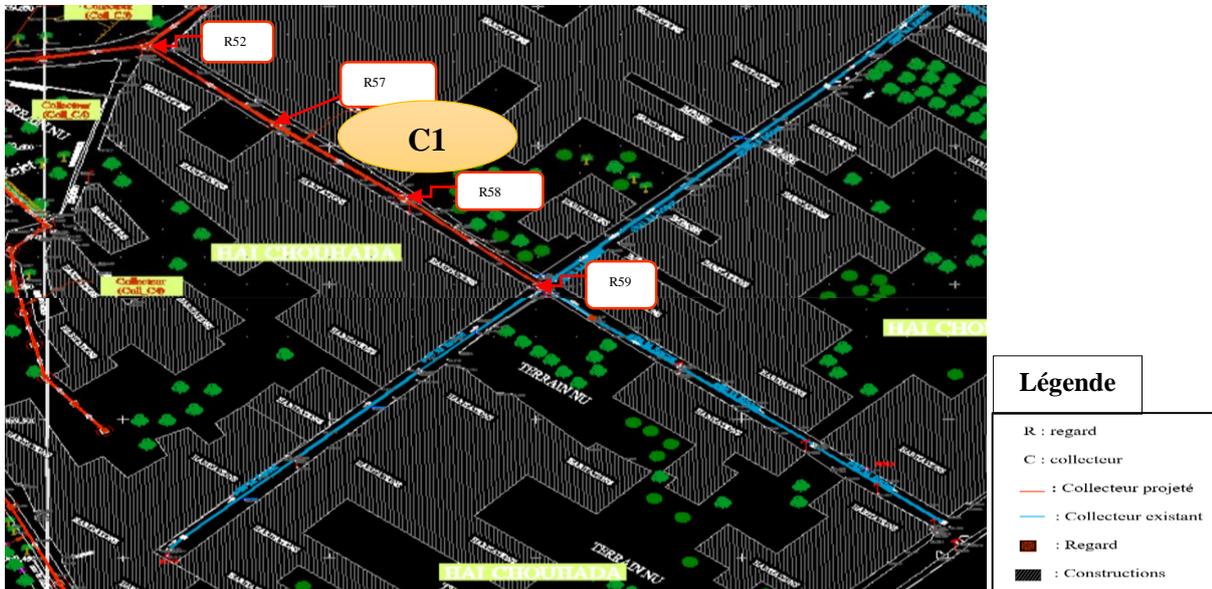


Figure IV- 121: Le nouveau collecteur C1.

IV.6.2 .Collecteur C2 :

Voir les résultats de calcul dans le tableau IV- 4.



Figure IV- 132: Le nouveau collecteur C2.

IV.6.3 .Collecteur C3 :

Voir les résultats de calcul dans le tableau IV- 5.



Figure IV-13: Le nouveau collecteur C3.

IV.6.4 .Collecteur C4 :

Voir les résultats de calcul dans le tableau IV- 6.

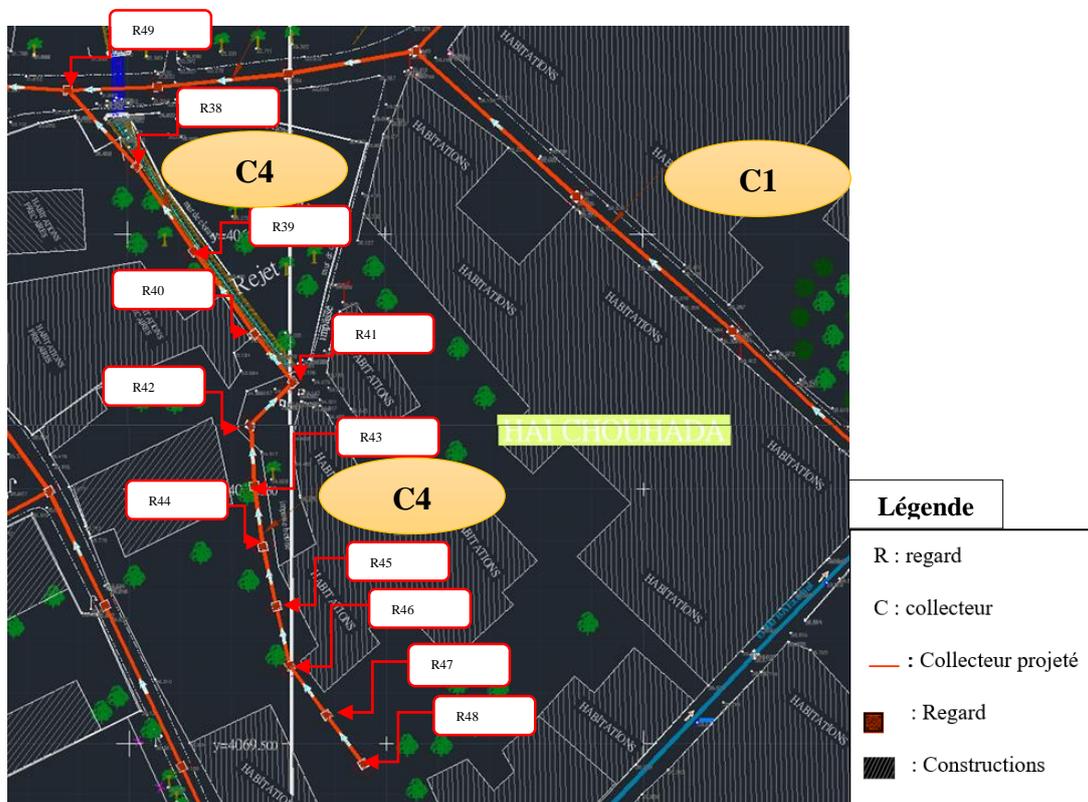


Figure IV- 144: Le nouveau collecteur C4.

IV.6.5 .Collecteur C5 :

Voir les résultats de calcul dans le tableau IV- 7.

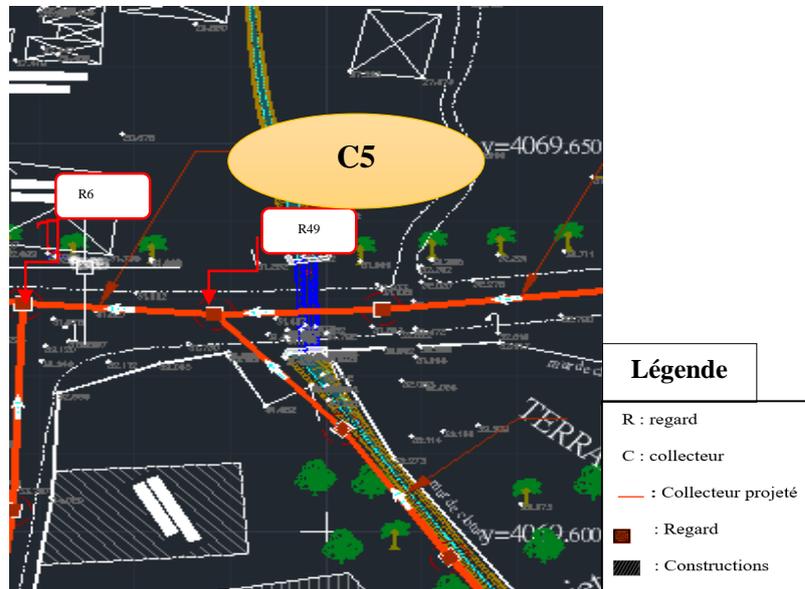


Figure IV- 155: Le nouveau collecteur C5.

IV.6.6 .Collecteur C6:

Voir les résultats de calcul dans le tableau IV- 8



Figure IV- 166: Le nouveau collecteur C6.

IV.6.7 .Collecteurs C7, C8 et C9 : voir les résultats de calcul dans les tableaux IV- 9, IV-10, IV- 11.

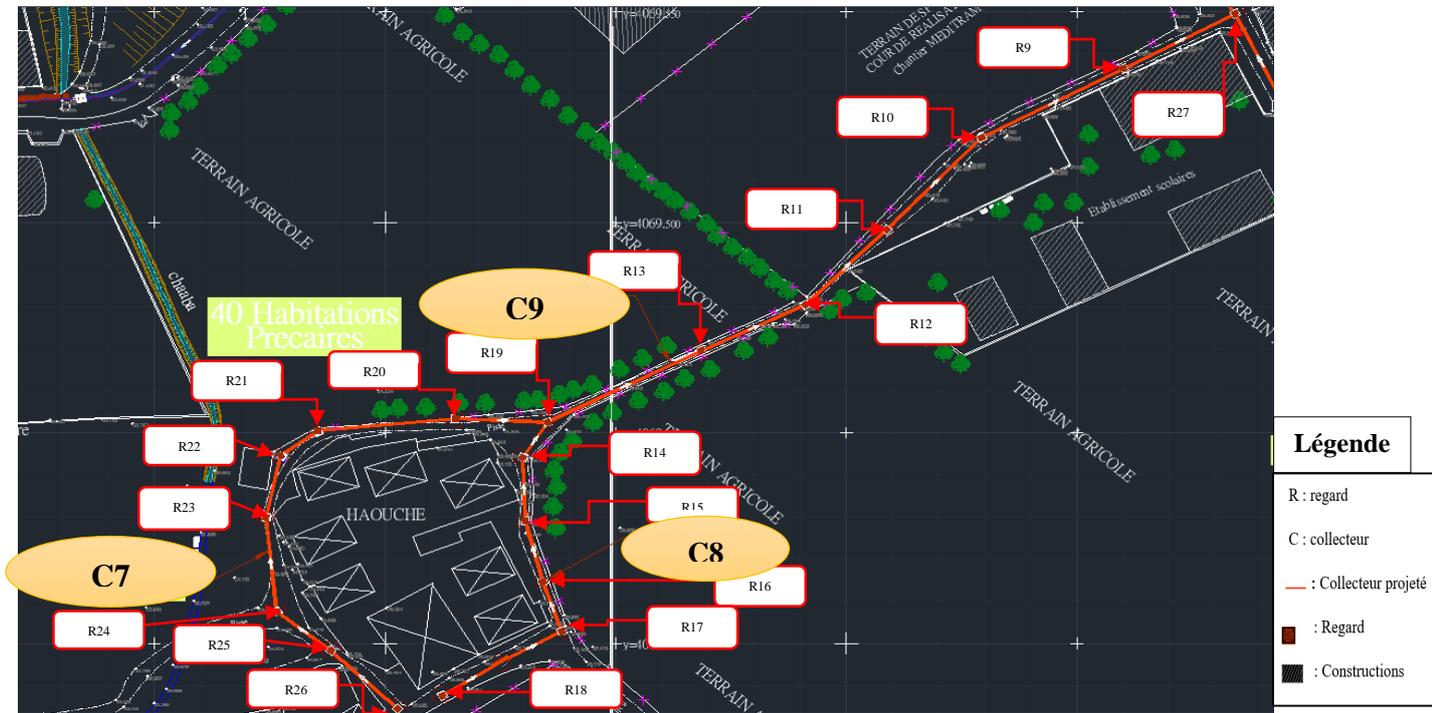


Figure IV- 177: les nouveaux collecteurs C7, C8 et C9.

IV.6.8 .Collecteurs C10, C11etC12 :

Voir les résultats de calcul dans les tableaux IV- 12, IV- 13, IV- 14.

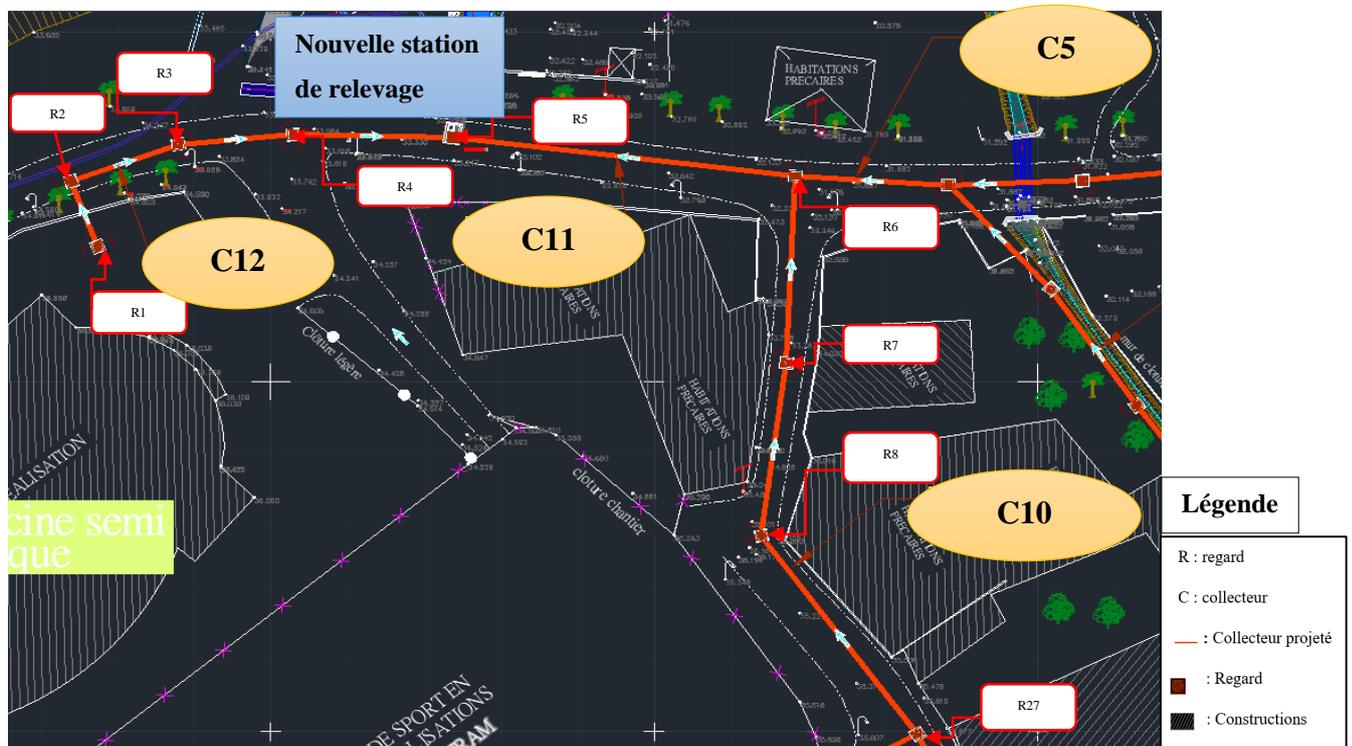


Figure IV- 188: les nouveaux collecteurs C10, C11 et C12

Tableau IV- 3: Résultats de calcul hydraulique de C1.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Q _{pt} usé (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	R _{qmin}	V _{min} (m/s)	Auto curage
R52-R57	46,00	34.020	33.790	0.00867	0.1117	0,005	100	352	400	0.706	1.0768	0.610	0.244	1.354	0.1737	1.383	0.0548	0.522	Vérifiée
R57-R58	40,00	33.790	33.589	0.01622	0.2089	0,005	100	442	500	0.670	1.057	0.577	0.288	1.729	0.3208	1.635	0.050	0.653	Vérifiée
R58-R59	42,30	32.589	32.166	0.0242	0.312	0,010	100	498	500	0.982	1.134	0.781	0.390	1.855	0.3208	1.635	0.0753	0.801	Vérifiée

Tableau IV- 4: Résultats de calcul hydraulique de C2.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Q _{pt} usé (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	R _{qmin}	V _{min} (m/s)	Auto curage
R56-R55	15	33.665	33.365	0,08	0,08	0.02	100	243	300	0.514	1.006	0.491	0.147	2.242	0.159	2.229	0.507	2.242	Vérifiée
R55-R54	20	33.365	32.965	0,08	0,08	0.02	100	243	300	0.514	1.006	0.491	0.147	2.242	0.159	2.229	0.507	2.242	Vérifiée
R54-R53	20	32.965	32.565	0,08	0,08	0.02	100	243	300	0.514	1.006	0.491	0.147	2.242	0.159	2.229	0.507	2.242	Vérifiée
R53-R52	20	32.565	32.166	0,08	0,08	0.02	100	243	300	0.514	1.006	0.491	0.147	2.242	0.159	2.229	0.507	2.242	Vérifiée

Tableau IV- 5: Résultats de calcul hydraulique de C3.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Q _{pte} usé (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	R _{qmi} n	V _{min} (m/s)	Auto curage
R52-R51	25	32.166	30.915	0.1042	0.392	0.05	100	363	400	0.723	1.079	0.613	0.245	4.720	0.549	4.374	0.189	3.209	Vérifié
R51-R50	25	30.915	30.287	0.1042	0.392	0.025	100	363	400	0.723	1.079	0.613	0.245	4.720	0.549	4.374	0.268	2.569	Vérifié
R50-R49	17.5	30.287	30.200	0.1042	0.392	0.005	100	363	400	0.723	1.079	0.613	0.245	4.720	0.549	4.374	0.189	2.569	Vérifié

Tableau IV- 6: Résultats de calcul hydraulique de C4.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Q _{pte} usé (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	R _{qmin}	V _{min} (m/s)	Auto curage
R48-R47	12	34.581	34.149	0.000338	0.0045	0.036	100	101	300	0.024	0.252	0.054	0.016	0.754	0.704	2.991	0.001	0.078	Pas vérifié
R47-R46	12	34.149	33.717	0.000705	0.0091	0.036	100	112	300	0.045	0.368	0.095	0.028	1.102	0.704	2.991	0.003	0.163	Pas vérifié
R46-R45	12	33.717	33.285	0.00104	0.0137	0.036	100	123	300	0.066	0.451	0.131	0.039	1.351	0.704	2.991	0.004	0.240	Pas vérifié
R45-R44	12	33.285	32.853	0.00138	0.0183	0.036	100	135	300	0.089	0.531	0.164	0.049	1.588	0.704	2.991	0.006	0.319	vérifié
R44-R43	12	32.853	32.421	0.00172	0.0229	0.036	100	142	300	0.110	0.587	0.191	0.057	1.758	0.704	2.991	0.0081	0.390	vérifié
R43-R42	12	32.421	31.989	0.00205	0.0275	0.036	100	151	300	0.132	0.635	0.215	0.064	1.901	0.704	2.991	0.0096	0.445	vérifié
R42-R41	12	31.989	31.557	0.00239	0.0321	0.036	100	162	300	0.154	0.677	0.237	0.071	2.025	0.704	2.991	0.0113	0.503	vérifié
R41-R40	12	31.557	31.125	0.00273	0.0367	0.036	100	170	300	0.173	0.709	0.259	0.077	2.122	0.704	2.991	0.0129	0.560	vérifié
R40-R39	20	31.125	30.405	0.00329	0.0443	0.036	100	169	300	0.211	0.762	0.293	0.087	2.281	0.704	2.991	0.015	0.634	vérifié
R39-R38	20	30.405	29.685	0.00386	0.0520	0.036	100	190	300	0.247	0.805	0.320	0.096	2.409	0.704	2.991	0.0182	0.695	vérifié
R38-R49	20	29.685	28.965	0.00443	0.0596	0.036	100	199	300	0.286	0.845	0.347	0.104	2.529	0.704	2.991	0.020	0.744	vérifié

Tableau IV- 7: Résultats de calcul hydraulique de C5.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m³/s)	Qt (m³/s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R49 –R6	20	30.200	29.703	0.1086	0.4516	0.024	100	443	500	0.644	1.054	0.572	0.286	3.778	0.7029	3.582	0.154	2.443	Vérifié

Tableau IV- 8: Résultats de calcul hydraulique de C6.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m³/s)	Qt (m³/s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R37-R36	15	35.984	35.833	0.000493	0.0066	0.01	100	123	300	0.061	0.431	0.122	0.0367	0.680	0.111	1.576	0.004	0.114	Pas vérifié
R36-R35	30	35.833	35.533	0.00145	0.0201	0.01	100	163	300	0.183	0.720	0.265	0.0797	1.135	0.111	1.576	0.013	0.31	Vérifié
R35-R34	35	35.533	35.183	0.00257	0.0357	0.01	100	174	300	0.320	0.883	0.375	0.0883	1.393	0.111	1.576	0.0230	0.412	Vérifié
R34-R33	25	35.183	34.683	0.00337	0.0468	0.02	100	200	300	0.296	0.861	0.358	0.1075	1.920	0.157	2.229	0.021	0.563	Vérifié
R33-R32	25	34.683	34.183	0.00417	0.0579	0.02	100	219	300	0.3674	0.922	0.406	0.1219	2.056	0.157	2.229	0.026	0.623	Vérifié
R32-R31	17.5	34.183	33.833	0.00473	0.0657	0.02	100	223	300	0.416	0.951	0.4367	0.131	2.122	0.157	2.229	0.030	0.666	Vérifié
R31-R30	30	33.833	33.233	0.00569	0.0792	0.02	100	233	300	0.502	1.003	0.488	0.1466	2.236	0.157	2.229	0.036	0.738	Vérifié
R30-R29	30	33.233	32.633	0.00665	0.0927	0.02	100	247	300	0.588	1.036	0.540	0.162	2.311	0.157	2.229	0.0421	0.810	Vérifié
R29-R28	35	32.633	31.933	0.00777	0.1083	0.02	100	261	300	0.687	1.069	0.598	0.1796	2.384	0.157	2.229	0.049	0.880	Vérifié
R28-R27	25	31.933	31.433	0.00877	0.1192	0.02	100	271	300	0.756	1.096	0.639	0.191	2.443	0.157	2.229	0.055	0.932	Vérifié

Tableau IV- 9: Résultats de calcul hydraulique de C7.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m³/s)	Qt (m³/s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R26-R25	20	32.996	32.896	0.00034	0.0010	0.005	100	70	300	0.0128	0.184	0.0371	0.011	0.205	0.078	1.114	0.004	0.078	Pas vérifié
R25-R24	15	32.896	32.821	0.00059	0.0021	0.005	100	90	300	0.027	0.280	0.0645	0.0193	0.313	0.078	1.114	0.007	0.136	Pas vérifié
R24-R23	22.5	32.821	32.708	0.00097	0.0037	0.005	100	112	300	0.0469	0.384	0.102	0.030	0.428	0.078	1.114	0.012	0.200	Pas vérifié
R23-R22	15	32.708	32.633	0.00123	0.0047	0.005	100	121	300	0.0596	0.4329	0.1230	0.0369	0.482	0.078	1.114	0.0156	0.236	Pas vérifié
R22-R21	10	32.633	32.583	0.00140	0.0054	0.005	100	129	300	0.068	0.465	0.1368	0.0410	0.518	0.078	1.114	0.0177	0.255	Pas vérifié
R21-R20	30	32.583	32.433	0.00191	0.0076	0.005	100	131	300	0.096	0.561	0.178	0.0536	0.626	0.078	1.114	0.024	0.305	Vérifié
R20-R19	20	32.433	32.333	0.0023	0.0094	0.005	100	142	300	0.20	0.611	0.203	0.061	0.682	0.078	1.114	0.029	0.328	vérifié

Tableau IV- 10: Résultats de calcul hydraulique de C8.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m³/s)	Qt (m³/s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R18-R17	30	33.658	33.358	0.0004	0.0018	0.01	100	70	300	0.016	0.216	0.045	0.0135	0.341	0.1113	1.576	0.003	0.092	Pas vérifié
R17-R16	12.5	33.358	33.233	0.00056	0.0025	0.01	100	79	300	0.022	0.258	0.056	0.017	0.407	0.1113	1.576	0.005	0.129	Pas vérifié
R16-R15	15	33.233	33.083	0.000765	0.0034	0.01	100	90	300	0.030	0.301	0.0717	0.021	0.475	0.1113	1.576	0.006	0.177	Pas vérifié
R15-R14	15	33.083	32.933	0.000965	0.0043	0.01	100	101	300	0.0385	0.344	0.0867	0.0260	0.542	0.1113	1.576	0.008	0.215	Pas vérifié
R14-R13	10	32.933	32.833	0.0011	0.005	0.01	100	115	300	0.044	0.375	0.098	0.029	0.591	0.1113	1.576	0.009	0.238	Pas vérifié

Tableau IV- 11: Résultats de calcul hydraulique de C9.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m³/s)	Qt (m³/s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R19-R13	37.5	32.333	32.146	0.0035	0.0144	0.005	100	172	300	0.183	0.723	0.268	0.080	0.806	0.0787	1.114	0.044	0.416	Vérifié
R13-R12	25	32.146	32.021	0.0035	0.0144	0.005	100	172	300	0.183	0.723	0.268	0.080	0.806	0.0787	1.114	0.044	0.416	Vérifié
R12-R11	25	32.021	31.896	0.0035	0.0144	0.005	100	172	300	0.183	0.723	0.268	0.080	0.806	0.0787	1.114	0.044	0.416	Vérifié
R11-R10	30	31.896	31.746	0.0035	0.0144	0.005	100	172	300	0.183	0.723	0.268	0.080	0.806	0.0787	1.114	0.044	0.416	Vérifié
R10-R9	35	31.746	31.571	0.0035	0.0144	0.005	100	172	300	0.183	0.723	0.268	0.080	0.806	0.0787	1.114	0.044	0.416	Vérifié
R9-R27	27,48	31.571	31.433	0.0035	0.0144	0.005	100	172	300	0.183	0.723	0.268	0.080	0.806	0.0787	1.114	0.044	0.416	Vérifié

Tableau IV- 12: Résultats de calcul hydraulique de C10.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m³/s)	Qt (m³/s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R27-R8	35	31.433	30.735	0.00506	0.0549	0.02	100	224	300	0.348	0.909	0.395	0.118	2.0277	0.157	2.229	0.032	0.690	Vérifié
R8-R7	25	30.735	30.237	0.0086	0.0942	0.02	100	252	300	0.5977	1.0401	0.5466	0.1639	2.3189	0.157	2.229	0.0545	0.924	Vérifié
R7-R6	25	30.237	29.703	0.0123	0.1334	0.02	100	294	300	0.846	1.115	0.691	0.207	2.487	0.157	2.229	0.0780	1.115	Vérifié

Tableau IV- 13: Résultats de calcul hydraulique de C11.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	Rqmi n	Vmin (m/s)	Auto curage
R6 –R5	45	28.865	28.650	0.1209	0.585	0.005	100	626	630	0.709	1.093	0.619	0.433	2.278	0.809	2.104	0.159	1.527	vérifié

Tableau IV- 14: Résultats de calcul hydraulique de C12.

Tronçon	L(m)	Cote amont	Cote aval	Qpte usé (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Pente I (m/m)	K	D cal (mm)	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	Rqmin	Vmin (m/s)	Auto curage
R1-R2	10	31.825	31.525	0.0013	0.086	0.03	100	243	300	0.446	0.967	0.450	0.137	2.645	0.160	2.730	0.006	0.300	vérifié
R2-R3	15	31.525	31.075	0.0013	0.086	0.03	100	243	300	0.446	0.967	0.450	0.137	2.645	0.160	2.730	0.006	0.300	vérifié
R3-R4	15	31.075	30.625	0.0013	0.086	0.03	100	243	300	0.446	0.967	0.450	0.137	2.645	0.160	2.730	0.006	0.300	vérifié
R4-R5	20.75	30.625	30.000	0.0013	0.086	0.03	100	243	300	0.446	0.967	0.450	0.137	2.645	0.160	2.730	0.006	0.300	vérifié

Suite aux résultats obtenus, on a remarqué qu'il y a des collecteurs qui ne vérifient pas les conditions d'auto curage : C7, C8, les trois tronçons R48-R47, R47-R46, R46-R45 du collecteur C4, et le tronçon R37-R36 du collecteur C6.

La solution proposé c'est qu'on doit augmenter la pente, mais le problème c'est que même si on augmente la pente la condition d'auto-curage ne se vérifie pas car notre zone d'étude présente un caractère suburbain dont la population est éparât et la densité plus ou moins minime, cela induit des valeurs assez faibles en matière de débit

Généralement l'auto-curage du réseau d'égout dans ce cas-là, est assuré dans certains lapse de temps, après que la hauteur de remplissage atteint une valeur qui permettra aux eaux usée de s'écouler, elles entraineront les matières en suspension et les vases fermentescibles cela veut dire l'auto-curage sera assuré au fur et à mesure du remplissage de la canalisation.

IV.7.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales tel sorte les conditions d'auto curage soient largement vérifiées.

Et afin d'assurer la collecte et l'évacuation de tous des eaux on projette 12 collecteurs en PVC:

- C1 dont DN=500mm et $QT=0.312m^3/s$ et $Qu= 0.0242m^3/s$;
- C2 dont DN=300mm et $QT=0.08 m^3/s$ et $Qu= 0.08 m^3/s$;
- C3 dont DN=400mm et $QT=0.392m^3/s$ et $Qu= 0.1042m^3/s$;
- C4 dont DN=300mm et $QT=0.0595 m^3/s$ et $Qu= 0.00443m^3/s$;
- C5 dont DN=500mm et $QT=0.4516m^3/s$ et $Qu= 0.1086m^3/s$;
- C6 dont DN=300mm et $QT=0.1192m^3/s$ et $Qu= 0.00877m^3/s$;
- C7 dont DN=300mm et $QT=0.0094m^3/s$ et $Qu= 0.0023m^3/s$;
- C8 dont DN=300mm et $QT=0.005m^3/s$ et $Qu= 0.0011 m^3/s$;
- C9 dont DN=300mm et $QT=0.014m^3/s$ et $Qu= 0.0035m^3/s$;
- C10 dont DN=300mm et $QT=0.1334m^3/s$ et $Qu= 0.0123m^3/s$;
- C11 dont DN=630mm et $QT=0.585m^3/s$ et $Qu= 0.1209m^3/s$;
- C12 dont DN=300mm et $QT=0.086m^3/s$ et $Qu= 0.0013m^3/s$.

Dans le prochain chapitre on va dimensionner la nouvelle station de relevage qui va pomper et évacuer les eaux usées vers le point de rejet.

Chapitre V

Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

V.1.Introduction

Les stations de relevage sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables.

Pour notre cas, à cause de la topographie de la région d'étude, nous avons opté pour la réalisation d'une station de relevage.

V.2. Données de base

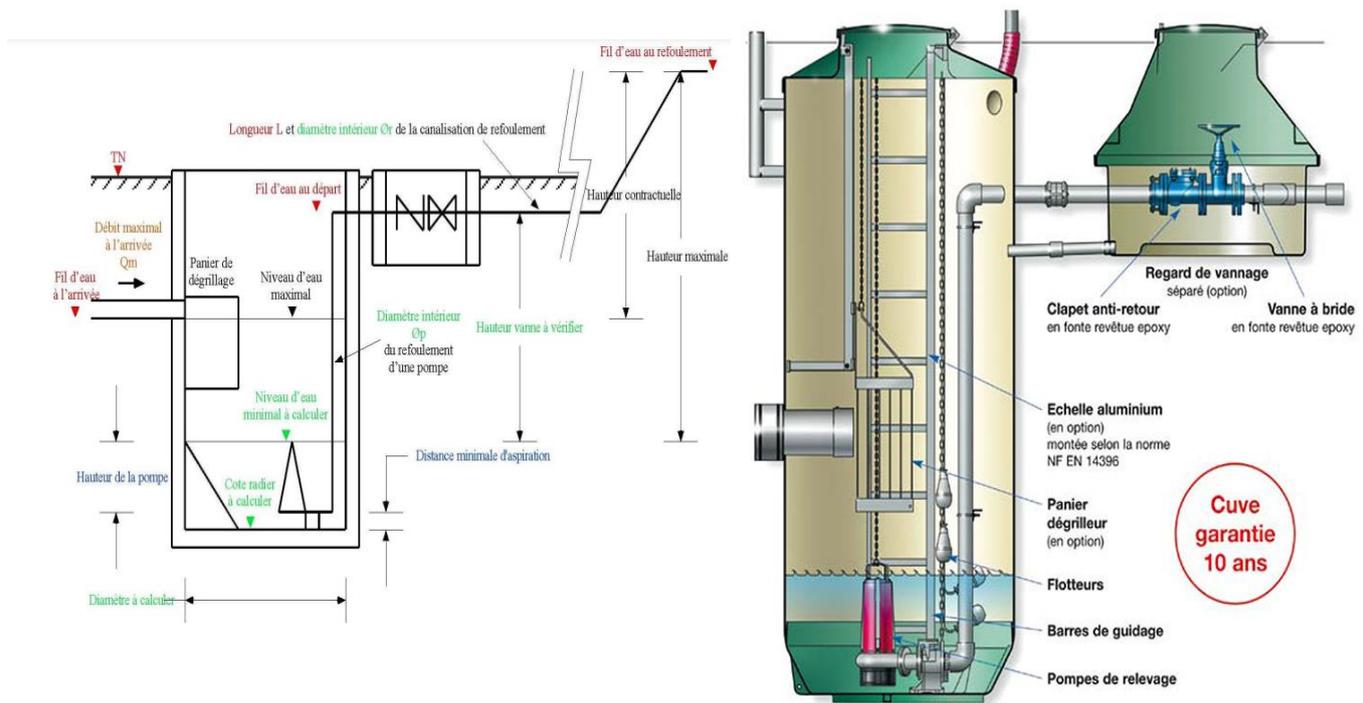
- La station de relevage est conçue pour recevoir la totalité des eaux usées des différentes localités desservant le bassin versant de la zone d'étude (Hai Chouhada Est, Hai Chouhada Ouest, le complexe sportif, 40 habitations précaires et le débit refoulé par la station PR 16-72 existante).
- Il est à signaler qu'il sera projeté un ouvrage trop plein juste à l'entrée de la nouvelle station de relevage à proximité du complexe sportif en cours de réalisation au niveau de regard R5 pour le but d'atténuer le débit usée vers la nouvelle station de relevage et pour décliner vers Chaaba avoisinant le débit excédentaire en temps de pluie .
- Le rôle de la station de relevage est de récupérer la totalité des eaux usées et de les refouler vers le point de rejet qui est collecteur principal Ø1000 en BA (béton armé) en cours de réalisation par COSIDER.
- Le débit qui arrive à la station relevage projetée à Hai Chouhada Surcouf est pris égale 122.48 l/s.

V.3. Choix de l'emplacement de la station de relevage

- Il vérifie bien certains critères et conditions d'établissement du bâtiment de la station notamment aux conditions topographiques.
- L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec minimum possible de surface occupé.
- Assurant l'accès des voitures, des pompiers à tout l'ouvrage.
- Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques. (Eddy pump, 2022)

V. 4. Dimensionnement de la station de relevage

Un poste de relèvement se compose principalement des grilles, une bache à eau et des pompes. Une installation de pompage calculée pour une zone déterminée doit être en mesure d'écouler le débit de pointe prévu dans cette zone. Ainsi la capacité ne doit pas être supérieure à celle de l'égout qui reçoit la décharge.



((BENZAOUZ, 2007) (station de relevage, 2022))

Figure V- 1: Schémas explicatifs d'une station de relevage

V.4.1. Détermination du diamètre de la conduite de refoulement

V.4.1.1. le tracé de la conduite de refoulement

Le tracé présenté dans la figure suivante s'est fait à l'aide de logiciel « Google Earth ».



Figure V- 2: Le tracé de la conduite de refoulement

V.4.1.2 : Le choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau de la conduite se fait en fonction de :

- Le diamètre ;
- Pressions supportées ;
- La disponibilité ;
- Type de sol ;
- Prix unitaire.

Dans notre projet, nous avons opté pour la conduite en PEHD PN 10 (tuyau en polyéthylène à haute densité) cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Résistance à la corrosion ;
- Respectueux de la nature ;
- Faible cout d'exploitation ;
- Longue durée de vie (50 ans) ; (Caractéristiques PEHD , 2022)

V.4.1.3. Calcul de diamètre de la conduite

Parmi les formules de détermination des diamètres économiques, nous citons celle de BONIN et celle de BRESSE, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique :

$$D = K\sqrt{Q} \text{ [Expression générale] ;} \quad (\text{V-1})$$

$$D = 1.\sqrt{Q}, (K=1) \text{ [Formule de BONIN] ;} \quad (\text{V-2})$$

$$D = 1,5\sqrt{Q}, (K=1,5) \text{ [Formule de BRESSE].} \quad (\text{V-3})$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m),
- Q : débit max à élever (m³/s)

On calcul la vitesse avec la formule de continuité :

$$Q = S \times V \quad (\text{V-4})$$

Avec :

- Q : débit en m³/s ;
- S : surface (m²) ;
- V : vitesse (m/s).

Remarque :

Le dimensionnement de la station de relevage sera fait avec le diamètre intérieur (Di) avec :

$$Di = DN - (2 \times \text{épaisseur}) \quad (\text{V-5})$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V- 1: Résultats de calcul du débit,des diamètres et la vitesse

Débit à élever (m ³ /s)	Epaisseur de la conduite (mm)	Diamètre avec la formule de BONIN (mm)			Diamètre avec la formule de BRESS (mm)			Vitesse (m/s)	
		D cal (mm)	DN (mm)	Di (mm)	D cal (mm)	DN (mm)	Di (mm)	Avec Di=352.6 mm	Avec Di=552.6 mm
0.1224	23.7	349	400	352.6	524	600	552.6	1.258	0.511

La formule de BRESS conduit à DN= 600mm, ce qui n'est pas économique. Raison pour laquelle nous avons au recours à la formule de DN=400 mm et Di= 352.6mm.

V.4.2. Calcul de HMT (hauteur manométrique totale)

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la somme de la hauteur géométrique et de la perte de charge totale : $HMT = H_g + \Delta H_t$

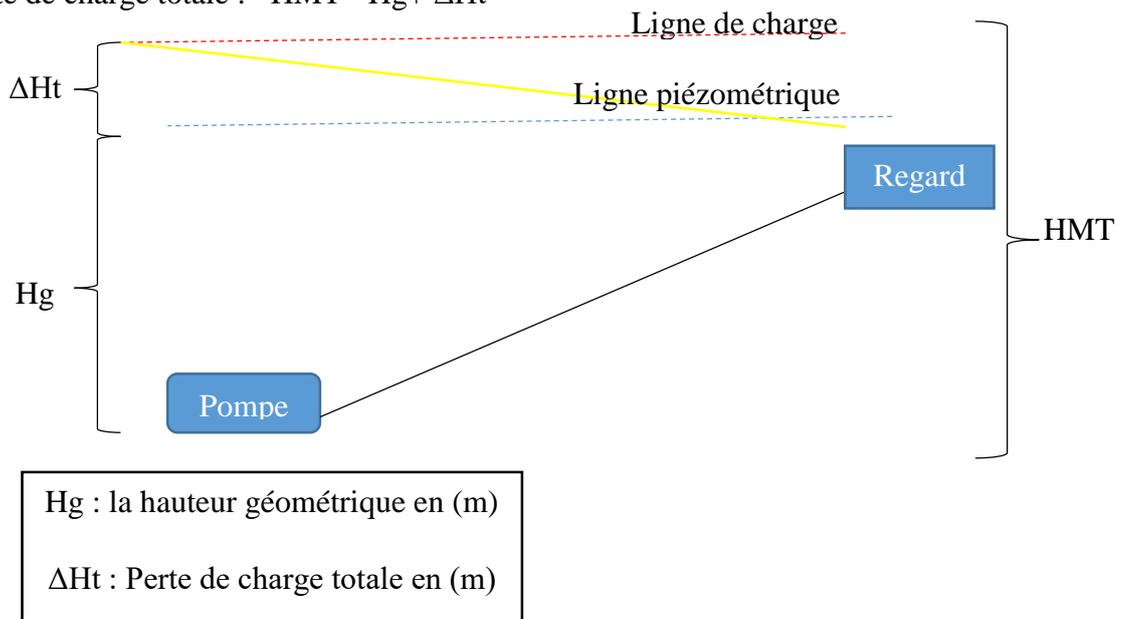


Figure V- 3: Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale

V.4.2.1.calcul de la hauteur géométrique Hg

La hauteur géométrique est la différence entre le point bas du plan d'eau et le point plus haut.

Par mesure de sécurité nous ajouton 3m à la Hg pour éviter les risques de dépression pendant la formation du coup de bélier.

$$H_g = C_{ph} - C_{pb} \tag{V-6}$$

D'où :

C_{ph}: cote point haut (cote file d'eau de l'arrivée du collecteur au réseau d'assainissement) pour notre cas C_{ph} = 33.66 m

C_{pb}: cote point bas (cote du plan d'eau minimum dans la bache à eau) pour notre cas C_{pb} = 25.73 m

(Voir les résultats de calcul dans le tableau V-3)

V.4.2.2. Calcul des pertes de charges totales

Lorsqu'un fluide se déplace dans une conduite sous pression, sa charge diminue du fait des dissipations d'énergie (frottements et turbulences diverses).

On rencontre deux types de pertes de charge dans la conduite de refoulement :

- Pertes de charge linéaires,
- Pertes de charge singulières.

Pour calculer les pertes de charges on utilise la formule suivante :

$$\Delta H_t = \Delta h_l + \Delta h_s \quad (\text{V-7})$$

D'où :

ΔH_t : pertes de charge totale (m)

Δh_l : pertes de charges linières (m)

Δh_s : pertes de charges singulières (m)

(Voir les résultats de calcul dans le tableau V-3)

V.4.2.2-1. Pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_l = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (\text{V-8})$$

Avec :

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement ;

Chapitre V Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

V : la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

- Détermination de λ :

Pour calculer le coefficient des pertes de charges λ , nous devons déterminer le régime d'écoulement dans la conduite par le calcul du nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{V \times D}{\gamma} \quad (\text{V-9})$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

γ : viscosité cinématique de l'eau usée en m²/s à une température de 20°C.

(Voir les résultats de calcul dans le tableau V-2)

- En régime turbulent : λ est donné par la formule de NIKURADZE suivante :

$$\frac{1}{\lambda} = [1.14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}] \quad (\text{V-10})$$

Où :

$$\lambda = \frac{1}{[1.14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}]} \quad (\text{V-11})$$

Avec :

ε : rugosité absolue (mm) ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative ;

D : diamètre intérieur de la conduite(m) ;

λ : Coefficient des pertes de charges.

- En régime transitoire : λ est donné par la formule de COLEBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left[\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{V-12})$$

Où :

$$\lambda = \frac{1}{\left[-2 \text{Log} \left[\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \right]^2} \quad (\text{V-13})$$

Avec :

Re : nombre de REYNOLDS

Chapitre V Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

Dans ce régime, le coefficient de pertes de charges λ est déterminé par approximations successives, en première approximation il est déterminé par la formule de NIKURAZE, la valeur trouvée sera remplacée dans le second membre de la relation de COLEBROOK-WHITE, d'où on aura une nouvelle valeur de λ

On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression soient égaux (une différence de 10^{-5}).

V.4.2.2-2. Pertes de charges singulières

Les pertes de charges singulières sont les pertes de charges non proportionnelles à la longueur de la conduite. Elles sont provoquée par des singularités de dimensions restreintes telles que changement de section, coude etc. (T.BAUER, 2013)

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 0.15 \times \Delta H_l \quad (\text{V-14})$$

Tableau V- 2: Résultat de calcul hydraulique des différents paramètres

Di(m)	L(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	γ (m ² /s)	ϵ (m)	Re	λ
0.3526	475	0.1224	1.258	1.32×10^{-6}	0.01×10^{-3}	335466.67	0.014455767

Tableau V- 3: Résultats de calcul hydraulique de Hg, des pertes de charges et HMT

Hg(m)		ΔH_l (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
Cph (m)	Cph(m)				
33.66	25.73	1.573	0.236	1.809	12.739
10.93					

V.4. 3. Étude et choix des pompes

V.4.3.1.Généralités sur les pompes

V.4.3.1.1.définition d'une pompe

La pompe est un appareil qui permet d'aspirer et élever un fluide à une certaine hauteur. Grace à un moteur, la pompe transforme l'énergie dite mécanique (couple et vitesse de rotation) en une énergie hydraulique (débit et pression). (Concille, 2021)

V.4.3.1.2. Les différents types de pompes

Les pompes sont classées selon les modes des déplacements à l'intérieur des pompes :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes volumétriques.
 - **Les pompes centrifuges**
 - Elles sont utilisées avec des fluides de faible viscosité comme l'eau ;
 - Le débit est généralement constant ;
 - Les pompes centrifuges permettent généralement d'augmenter le débit d'un liquide. ;
 - Elles sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).
 - **Les pompes volumétriques**
 - Elles sont adaptées aux produits visqueux comme l'huile ;
 - Le débit est intermittent ;
 - Les pompes volumétriques augmentent la pression du fluide pour favoriser son déplacement ;
 - Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées. (pompes japy, 2022)

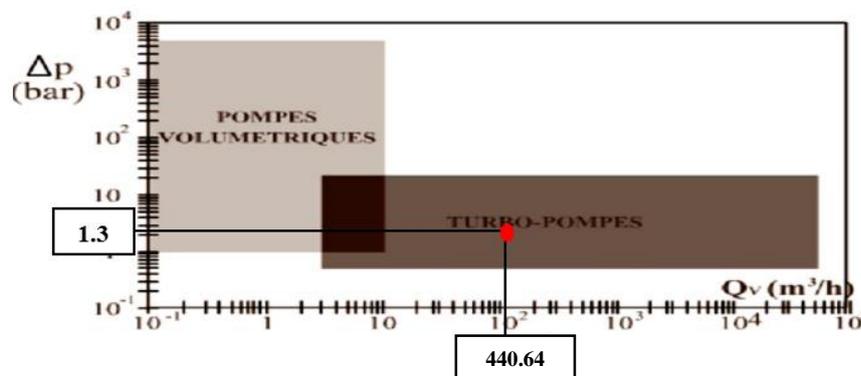


Figure V-4: Domaines d'utilisation des pompes (BELKACEMI, 2019)

Pour notre projet on a choisi les pompes centrifuges pour les raisons suivantes :

- Le fluide qu'on va pomper c'est l'eau, c'est-à-dire il est à faible viscosité.
- On a $Q = 440.64 m^3/h$ et $HMT = 1.3 bar$ donc selon la figure V-4 notre domaine d'application est turbopompes (centrifuges).

.4.3.1. 3.Choix du type de pompe

(Seghir, 2019)

La pompe qu'on va choisir :

- Doit assurer le débit à refouler ;
- Doit assurer la hauteur manométrique totale ;
- Doit assurer le rendement maximal ;
- Doit être facile à l'entretien ;
- Doit avoir le faible cout possible.

V.4.3.1.4.Les modes de couplages de pompe

➤ Couplage en série

L'utilisation des groupes électropompes en série c'est pour augmenter les hauteurs d'élévation.

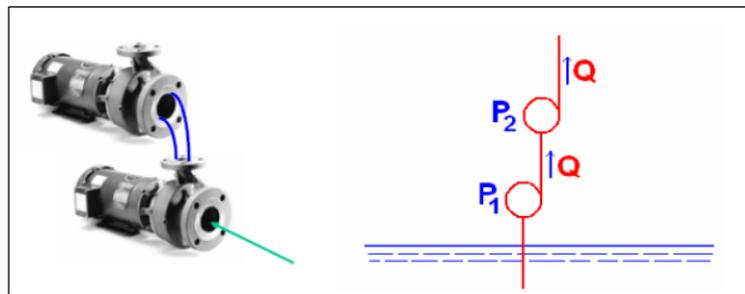


Figure V-5: Couplage de deux pompes en série (*elearning.univ-biskra, 2020*)

➤ Couplage en parallèle

Le refoulement par les groupes électropompes en parallèle c'est pour augmenter le débit.

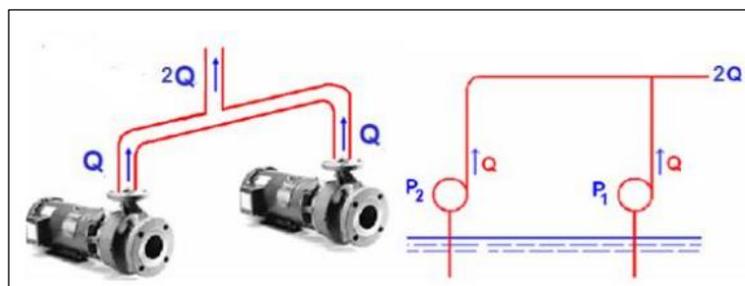


Figure V-6: Couplage de deux pompes en parallèle (*elearning.univ-biskra, 2020*)

Pour notre station, on n'a pas de couplage car on va utiliser une seule pompe.

V.4.3.2. Le choix de pompes

V.4.3.2.1. Les pompes submersibles

La pompe submersible est une pompe de type centrifuge composé d'un moteur et une pompe qui se place sous le fluide qu'elle doit pomper. Sa durée de vie est généralement entre 15 à 20 ans.

Une pompe submersible fonctionne en poussant, plutôt qu'on étirant le liquide pendant le processus de pompage. Ceci est extrêmement efficace car la pompe utilise la tête de liquide dans laquelle elle est immergée pour fonctionner et aucune énergie n'est dépensée pour aspirer le liquide dans la pompe. Un effet positif de l'immersion de la pompe est que le moteur est refroidi par le liquide qui l'entoure, empêchant ainsi la surchauffe.

(Eddy pump, 2022)

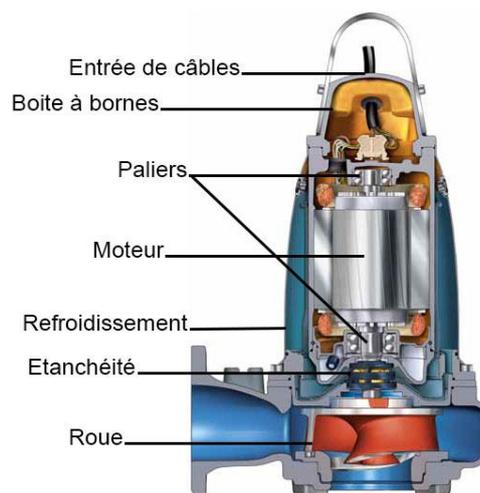


Figure V- 7: Schéma d'une pompe submersible. (Eddy pump, 2022)

Prenant en considération les critères du choix au-dessus et à l'aide de site <https://xylect.com> on a opté un nombre de deux (02) pompes submersibles identiques de type 1335M-200X.453.S23.230 de la marque LOWARA (une pompe en fonctionnement +1 pompe de secours). En effet, les pièces des pompes de marque LOWARA sont disponibles dans le marché avec un faible coût.

Chapitre V Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

Les étapes suivies pour le choix de pompe sont les suivantes :

- Rentrer dans le site de Xlylect ;
- Ouvrir un compte ;
- Choisir le domaine d'application (eaux usées) ;
- Choisir submersible pompes ;
- Introduire les données (le débit, HMT, Hg, nombre de pompes) ;
- Une fenêtre nous affiche dont le site nous propose les pompes qu'on peut utiliser puis on fait notre choix et enfin on télécharge le PDF de la pompe choisie.

Les caractéristiques hydrauliques de la pompe choisie sont : (voir les fiche techniques dans l'annexe).

Tableau V- 4: Caractéristiques de la pompe choisie

Le type	Débit (m ³ /h)	Rendement (%)	Hauteur de refoulement (m)	Puissance (Kw)	NPSH requis (m)
1335M- 200X.453.S23.230	460.7	76.3	12.9	22.9	5.35

Pour régler le débit pompé ; on va procéder au vannage.

V.4.3.2.2. Les courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

- **Courbe débit-hauteur [$H=f(Q)$] :** les variations de la hauteur manométrique totale en fonction du débit Q ;
- **Courbe de rendement [$\eta=f(Q)$] :** elle représente pour chaque pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe);
- **Courbe de puissance [$P_a=f(Q)$] :** elle représente la variation de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit ;
- **Courbe de NPSH [$NPSH=f(Q)$] :** (Net positive section head) elle représente la hauteur de charge nette absolue de la pompe en fonction du débit.

Les courbes caractéristiques de la pompe choisie 1335M-200X.453.S23.230 sont présentées dans la figure V-8.

V.4.3.2.3. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection entre la caractéristique de hauteur de refoulement de la pompe $H(Q)$ et la caractéristique de hauteur de refoulement du système $H_A(Q)$. Il précise la valeur du débit Q et de la HMT qui sont réglées en fonctionnement stationnaire avec la vitesse n appartenant à la caractéristique manométrique de la pompe.

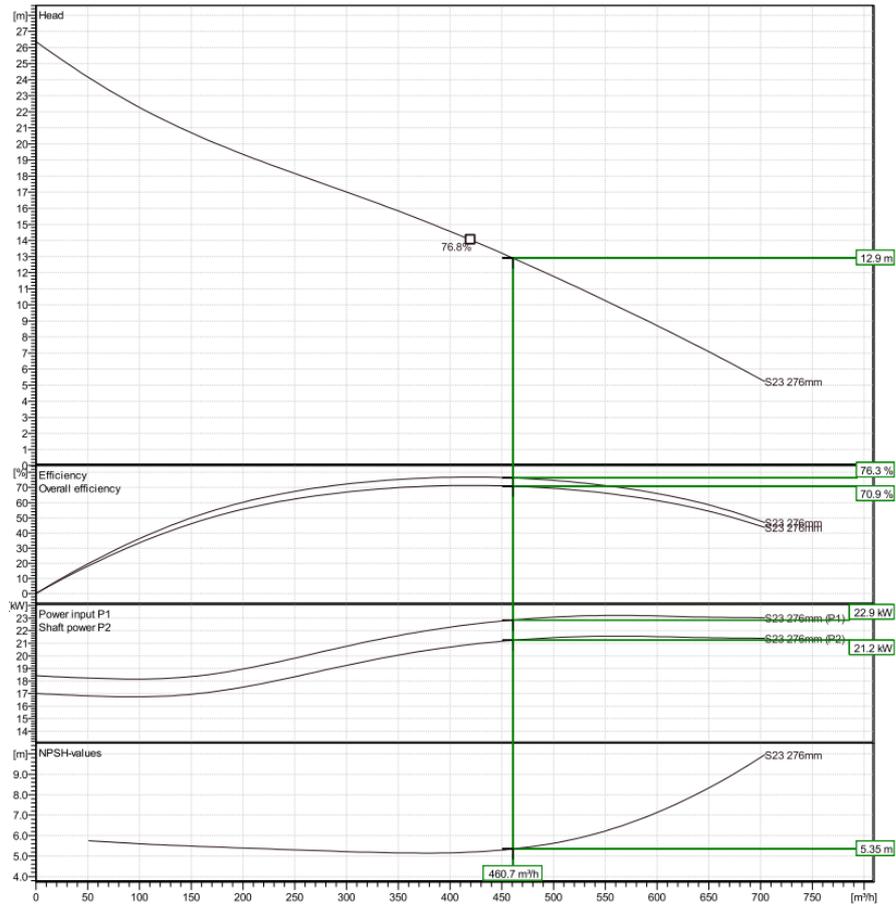


Figure V- 8: Les courbes caractéristiques de la pompe choisie

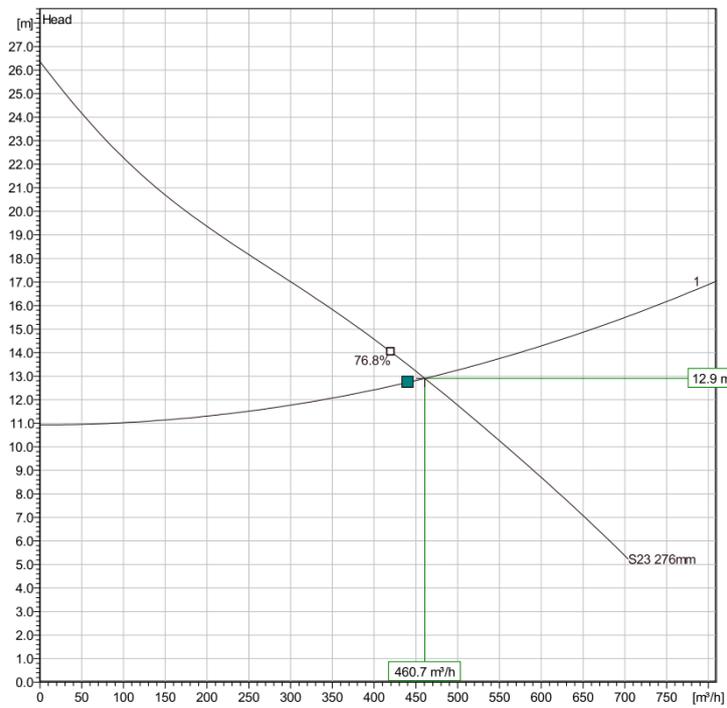


Figure V- 9: Point de fonctionnement de la pompe

V.4.3.2.4. Puissance absorbée (P_a)

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

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (\text{V-15})$$

Avec :

P_a : puissance absorbée en (KW) ;

Q : débit a refoulé en (m^3/s) ;

HMT : hauteur manométrique total en (m) ;

η : rendement de la pompe (%).

Donc :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.1285 \times 12.7}{0.763} = 21.03 \text{KW}$$

V.4.3.2.5. La cavitation dans notre station de relevage

La cavitation est la formation de vides partiels dans un liquide par un corps solide qui bouge rapidement (tel qu'une hélice) ou par des ondes sonores à haute intensité. C'est le problème majeur des pompes centrifuges. Mais également, comme les piqûres et l'usure des surfaces solides (en métal ou en béton) résultant de l'effondrement de ces vides dans le liquide environnant. (Merriam-Webster, 2021)



Figure V- 10: Pompe centrifuge détruite par la cavitation

Chapitre V Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

Pour notre cas ; la pompe utilisé est une pompe submersible. Et parce qu'elle est complètement immergée dans l'eau, la pompe submersible n'est pas sujette à la cavitation.

V.4.3.2.6. Étude du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire qui est causé par l'arrêt de la pompe. Il engendre des ondes de dépression et de surpression qui se propagent le long du collecteur. L'installation de pompage y compris tuyauteries et accessoires risque de s'éclater ou de s'aplatir à cause de ces différentes ondes.

➤ Mode de calcul des suppressions et des dépressions

- La surpression :

$$H_s = H_g + B \text{ (m.c.e)} ; \quad (\text{V-16})$$

- La Dépression

$$H_d = H_g - B \text{ (m.c.e)}. \quad (\text{V-17})$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m);

B : valeur maximale du coup de bélier (m.c.e).

- Valeur maximale du coup de bélier B :

$$B = \frac{\alpha \times V}{g} \quad (\text{V-18})$$

Avec :

α : Célérité de propagation d'onde (sans unité) ;

V : vitesse (m/s) ;

g : force de gravité (m/s²)

- Célérité de propagation d'onde :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + K \times \frac{D}{e})}} \quad (\text{V-19})$$

Avec :

K : Coefficient qui dépend de la conduite (PEHD) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (m).

➤ Résultats de calcul

Tableau V- 5: Résultats de calcul de Hs et Hd

Données						résultats			
K	D(m)	e (m)	g(m/s ²)	V(m/s)	Hg(m)	α	B(m.c.e)	Hs(m)	Hd(m)
83	0.3526	0.023	9.81	1.258	10.93	277.51	35.586	56.51	-24.756

- La valeur de Hs montrent que la conduite de refoulement ne dépassent pas la pression nominale, et Hd ne dépasse pas la pression d'ovalisation par conséquent il n y a pas de risque de destruction de la conduite par le phénomène de coup de bélier.

Afin de protéger nos conduites contre le phénomène de coup de bélier et limiter la surpression et la dépression on opte pour des équipements de protection tels que l'anti-bélier.

V.5.Dégrillage grossier pré-relèvement

Pour le souci de la protection des motopompes de relevage contre l'arrivée des matières solides au niveau du puisard tel que les chiffons, les eaux usées seront transitées par un dégrilleur grossier mécanisé, muni d'un dispositif de nettoyage automatique pour diminuer les interventions manuelles.

Le dégrilleur est placé dans un canal de réception en béton. Il est prévu une grille de secours à nettoyage manuelle placée dans un canal de by-pass à côté du dégrilleur automatique. Les eaux seront by-passées à travers la grille de secours en cas de maintenance de la grille automatique ou un incident exceptionnel. Chaque dégrilleur devra prendre en charge la totalité du débit maximum à 0.1224 m³/s.

V.5.1.Formules de calcul

(Sifoun, 2022)

- *La surface de la grille*

$$S = \frac{Q}{V \times O \times C} = l \times L0 \tag{V-20}$$

D'où :

L0 : longueur mouillé (m)

Chapitre V Conception hydraulique de la nouvelle station de relevage

I : largeur de la grille (m)

S : la surface de la grille m^2

Q : le débit de dimensionnement m^3/s

Pour notre cas $Q_p = 0.1224 m^3/s$.

V : vitesse à travers la grille (m/s) dépend de type de nettoyage :

Nettoyage manuelle : $[0.3 - 0.6]m/s$

Nettoyage automatique : $[0.6 - 1]m/s$

C : coefficient de colmatage dépend de type de nettoyage :

Nettoyage manuelle : $[0.1 - 0.3]$

Nettoyage automatique : $[0.4 - 0.6]$

O : coefficient de vide :

$$O = \frac{e}{e+d} \quad (V-21)$$

Avec :

e : espacement entre barreaux (mm) dépend de type de dégrillage :

Dégrillage grossier : $e \geq 40 mm$

Dégrillage moyen : $10 < e < 40 mm$

Dégrillage fin : $e \leq 10 mm$

d : épaisseur d'un barreau (mm) égale 10 mm pour tous types de dégrillage.

- **La largeur de grille**

$$l = \frac{S}{L_0} = \frac{Q}{V \times O \times C \times t} \times \sin \alpha \quad (V-22)$$

D'où :

t : la hauteur mouillée (m)

Pour notre cas c'est 0.27m

α : l'inclinaison de la grille

Pour notre cas $\alpha = 90^\circ$

- Les pertes de charges

$$\Delta_H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \quad (\text{V-23})$$

D'où :

Δ_H : pertes de charges de la grille (m) ;

β : facteur de forme de barreaux ;

2.42 : rectangulaire

1.67/1.83 : circulaire

Pour notre cas la forme des barreaux c'est rectangulaire

V.5.2. Le choix des données

Tableau V- 6: Résultats de choix de données des dégrilleurs

Paramètre	Dégrilleur automatique			Dégrilleur manuel de secours			
	théorique	Valeur choisie		théorique	Valeur choisie		
Vitesse (m/s)	[0.6 – 1]	1		[0.3 – 0.6]	0.4		
Coefficient de vide O	e (mm)	≥40	40	O=0.8	≥40	40	O=0.8
	d (mm)	10	10		10	10	
Coefficient de colmatage C	[0.4 – 0.6]	0.5		[0.1 – 0.3]	0.25		

V.5.3. Résultats

Tableau V- 7: Résultats de dimensionnement des dégrilleurs

Paramètre	Dégrilleur automatique	Dégrilleur manuel de secours
S (m ²)	0.306	1.53
l (m)	1.13	5.66
ΔH (m)	0.019	0.0031

V.5.4. Refus de dégrillage

Les refus de dégrillage sont récupérés dans un panier de refus pour être ensuite stockés dans une benne étanche à déchets.

V.6. Calcul de volume de la bêche à eau (bassin d'absorption)

Le but de la bêche d'absorption est la collecte et la régulation de l'eau. Le volume de ce bassin peut être calculé comme suit :

$$V = \frac{Q}{4 \times f \times n} \quad (\text{V-24})$$

$$V = \frac{440.64}{4 \times 3 \times 1} = 36.72 \text{ m}^3$$

D'où :

V : le volume de la bêche à eau ;

Q : le débit maximal à relever (m^3/h) $Q=440.64 \text{ m}^3/\text{h}$;

n : nombre de pompe en fonctionnement $n=1$;

f : nombre de démarrage de pompe par heure $n= 3$.

V.7.Conclusion

Comme mentionné précédemment ; la station de relevage sera constitué des grilles, une automatique et autre manuelle de secours dont leurs caractéristiques sont $S=0.306m^2$, $l=1.53m$, $\Delta H =0.019m$ et $S=1.53m^2$, $l=5.66m$, $\Delta H =0.0031m$ respectivement ; d'une bache à eau avec un volume de $V= 36.72 m^3$ et des pompes raccordées à une conduite de refoulement $\varnothing 400$ rejetant les effluents pompés vers un regard permettant leur écoulement gravitaire dans le collecteur $\varnothing 1000$ réalisé par COSIDER.

La station de relevage sera équipée de deux (02) pompes identiques de type LOWARA (1335M-200X.453.S23.230) une en fonctionnement et une autre en secours dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Le débit : $Q=460.7 m^3/h$;
- Rendement : $R=76.3\%$;
- Hauteur de refoulement : $HMT=12.9m$;
- Puissance : $P=22.9Kw$;
- NPSH requis : $NPSHr= 5.35m$.

Le phénomène de cavitation ne pose pas un problème car les pompes sont complètement immergées dans l'eau. Le coup de bélier aussi a été étudié pour assurer la protection et le bon fonctionnement des pompes.

Conclusion générale

Nous avons, à travers ce travail, étudié le projet de dimensionnement d'une station de relevage à Surcouf (Hai Chouhada) commune d'Ain Taya wilaya d'Alger. Cette étude a touché le dimensionnement des nouveaux collecteurs et la nouvelle station de relevage nécessaires pour assurer la collecte et l'évacuation des eaux usées.

Dans le contexte de régler toutes les défaillances relevés du système d'assainissement existant; on a projeté des nouveaux collecteurs ainsi qu'une nouvelle station de relevage qui prend en charge les eaux usées évacuées par ces derniers.

Ce travail a permis de dégager les résultats suivants :

- L'estimation des débits à évacuer pour un horizon de 28 ans (2050) indique :
 - le débit totale à évacuer $Q_T=673.861$ l/s
 - le débit des eaux usées à évacuer $Q_u= 122.487$ l/s.
- Afin d'assurer la collecte et l'évacuation de tous des eaux on projette 12 collecteurs en PVC (polychlorure de vinyle).
- Les résultats relevés de dimensionnement de la nouvelle station de relevage sont les suivants :
 - La conduite de refoulement sera en PEHD avec $DN=400$ mm;
 - La hauteur manométrique totale $HMT= 12.739$ m ;
 - La surface de la grille $S= 0.306$ m² et les pertes de charges $\Delta H =0.019$ m ;
 - Le volume de la bâché à eau $V= 36.72$ m³ ;
- Pour le choix de pompe, nous avons opté pour deux pompes centrifuges immergées à disposition verticale de la marque LOWARA (une en fonctionnement et l'autre de secours).
- La protection des conduites doit être assurée. On a remarqué que d'après la valeur de H_s la conduite de refoulement ne dépassent pas la pression nominale et H_d ne dépasse pas la pression d'ovalisation, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le phénomène de coup de bélier.

A la fin, ce stage a été un pont de passage d'un aspect théorique vers un monde d'application professionnelle. Il m'a permis de développer certaines connaissances. J'ai appris quelques notions sur les logiciels Covadis, Google Earth et le logiciel de calcul réseau assainissement

Enfin, nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme référence.

Références et Bibliographiques

- **Journal officiel de la republique algerienne n°56.** (5 septembre 2004).
- **Climate data** Consulté le Mai 2022, sur <https://fr.climate data.org>.
- **Google earth.** (2022). Récupéré sur <https://www.google.com>.
- **Office National de la Météorologie ONM.**
- **BARAKA**, bureau d'étude d'Hydraulique visité en mars 2022.
- **Réseau d'assainissement des eaux sous bassins versant.** (2022, Mai 25). Récupéré sur [opendata.swiss: http://www.opendata.swiss/fr](http://www.opendata.swiss/).
- **El-Islam, a. S.** (2019). mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplome d'ingénieur d'état en Hydraulique. Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN W.BLIDA.
- **BELKACEMI.** (2019). Etude d'adduction en eau potable des communes :Récupéré sur <http://www.despace.univ-bouira.dz>.
- **BENAZZOUZ, M.** (2007, Mai). stations de pompage et de relevage des eaux usées. Récupéré sur www.CénieCivilPDF.com.
- **Caractéristiques PEHD .** (2022). Récupéré sur Caractéristiques PEHD : <https://soleno.com/pehd-option-avenir>.
- **Concille, C.** (2021). Socah hydraulique. Récupéré sur Socah hydraulique: <https://www.socah-hydraulique.fr>.
- **Eddy pump.** (2022). Récupéré sur Eddy pump: <https://eddypump.com>.
- **Elearning.univ-biskra.** (2020). Récupéré sur [elearning.univ-biskra: http://elearning.univ-biskra.dz](http://elearning.univ-biskra.dz).
- **Pompes japy.** (2022). Récupéré sur <https://www.pompes-japy.fr>.
- **T.BAUER. (2013).** guide technique conception des stations de pompage en assainissement.

Annexes

1335M-200X.453.S23.230

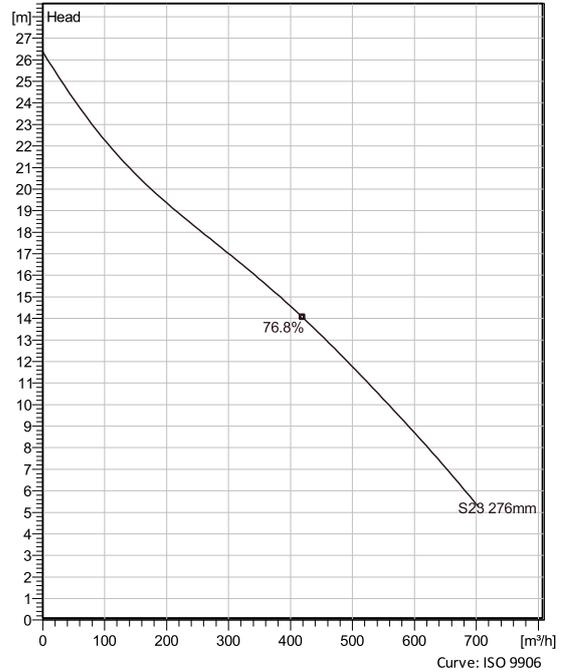
Submersible pumps for sewage and surface water within municipal and commercial building applications. Non-clog impellers are designed to maintain reliable performance at sustained efficiency.



Technical specification



Curves according to: Wastewater [100%], 4 °C, 1 kg/dm³, 1.569 mm²/s



Configuration

Motor number K1335.181.30-29-4ZA-W 22KW	Installation type Wet well kit
Impeller diameter 276 mm	Discharge diameter 200 mm

Pump information

Impeller diameter 276 mm
Discharge diameter 200 mm
Inlet diameter
Maximum operating speed 1485 1/min
Number of blades 2

Materials

Impeller Grey cast iron
Stator housing material Grey cast iron

Project		Created by	Ik Ram	Last update	7/13/2022
Block	0	Created on	7/13/2022		

1335M-200X.453.S23.230

Technical specification



Motor - General

Motor number K1335.181 30-29-4ZA-W 22KW	Phases 3~	Rated speed 1485 1/min	Rated power 22 kW
Approval No	Number of poles 4	Rated current 80 A	Stator variant 2
Frequency 50 Hz	Rated voltage 230 V	Insulation class F	Type of Duty S1

Motor - Technical

Power factor - 1/1 Load 0.75	Motor efficiency - 1/1 Load 92.6 %	Total moment of inertia 0.41 kg m ²	Starts per hour max. 15
Power factor - 3/4 Load 0.66	Motor efficiency - 3/4 Load 91.8 %	Starting current, direct starting 1010 A	
Power factor - 1/2 Load 0.52	Motor efficiency - 1/2 Load 89.6 %	Starting current, star-delta 336 A	

Project		Created by	Ik Ram	Last update	7/13/2022
Block	0	Created on	7/13/2022		

1335M-200X.453.S23.230

Performance curve

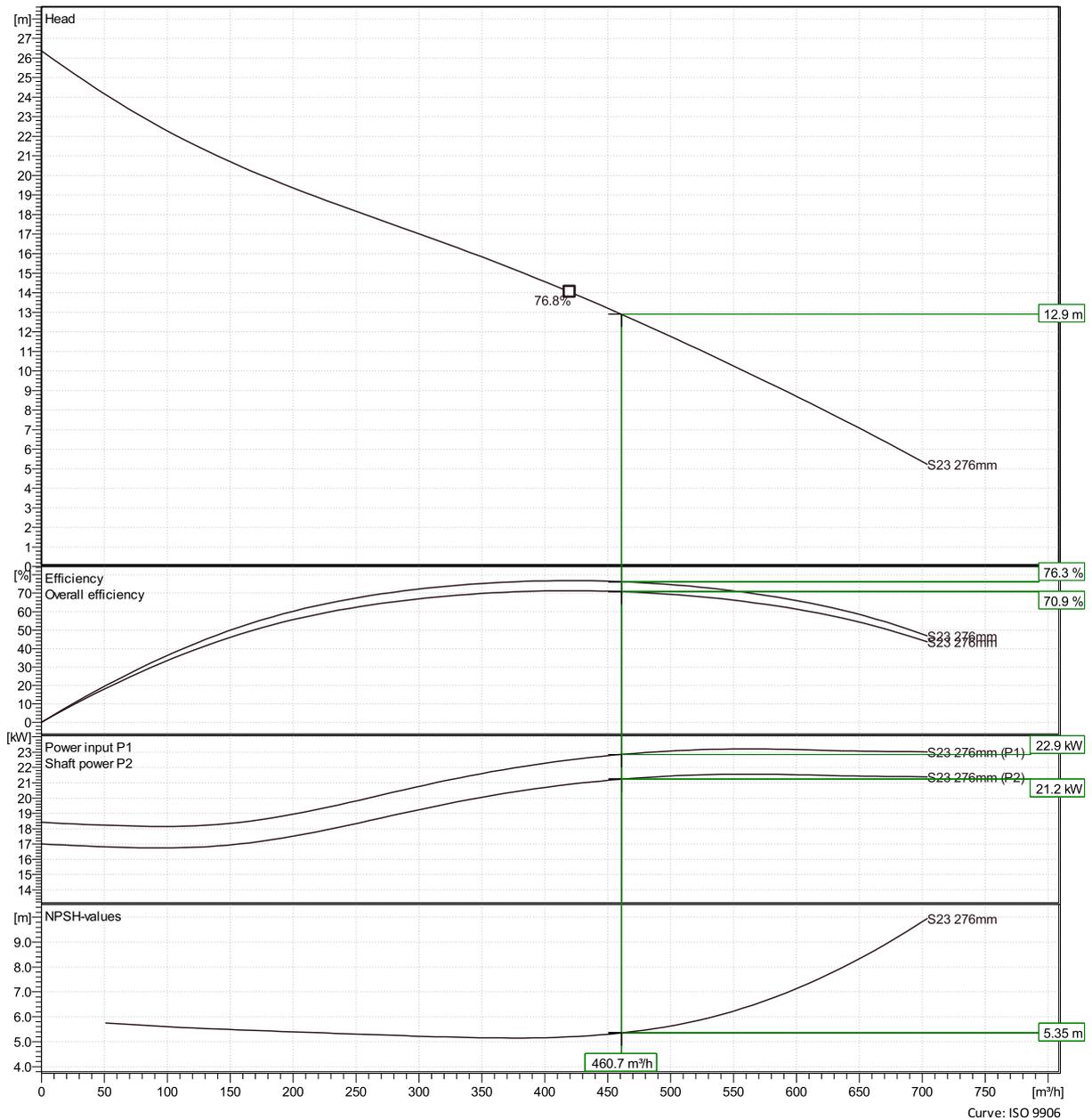


Duty point

Flow
461 m³/h

Head
12.9 m

Curves according to: Wastewater [100%], 4 °C, 1 kg/dm³, 1.569 mm²/s



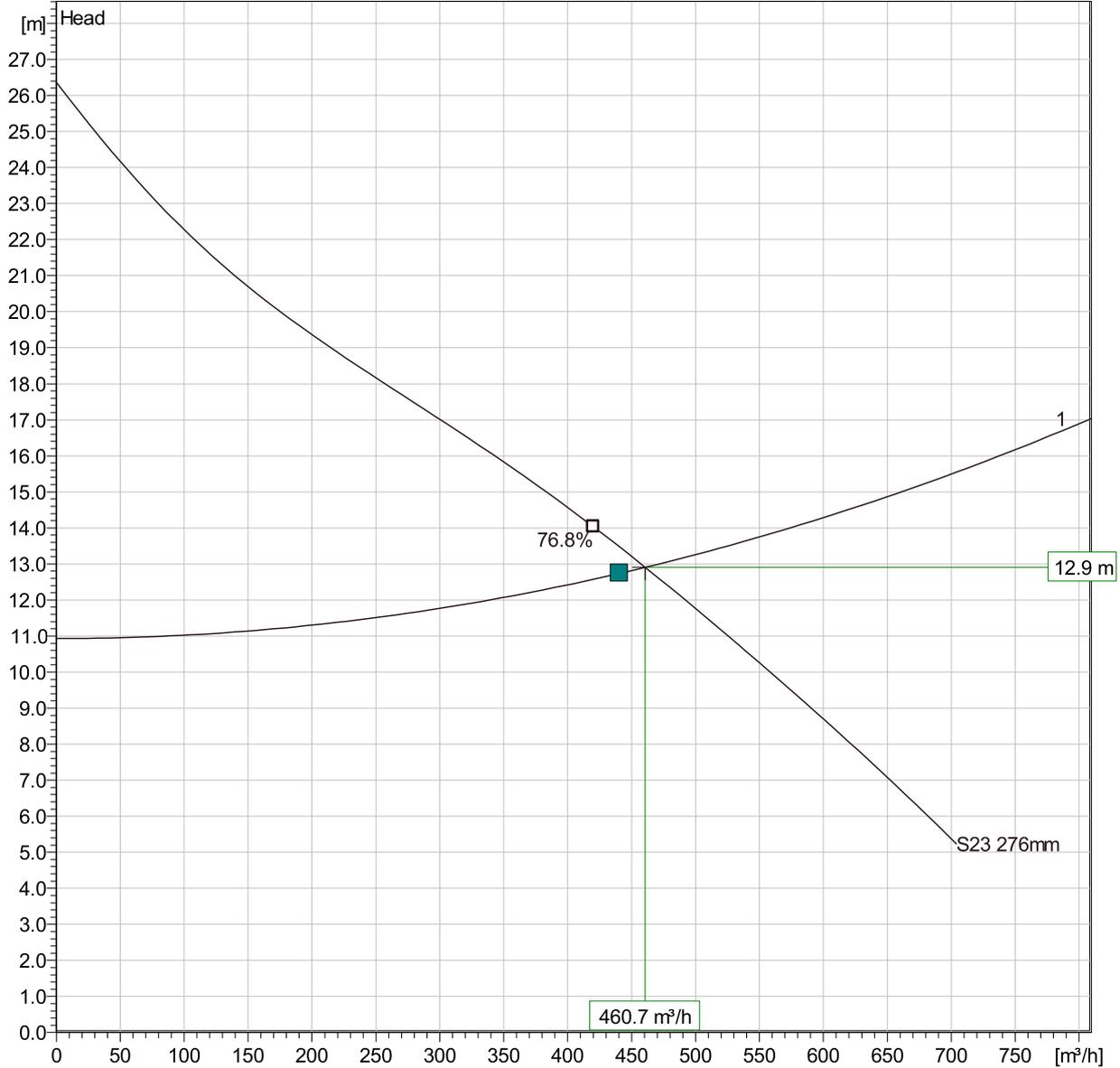
Project		Created by	Ik Ram	Last update	7/13/2022
Block	0	Created on	7/13/2022		

1335M-200X.453.S23.230

Duty Analysis



Curves according to: Wastewater [100%], 4 °C, 1 kg/dm³, 1.569 mm²/s



Curve: ISO 9906

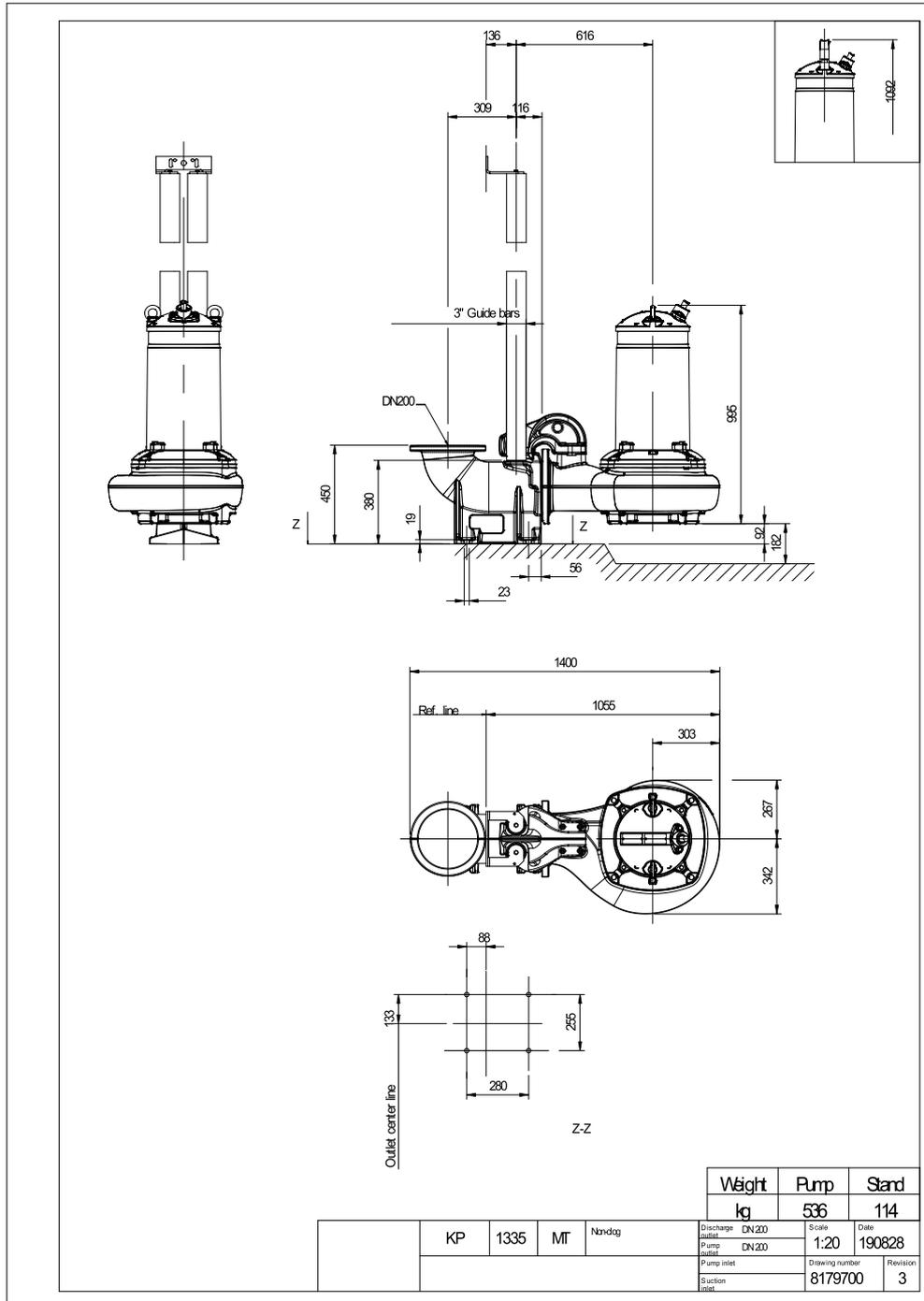
Operating characteristics

Pumps running /System	Individual pump			Total					NPSH _{re}
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Pump eff.	Specific energy	
1	461 m ³ /h	12.9 m	21.2 kW	461 m ³ /h	12.9 m	21.2 kW	76.3 %	4.96E-5 kWh/l	5.35 m

Project		Created by	Ik Ram	Last update	7/13/2022
Block	0	Created on	7/13/2022		

1335M-200X.453.S23.230

Dimensional drawing



Weight	kg	Pump	536	Stand	114
	Discharge outlet: DN 200		Scale	Date	
Pump inlet: DN 200		1:20		190828	
Pump inlet		Drawing number		Revision	
Suction inlet		8179700		3	

Project	Created by	Ik Ram	
Block	Created on	7/13/2022	Last update 7/13/2022