

Session Novembre 2024

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Allah, le Tout-Puissant, qui a éclairé mon chemin.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance et mes plus profonds remerciements à:

Tous les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

Monsieur Ghachi Mourad et Monsieur Khedimallah Abderrahmane pour leur accueil chaleureux et pour m'avoir permis de travailler sur ce projet.

Mes enseignants de l'ENSH, pour leurs efforts constants afin de nous offrir un cadre favorable à notre formation, en mettant à notre disposition leur savoir, leur écoute et leur compréhension.

Enfin, je voudrais adresser mes derniers, mais non les moindres, remerciements à tous mes amis de la promotion 2024.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers et tendres parents, qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de me motiver. Les mots me manquent malheureusement pour exprimer tout l'amour que j'ai pour vous, ainsi que la fierté et le bonheur que je ressens à votre égard. Je vous aime, papa et maman, que Dieu vous récompense et vous accorde longue vie.

À mes frères Yakoub et Wacim, ma source de bonheur, d'équilibre, de réconfort et d'amour.

À mon grand-père El Hadj Mouhamed Taher et à mes grands-mères Taoues et Zineb, pour leur amour, leur soutien et leurs prières. Que Dieu les garde en bonne santé et leur accorde une longue vie.

Tous mes amis de la promotion 2024

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تعزيز تزويد تسع بلديات في ولاية قالمة بالمياه الصالحة للشرب انطلاقاً من محطة تحلية المياه بالشط، وذلك استجابةً للعجز الكبير المسجل في المنطقة، وخصوصاً لتلبية الاحتياجات المستقبلية. يندرج هذا المشروع ضمن إطار الاستثمارات الكبرى للدولة الجزائرية، التي تهدف إلى تأمين الموارد المائية وضمان تزويد السكان بالمياه. تركز الدراسة على تصميم نظام التزويد، بما في ذلك محطة الضخ والخزانات، إضافةً إلى تركيب جهاز لحماية الأنابيب من التآكل وظاهرة المطرقة المائية. كما تتضمن المنهجية المعتمدة لتنفيذ المشروع وتقدير تكلفته.

الكلمات المفتاحية: محطة تحلية المياه، تقوية شبكة تزويد المياه الصالحة للشرب، تحديد الابعاد، انابيب

Résumé

Le projet vise à renforcer l'alimentation en eau potable des neuf communes de Guelma à partir de la station de dessalement d'El Chatt, en réponse à un déficit important observé dans la région, mais surtout pour répondre aux besoins futurs. Ce projet s'inscrit dans le cadre des grands investissements de l'État algérien, visant à valoriser la ressource en eau et à assurer l'approvisionnement de la population. L'étude porte sur le dimensionnement du système d'adduction, y compris la station de pompage et les réservoirs, ainsi que l'installation d'un dispositif de protection des conduites contre la corrosion et le coup de bélier. Elle inclut également la méthodologie de réalisation du projet et l'estimation de son coût.

Mots clés : Station de dessalement, renforcement de l'alimentation en eau potable, dimensionnement, conduites.

Abstract

The goal of this project is to enhance the water supply for the nine towns of Guelma from El Chatt desalination plant, addressing the region's current drinking water shortage and meeting its future needs. This initiative falls within the scope of major projects launched by the Algerian government to safeguard water resources and ensure the population's supply. The study focuses on designing the water supply system, including dimensioning the adduction, the tanks and the pumping station, implementing protection measures against corrosion and water hammer and developing an action plan for the project's execution along with its cost estimation.

Key words : Desalination plant, strengthening the drinking water supply, dimensioning, water pipes.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I.1 Situation géographique.....	1
I.2 Situation topographique.....	2
I.3 Situation climatique.....	2
I.3.1 Climat.....	2
I.3.2 Température.....	2
I.3.3 Humidité relative de l'air.....	3
I.3.4 Le vent.....	3
I.3.5 La pluviométrie.....	3
I.3.5.1 Précipitations moyennes mensuelles.....	3
I.3.5.2 Précipitations moyennes annuelles.....	4
I.4 Situation géologique.....	5
I.4.1 La géologie.....	5
I.4.2 Sismicité.....	5
I.5 Situation démographique.....	6
I.6 Situation hydraulique actuelle.....	6
I.6.1 Ressource en eau.....	6
I.6.2 La future station de dessalement.....	7
Conclusion	7

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction.....	8
II.1 Estimation de la population future.....	8
II.2 Estimation des besoins en eau.....	9
II.2.1 Consommation moyenne journalière.....	9
II.2.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur.....	9
II.2.2.1 Besoins domestiques	10
II.2.2.2 Besoins scolaires.....	11
II.2.2.3 Besoins sanitaire.....	12
II.2.2.4 Besoins administratifs.....	12
II.2.2.5 Besoins socioculturels.....	14
II.2.2.6 Besoins commerciaux.....	15
II.2.2.7 Récapitulation des besoins en eau.....	16
II.2.2.8 Estimation des pertes.....	16
II.3 Etude des variations de la consommation.....	17
II.3.1 La consommation maximale et minimale journalière.....	17
II.3.2 Etude de la consommation horaire	18
II.3.2.1 Débit moyen horaire.....	18
II.3.2.2 Débit maximum et minimum horaire.....	18
II.4 Bilan ressources – besoins de la zone d’étude.....	22
Conclusion.....	22

Chapitre III : Stockage

Introduction.....	23
III.1 Fonctions des réservoirs	23
III.2 Prescription sanitaire.....	24
III.3 Classification des réservoirs.....	24
III.3.1 Classification selon les matériaux de construction.....	24
III.3.2 Classification selon la situation des lieux.....	24
III.3.3 Classification selon l'usage.....	25
III.3.4 Classification selon la forme géométrique.....	25
III.4 Equipement de réservoirs.....	25
III.4.1 Conduite d'adduction ou d'arrivée.....	25
III.4.2 Conduite de distribution.....	26
III.4.3 Conduite de trop-plein.....	27
III.4.4 Conduite de vidange.....	27
III.4.5 Conduite de by-pass.....	27
III.5 Exigences techniques.....	28
III.6 Entretien des réservoirs	28
III.7 Emplacement des réservoirs.....	28
III.8 Choix de type d'un réservoir.....	29
III.9 Description des réservoirs existants.....	29
III.10 Dimensionnement de réservoir.....	30
III.10.1 Réservoir de stockage.....	30
III.10.2 Réservoir tampon.....	30
III.10.3 Bâche de reprise des stations de pompes	31

III.10.4 Calcul de la capacité des réservoirs.....	31
III.10.5 Forme des réservoirs.....	37
Conclusion.....	38

Chapitre V : Adduction

Introduction	39
V.1 Les conduites d'adduction.....	39
V.1.1 Généralité.....	39
V.1.2 Types d'adduction	39
V.1.2.1 Adduction gravitaire.....	39
V.1.2.2 Adduction par refoulement.....	39
V.1.2.3 Adduction mixte	39
V.2 Choix du tracé	40
V.3 Choix de type de canalisation.....	40
V.3.1 Aspects techniques.....	40
V.3.2 Aspects économiques.....	40
V.4 Protection.....	41
V.5 Etude de l'adduction	41
V.5.1 Description.....	41
V.5.2 Proposition des variantes.....	42
V.6 Calcul hydraulique.....	43
V.6.1 Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	43
V.6.1.1 Calcul des pertes de charge linéaires.....	44
V.6.1.2 Calcul des pertes de charge singulières.....	45
V.6.1.3 Calcul des pertes de charge totale.....	45

V.6.1.4 Calcul de la hauteur manométrique total HMT.....	46
V.6.1.5 Puissance absorbée par la pompe	46
V.6.1.6 Energie consommée par la pompe.....	46
V.6.1.7 Dépense annuelle de l'énergie.....	47
V.6.1.8 Frais d'exploitation.....	47
V.6.1.9 Frais d'amortissement.....	48
V.6.2 Calcul des diamètres économiques de la conduite gravitaire.....	48
V.7 Dimensionnement des adductions.....	49
V.7.1 Variante 01.....	49
V.7.1.1 Partie gravitaire.....	49
V.7.1.2 Partie refoulement.....	50
V.7.2 Variante 02.....	57
Conclusion	58

Chapitre VI : Station de pompage

Introduction	59
VI.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage	59
VI.2 Choix du type de la pompe	59
VI.3 Couplage des pompes	59
VI.3.1 Couplage en parallèle.....	60
VI.3.2 Couplage en série.....	60
VI.4 Choix du nombre de pompes	60
VI.5 Courbe caractéristique de la conduite	61
VI.6 Caractéristique de la pompe.....	61
VI.6.1 Point de fonctionnement des pompes	61

VI.6.2 Type et mode de réglage.....	61
VI.6.2.1 Débit pompé > Débit demandé.....	62
VI.6.2.2 Débit pompé < Débit demandé.....	62
VI.7 Etude de cavitation.....	63
VI.7.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	64
VI.7.2 Calage de la pompe.....	65
VI.8 Les frais de pompage.....	65
VI.9 Application numérique.....	65
VI.9.1 Choix des pompes.....	65
VI.9.1.1 Station de pompage 03.....	65
VI.9.1.2 Station de pompage 04.....	67
VI.9.1.3 Station de reprise 03.....	69
VI.9.1.4 Station de reprise 04.....	71
VI.9.2 Vérification de non cavitation et calage des pompes.....	73
VI.9.2.1 Station de pompage 03.....	73
VI.9.2.2 Station de pompage 04.....	74
VI.9.2.3 Station de reprise 03.....	74
VI.9.2.4 Station de reprise 04.....	74
VI.9.3 Dimensionnement de bâtiment de station pompage.....	75
VI.9.3.1 Station de pompage 03.....	75
VI.9.4 Calcul des frais de pompage.....	77
Conclusion	77

Chapitre VII : Protection anti béliér

Introduction.....	78
VII.1 Protection des conduites contre le coup de béliér.....	78
VII.1.1 Définition.....	78
VII.1.2 Origines des coups de béliér.....	78
VII.1.3 Amplitude des coups de béliér.....	78
VII.1.4 Risques dus aux coups de béliér.....	79
VII.1.4.1 Cas de la surpression.....	79
VII.1.4.2 Cas de la dépression.....	79
VII.1.5 Risque pour un refoulement.....	79
VII.1.6 Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de béliér.....	80
VII.1.6.1 Réservoirs d'air.....	80
VII.1.6.2 Cheminée d'équilibre.....	81
VII.1.6.3 Soupape de décharge.....	81
VII.1.6.4 Volant d'inertie.....	82
VII.1.7 Principe de fonctionnement de réservoir anti béliér	82
VII.1.8 Calcul des réservoirs d'air.....	83
VII.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de béliér.....	88
VII.2.1 Détermination du temps de fermeture.....	89
VII.3 Protection des conduites contre la corrosion.....	89
VII.3.1 Définition.....	89
VII.3.2 Les facteurs de la corrosion.....	90
VII.3.3 Corrosion externe.....	90

VII.3.4 Protection des conduites contre la corrosion externe.....	91
VII.3.5 Corrosion interne.....	91
VII.3.6 Protection des conduites contre la corrosion externe.....	92
Conclusion	92

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	93
VIII.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'adduction.....	93
VIII.2 Matérialisation de l'axe.....	93
VIII.3 Nivellement de la plate – forme de pose.....	93
VIII.4 Calcul des volumes de travaux	93
VIII.4.1 Travaux concernant l'adduction.....	93
VIII.4.2 Calcul des volumes de travaux pour le réservoir	99
VIII.4.3 Calcul des volumes de travaux pour la station de pompage.....	102
VIII.5 Estimation des aménagements.....	105
VIII.6 Détermination de la durée du projet	106
VIII.6.1 Définition des tâches et leurs durées.....	106
VIII.6.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	107
VIII.7 Choix des engins.....	108
Conclusion.....	108

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : La population par communes de la zone d'étude.....	6
Tableau I.2 : La production en eau existante.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau II.1 : Estimation de la population future de l'agglomération.....	8
Tableau II.2 : Consommation moyenne journalière des neuf communes de Guelma.....	10
Tableau II.3 : Les besoins scolaires des communes.....	11
Tableau II.4 : Les besoins sanitaires des communes.....	12
Tableau II.5 : Les besoins administratifs des communes.....	12
Tableau II.6 : Les besoins socioculturels des communes.....	14
Tableau II.7 : Les besoins commerciaux des communes.....	15
Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	16
Tableau II.9 : Récapitulation des demandes total en eau de l'agglomération.....	17
Tableau II.10 : Récapitulation des débits journalières.....	18
Tableau II.11 : Débits (max et min) horaires pour l'horizon 2054.....	20
Tableau II.12 : Répartition des débits horaires de la commune de Nechmaya.....	21
Tableau II.21 : Bilan ressources – besoins à l'horizon	22

Chapitre III : Stockage

Tableau III.1 : Evaluation du volume utile des réservoirs.....	31
Tableau III.2 : Evaluation du volume utile des réservoirs.....	33
Tableau III.3 : Evaluation du volume utile des réservoirs.....	35
Tableau III.4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	38

Chapitre V : Adduction

Tableau V.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	47
Tableau V.2 : Coefficients k' , β , m pour différents types du tuyau.....	49
Tableau V.3 : Calcul de diamètre avantageux.....	49
Tableau V.4 : Calcul de la perte de charge totale.....	50
Tableau V.5 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	50
Tableau V.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	50
Tableau V.7 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	51
Tableau V.8 : Calcul de la perte de charge totale.....	52
Tableau V.9 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	52
Tableau V.10 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	52
Tableau V.11 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	53
Tableau V.12 : Calcul de la perte de charge totale.....	54
Tableau V.13 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	54
Tableau V.14 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	54
Tableau V.15 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	55
Tableau V.16 : Calcul de la perte de charge totale.....	56
Tableau V.17 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	56
Tableau V.18 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	56
Tableau V.19 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	57
Tableau V.20 : Calcul de diamètre avantageux.....	57
Tableau V.21 : Bilan des deux variantes.....	58

Chapitre VI : Station de pompage

Tableau VI.2 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	66
Tableau VI.3 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	69
Tableau VI.4 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	71
Tableau VI.5 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	72
Tableau VI.6 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible	73
Tableau VI.7 : Le calage de la pompe.....	73
Tableau VI.8 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.	74
Tableau VI.9 : Le calage de la pompe.....	74
Tableau VI.10 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	74
Tableau VI.11 : Le calage de la pompe.....	74
Tableau VI.12 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	74
Tableau VI.13 : Le calage de la pompe.....	75
Tableau VI.14 : Choix du type de bâtiment.....	75
Tableau VI.15 : Frais de pompage.....	77

Chapitre VII : Protection anti bélier

Tableau VII.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	84
Tableau VII.2 : Calcul des coefficients A et K.....	84
Tableau VII.3 : Calcul de volume de réservoir d'air SP03 - RT Nech	84
Tableau VII.4 : Calcul de la capacité totale de réservoir d'air SP03 - RT Nech.....	85
Tableau VII.5 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	85
Tableau VII.6 : Calcul des coefficients A et K.....	86
Tableau VII.7 : Calcul de volume de réservoir d'air SP04 - SR03.....	86
Tableau VII.8 : Calcul de la capacité totale de réservoir d'air SP04 - SR03	86

Tableau VII.9 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	86
Tableau VII.10 : Calcul des coefficients A et K.....	86
Tableau VII.11 : Calcul de volume de réservoir d'air SR03 - SR04.....	86
Tableau VII.12 : Calcul de la capacité totale de réservoir d'air SR03 - SR04.....	87
Tableau VII.13 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	87
Tableau VII.14 : Calcul des coefficients A et K.....	87
Tableau VII.15 : Calcul de volume de réservoir d'air SR03 - RT El Fadj.....	87
Tableau VII.16 : Calcul de la capacité totale de réservoir d'air SR03 -. RT El Fadj.....	87
Tableau VII.17 : Calcul de temps de fermeture des vannes.....	89

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du décapage de la couche de terre végétale.....	94
Tableau VIII.2 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	95
Tableau VIII.3 : Calcul du volume du lit de sable.....	96
Tableau VIII.4 : Calcul du volume de la conduite.....	97
Tableau VIII.5 : Coefficient de foisonnement.....	98
Tableau VIII.6 : Calcul du volume de déblais.....	99
Tableau VIII.7 : Calcul du volume de tout-venant.....	100
Tableau VIII.8 : Calcul du volume de béton de propreté.....	100
Tableau VIII.9 : Calcul du volume du béton armé.....	101
Tableau VIII.10 : Calcul du volume du béton armé.....	102
Tableau VIII.11 : Calcul du volume de volume de remblai compacté.....	102
Tableau VIII.12 : Devis quantitatif et estimatif.....	106
Tableau VIII.13 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	106
Tableau VIII.14 : Taches qui procèdent et qui succèdent chaque opération.....	107

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Présentation géographique de la zone d'étude (google earth)2024.....	1
Figure I.2 : Variation des températures moyennes mensuelles (1994-2014).....	2
Figure I.3 : Variation de l'humidité relative moyenne mensuelle (1994-2014).....	3
Figure I.4 : Variation des précipitation moyennes mensuelles (1994-2014).....	4
Figure I.5 : Evolution des précipitations annuelles (1994-2014).....	4

Chapitre II : Estimation des besoins

Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude.....	9
---	---

Chapitre III : Stockage

Figure III.1 : Arrivée par sur verse (Chute libre).....	25
Figure III.2 : Arrivée par sur verse (Noyée).....	25
Figure III.3 : Arrivée par-dessous (Par le fond).....	26
Figure III.4 : Arrivée par-dessous (Par le bas).....	26
Figure III.5 : Conduite de départ.....	26
Figure III.6 : Conduite de vidange et de trop-plein.....	27
Figure III.7 : Conduite by-pass.....	27

Chapitre V : Adduction

Figure V.1 : Plan de situation du transfert d'eau (Google Earth 2024).....	43
Figure V.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SP03 – Rtnech.....	51
Figure V.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SP04 – SR03.....	53
Figure V.4 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SR03 – SR04.....	55
Figure V.5 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SR04 – RT El Fedjouj....	57

Chapitre VI : Station de pompage

Figures VI.1 : Couplage en parallèle.....	60
Figures VI.2 : Couplage en série.....	60
Figures VI.3 : Pompe Omega 300-700A.....	66
Figures VI.4 : Point de fonctionnement de SP03.....	67
Figures VI.5 : Pompe Omega 300-700B.....	68
Figures VI.6 : Point de fonctionnement de SP04.....	69
Figures VI.7 : Pompe Omega 250-600A.....	70
Figures VI.8 : Point de fonctionnement de SR03.....	71
Figures VI.9 : Pompe Omega 300-700A.....	72
Figures VI.10 : Point de fonctionnement de SR04.....	73

Chapitre VII : Protection anti béliér

Figure VII.1 : Réservoir d'air.....	81
Figure VII.2 : Schéma d'une cheminée d'équilibre.....	81
Figure VII.3 : Soupape de décharge.....	82
Figure VII.4 : Profil en long (1).....	85
Figure VII.5 : Profil en long (2,3,4).....	88
Figure VII.6 : Corrosion externe dans une conduite.....	91
Figure VII.7 : Tuyau recouvert d'une protection en polyéthylène.....	91
Figure VII.8 : Corrosion interne dans une conduite.....	92

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Réseau à nœuds.....	107
--	------------

Liste des planches

Planche N°1 : Schéma verticale de la première variante.

Planche N°2 : Schéma verticale de la deuxième variante.

Planche N°3 : Plan du système d'adduction projeté de la variante retenue.

Planche N°4 : Profil en long de l'adduction.

Planche N°5 : Plan des équipements de la station de pompage.

Introduction générale

En Algérie, l'eau est une ressource indispensable mais menacée, et sa gestion représente un enjeu crucial pour le pays. Bien que les ressources hydriques existent, elles sont limitées et inégalement réparties, avec une disponibilité souvent compromise par des facteurs tels que le climat semi-aride, la sécheresse fréquente, la croissance démographique et la pollution. Ces conditions créent un risque accru de pénurie, rendant nécessaire une gestion particulièrement rigoureuse des ressources en eau pour garantir un approvisionnement suffisant et durable.

La wilaya de Guelma illustre bien ces enjeux, car ses ressources actuelles ne parviennent pas à couvrir les besoins croissants de la population. Dans ce contexte, notre étude s'inscrit dans une démarche de renforcement de l'alimentation en eau potable pour les neuf communes de cette wilaya, à partir de la nouvelle station de dessalement d'El Chatt, située dans la wilaya d'El Tarf. Ce projet vise à évaluer l'efficacité du système d'adduction, à identifier les éventuels défis techniques et opérationnels, et à proposer des solutions pour assurer un accès fiable et durable à l'eau potable pour les habitants.

Ce mémoire de fin d'études est structuré en sept chapitres, chacun jouant un rôle clé dans l'analyse et la proposition de solutions pour répondre aux défis hydriques de la région. Ils sont répartis comme suit :

- Présentation de la zone d'étude.
- Estimation des besoins.
- Ouvrages de stockage.
- Adduction.
- Station de pompage.
- Protection anti béliet.
- Organisation de chantier

Introduction :

Avant d'entamer l'étude du projet d'alimentation en eau potable, une analyse détaillée du site est impérative afin de comprendre toutes les particularités des neuf communes de wilaya de Guelma. Parmi ces particularités, il est crucial d'examiner la situation géographique, topographique, climatique, sismique et hydraulique de la wilaya. Ces données seront essentielles pour établir une évaluation précise du réseau d'adduction et élaborer un schéma d'alimentation adapté aux besoins du projet envisagé.

I.1 Situation géographique :

Le projet concerne les communes des daïras de Bouchegouf et Héliopolis, ainsi que deux communes de la daïra de Guelmat Bou Sbaa (Nechmia et Guelmat Bou Sbaa) dans la wilaya de Guelma, situées au nord-est de l'Algérie. La zone d'étude s'étend sur une superficie de 955,91 km² et délimitée par :

- La wilaya d'Annaba, au Nord.
- La wilaya d'El Taref, au Nord-Est.
- La daïra de Hammam Debagh, au Nord-Ouest.
- Les deux daïras : Khezara et Guelma, au Sud.
- La daïra de Hammam N'Bails, au Sud-Est.
- La daïra de Houari Boumediene, au Sud-Ouest.

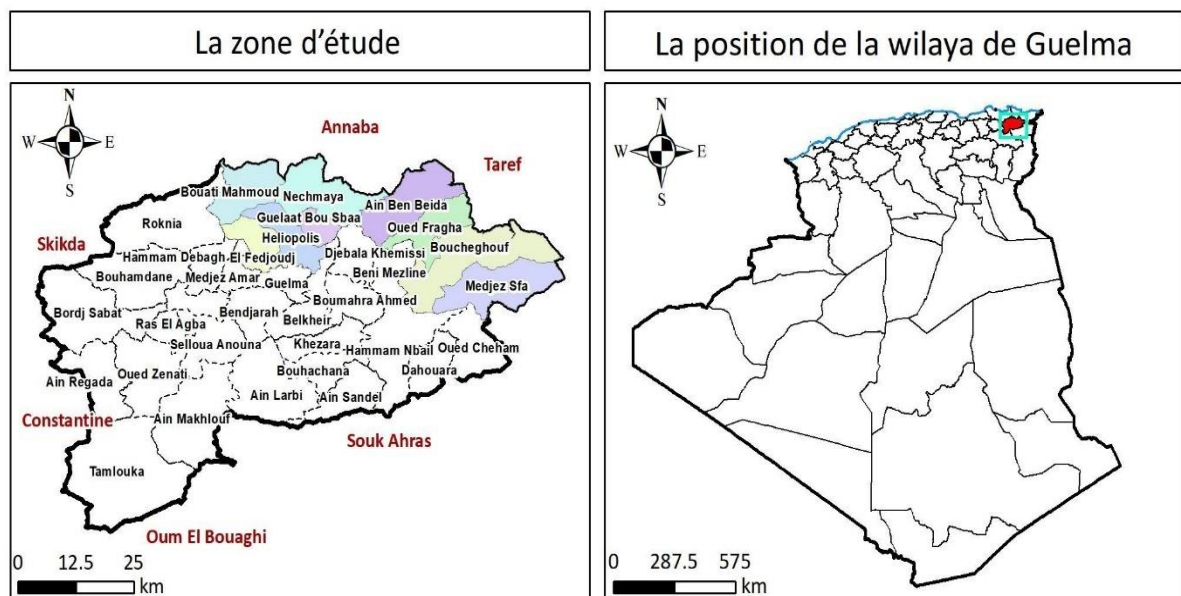


Figure I.1 : Présentation géographique de la zone d'étude (Google Earth2024)

I.2 Situation topographique :

La région de Guelma présente un relief montagneux uniforme sur toute sa superficie. L'altitude moyenne de la chaîne tellienne locale avoisine les 500 m, tandis que celle des vallées varie entre 110 m à l'amont et 30 m à l'aval. Il convient de souligner que près de 75% de la partie Nord-Est de la région est couverte par des reliefs montagneux, notamment les vastes étendus forestières de Beni Mezline, Beni Salah et Ouled Bechiah.

I.3 Situation climatique :

I.3.1 Climat :

Le territoire de la région se caractérise par un climat sub-humide au centre et au Nord tandis qu'il devient semi-aride vers le Sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été.

I.3.2 Température :

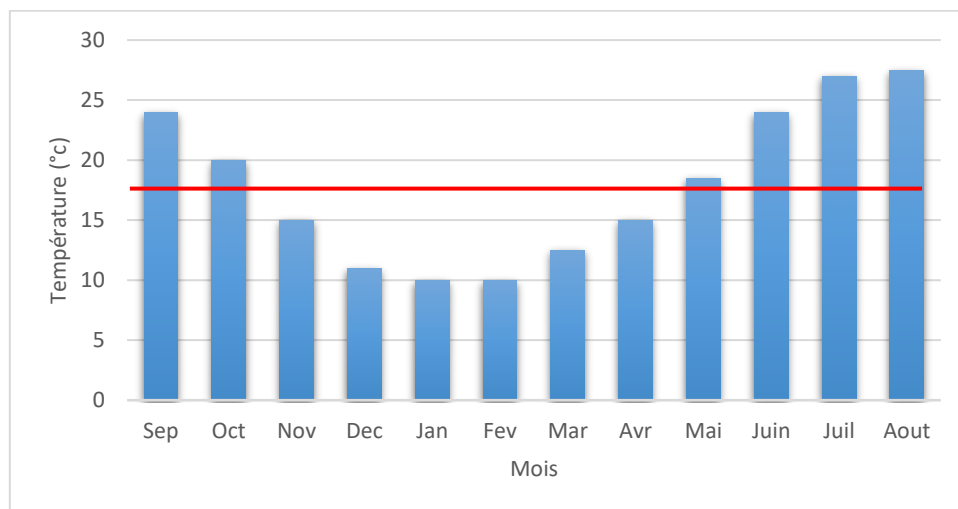


Figure I.2 : Variation des températures moyennes mensuelles (1994-2014)

(Source de données : DRE, Guelma)

La figure I-2 représente les températures moyennes mensuelles durant la période (1994-2014) confirmant l'existence de deux saisons distinctes : l'une allant de (Novembre à Avril) constituant une période fraîche et douce, et l'autre de (Mai à Octobre) et indique une saison douce et chaude.

Les températures moyennes mensuelles les plus élevées sont enregistrées pendant l'été (Juin à Octobre) avec des températures variant de 19,95°C à 27,38°C. Les températures moyennes les plus basses de 9,95°C à 12,5°C, sont observées en hiver (Décembre à Mars) avec un minimum de température durant le mois de Janvier (9,95°C).

I.3.3 Humidité relative de l'air :

L'humidité de l'air influence fortement l'évaporation. Plus l'air est humide, moins il peut absorber d'humidité supplémentaire. Une humidité élevée réduit la sécheresse et favorise le développement des plantes.

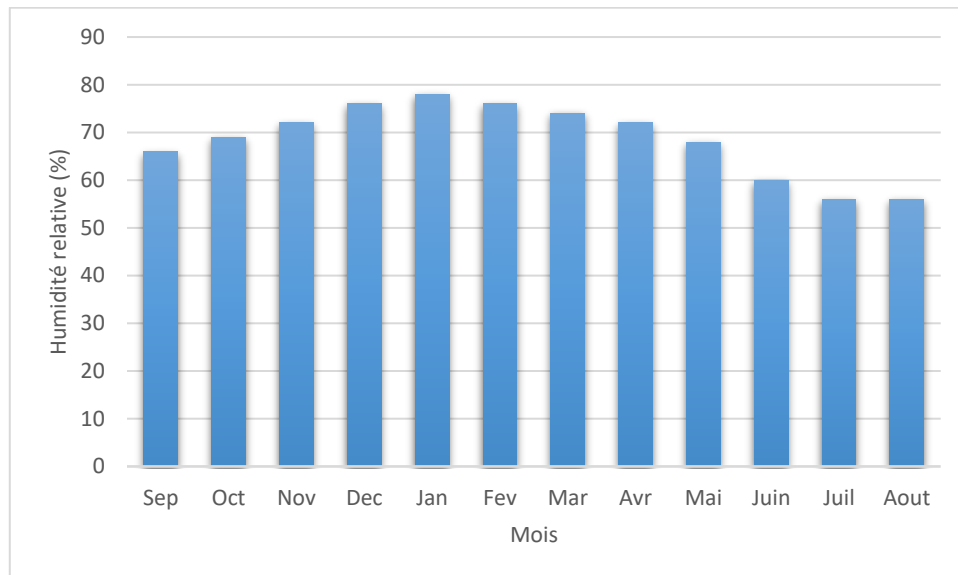


Figure I.3 : Variation de l'humidité relative moyenne mensuelle (1994-2014)

(Source de données : DRE, Guelma)

Les moyennes mensuelles de l'humidité relative de l'air durant la période (1994-2014), comme illustré dans la figure I-3, restent généralement au-dessus de 50%. L'humidité relative est souvent plus élevée pendant les mois les plus froids, atteignant son maximum en Janvier (77,73%), tandis que le minimum est enregistré en Aout (55,78%).

I.3.4 Le vent :

Le vent est un élément crucial du climat. Connaitre sa direction, son intensité et sa fréquence est essentiel. Les vents de Nord-Est sont plus fréquents en Juillet, avec une vitesse moyenne annuelle de 6,20 km/h, atteignant leur maximum de fréquence entre Octobre et Février.

I.3.5 La pluviométrie :

I.3.5.1 Précipitation moyenne mensuelle :

Les moyennes mensuelles des précipitations offrent un aperçu des variations de la pluviométrie sur une année entière. La Figure I-4 illustre ces variations au cours de la période (1994-2014). Le mois de Janvier présente la valeur maximale de précipitations mensuelles, atteignant 99,6 mm. En revanche, le mois de Juillet enregistre la valeur minimale observée, autour de 3 mm.

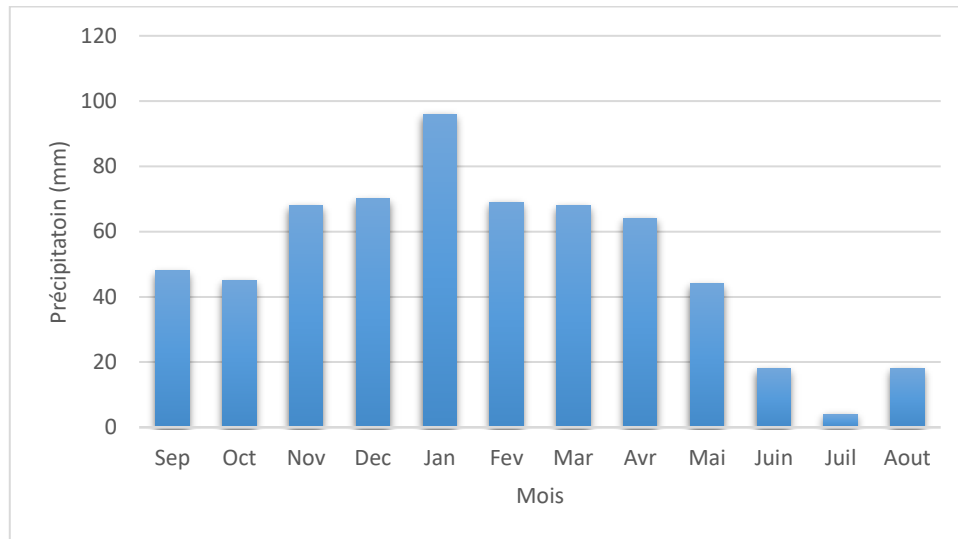


Figure I.4 : Variation des précipitation moyennes mensuelles (1994-2014)
(Source de données : DRE, Guelma)

I.3.5.2 Précipitation moyenne annuelle :

Les données pluviométriques annuelles enregistrées par la station météorologique de Guelma en (mm) durant la période (1994-2014), comme indiqué dans la Figure I.7, révèlent que les années 2003 et 2009 ont été les plus pluvieuses, avec respectivement 938,5 mm et 857,1 mm de précipitations. En revanche, une baisse notable est observée en 2014, avec seulement 367,97 mm de précipitations.

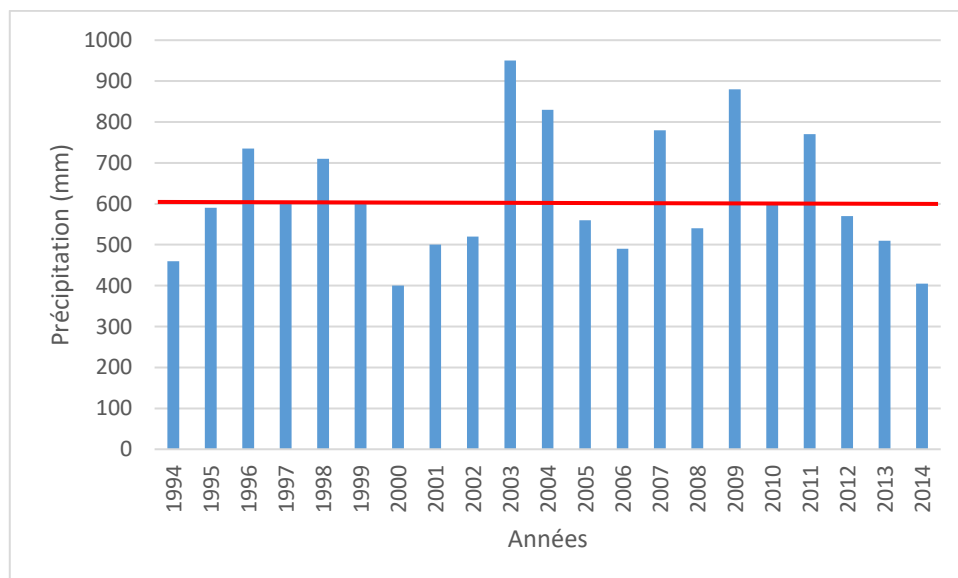


Figure I.5 : Evolution des précipitations annuelles (1994-2014)
(Source de données : DRE, Guelma)

I.4 Situation géologique :

I.4.1 La géologie :

Pour assurer la réalisation de tranchées et l'organisation de travaux de chantier efficaces, il est crucial de posséder une connaissance solide en géologie. Dans le cas de notre site, il se caractérise par une diversité de formations géologiques :

- Bouchegouf : Cette région se distingue par la présence de formations sédimentaires principalement composées de calcaires et de marnes, influencées par des activités tectoniques qui ont créé des structures plissées et faillées.

- Héliopolis : La géologie est marquée par des couches sédimentaires, avec des affleurements de calcaires jurassiques et de marnes crétacées, typiques des zones karstiques.

- Guelat Bou Sbaa : Cette région présente des formations géologiques similaires avec une dominance de sédiments calcaires et des structures tectoniques complexes, influençant la topographie et les ressources en eau souterraine.

Ces caractéristiques géologiques sont cruciales pour la gestion des ressources en eau et le développement agricole dans la région.

I.4.2 Sismicité :

Les normes parasismiques algériennes, édictées par le R.P.A et ultérieurement ajustées à la suite du séisme du 21 mai 2003, sont élaborées par le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique). Le territoire national est subdivisé en cinq zones de sismicité croissante, définies comme suit :

Zone O : une sismicité négligeable,

Zone I : une sismicité faible,

Zone II : une sismicité moyenne,

Zone III : une sismicité forte.

La région de Guelma présente une sismicité moyenne et est classée dans la zone II conformément aux recommandations parasismiques de l'Algérie émises le 21 mai 2003.

I.5 Situation démographique :

La population de wilaya de Guelma évolue progressivement d'une vocation rurale à une vocation urbaine, notamment dans les communes touchées par le projet. La population étudiée est passée de 113169 habitants en 2008 à 115901 habitants en 2011. Cette augmentation de la population a entraîné une pression accrue sur les ressources en eau de la région. Le tableau suivant montre la population par communes :

Tableau I.1: La population par communes de la zone d'étude

Commune	Population 2011	Superficie (km ²)	Densité (hab/km ²)
Nechmeya	32072	121,75	217
Bouati Mahmoud	30988	99,26	75
Oued Fragha	26696	131,25	75
Ain Ben Baida	28811	142,03	56
Guelaat BouSbaa	19743	76,87	355
El Fedjoudj	5914	88,70	113
Bouchegouf	53113	66,25	143
Héliopolis	84449	36,25	161
Madjaz Sfa	6066	121,75	85

(Source DRE GUELMA)

I.6 Situation hydraulique actuelle :

I.6.1 Ressource en eau :

Dans la zone d'étude, la seule ressource en eau disponible est celle provenant des nappes souterraines. En l'absence de sources de surface telles que les rivières ou les barrages, les eaux souterraines constituent la principale option pour satisfaire les besoins en eau. Cette situation impose une gestion rigoureuse de la ressource, afin d'assurer sa durabilité et de répondre aux exigences en eau potable et autres usages essentiels dans la région.

Tableau I.2: La production en eau existante

Communes	Production en eau existante (m³/j)
Nechmeya	16857,253
Bouati Mahmoud	14972,05
Oued Fragha	14381,33
Ain Ben Baida	14940,58
Guelaat BouSbaa	10424,05
El Fedjoudj	699,13
Bouchegouf	25250,34
Héliopolis	43545,15
Madjaz Sfa	997,38
Total	142067,263

(Source DRE GUELMA)

I.6.2 La future station de dessalement :

Le projet de raccordement de la station de dessalement d'eau de mer de Draouche (El Tarf) aux réseaux d'adduction, tant projetés qu'existants, des wilayas d'El Tarf, Guelma, et d'autres régions, permettra de transporter l'intégralité du volume journalier produit par la station, soit 300 000 m³/jour en continu. Cette station, située à Chatt, a été implantée à proximité de la centrale électrique de Draouche, à une altitude moyenne de 21 mNGA, afin de garantir une meilleure qualité des eaux et un accès facile à l'énergie. Le site se trouve dans la wilaya d'El Tarf, plus précisément dans la commune de Berrihane, Daira de Ben M'hidi.

I.7 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de recueillir les données nécessaires sur la zone d'étude en termes de géologie, de démographie et de situation hydraulique. Ces informations constitueront la base de notre étude.

Introduction :

Pour mener à bien une étude de projet, il est essentiel d'estimer avec précision les divers besoins de l'agglomération. Cette estimation doit tenir compte non seulement de la croissance démographique, mais aussi de l'expansion des infrastructures dans la zone étudiée. Les besoins en eau se répartissent généralement en trois catégories : domestiques, publics (écoles, administrations, centres de santé, centres culturels, etc.) et industriels. Il est donc crucial de commencer par estimer la population, puis de déterminer les besoins en eau pour chaque catégorie de consommateurs, à savoir les besoins domestiques, scolaires, sanitaires, socioculturels et commerciaux. Enfin, il est nécessaire d'évaluer les variations de la consommation en fonction du temps.

II.1 Estimation de la population future :

Le réseau d'adduction est dimensionné pour répondre aux besoins futurs. Pour ce faire, il est nécessaire d'estimer la population future. Nous prendrons un horizon de 30 ans et adopterons un taux d'accroissement de 1,8%. Ce taux sera utilisé pour calculer la population future en appliquant la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P_n : La population à l'horizon de calcul. (hab).

P_0 : La population à l'année du dernier recensement. (hab).

τ : Taux d'accroissement démographique (%).

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Tableau II.1 : Estimation de la population future de l'agglomération

Communes	Population 2011	Population 2024 (Actuel)	Population 2039 (A moy terme)	Population 2054 (A long terme)
Nechmeya	32072	40443	52852	69068
Bouati Mahmoud	30988	39077	51067	66735
Oued Fragha	26696	33664	43993	57491
Ain Ben Baida	28811	36331	47478	62045
Guelat BouSbaa	19743	24897	32536	42518
El Fedjoudj	5914	7458	9746	12736

Boucheougouf	53113	66977	87527	114382
Héliopolis	84449	106492	139166	181865
Madjaz Sfa	6066	7649	9996	13063
Total	287852	362988	474361	619903

(Source DRE GUELMA)

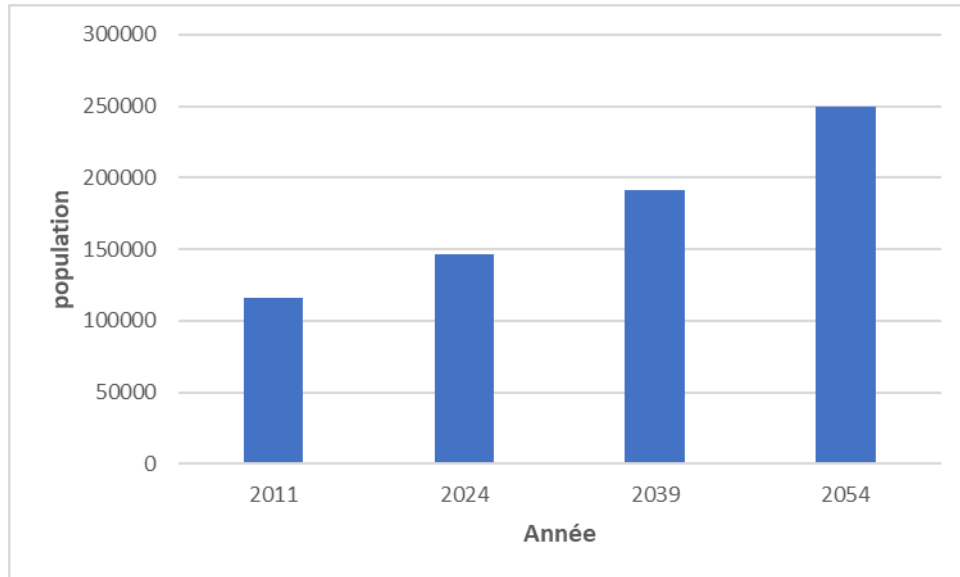


Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude.

II.2 Estimation des besoins en eau :

II.2.1 Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière, notée Q_{moyj} , est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{N_i \times \text{dot}}{1000} \quad (\text{II. 2})$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en (m^3/j).

dot : Dotation journalière en (l/j/hab).

N_i : Nombre de consommateurs.

II.2.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :

La consommation d'eau varie selon le type d'usage. Pour réaliser un projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel d'identifier les différentes catégories de consommateurs d'une

agglomération. Dans le cadre de notre projet d'étude, il est important d'examiner les divers types de besoins, notamment :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins commerciaux.
- Besoins socioculturels.

II.2.2.1 Besoins en eau domestique :

L'estimation des besoins en eau potable pour les usages domestiques est influencée par la croissance démographique et le niveau de vie.

D'après les informations fournies par la subdivision des neuf communes et PNE, la dotation est établie comme suit :

- 150 l/j/hab actuel.
- 180 l/j/hab à moyenne terme.
- 200 l/j/hab à long terme.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Consommation moyenne journalière des neuf communes de Guelma

Communes	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)		
	2024	2039	2054
Nechmeya	6066,45	9513,36	13813,6
Bouati Mahmoud	5861,55	9192,06	13347
Oued Fragha	5049,6	7918,74	11498,2
Ain Ben Baida	5449,65	8546,04	12409
Guelaat BouSbaa	3734,55	5856,48	8503,6
El Fedjoudj	1118,7	1754,28	2547,2
Bouchegouf	10046,55	15754,86	22876,4
Héliopolis	15973,8	25049,88	36373
Madjaz Sfa	1147,35	1799,28	2612,6
Total	54448,2	85384,98	123980,6

(Source DRE GUELMA)

II.2.2.2 Besoins en eau scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Les besoins scolaires des communes

Localités	Type d'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Nechmaya	02 Ecoles primaires	Elève	1600	10	16	31
	01 CEM		900	10	9	
	01 Lycée		600	10	6	
Bouati Mahmoud	03 Ecoles primaires	Elève	1000	10	10	23
	02 CEM		800	10	8	
	01 Lycée		500	10	5	
Oued Fragha	01 Ecoles primaires	Elève	900	10	9	19
	01 CEM		600	10	6	
	01 Lycée		400	10	4	
Ain Ben Baida	01 Ecoles primaires	Elève	1350	10	13,5	29
	01 CEM		800	10	8	
	01 Lycée		750	10	7,5	
Guelaat BouSbaa	02 Ecoles primaires	Elève	950	10	9,5	25,1
	02 CEM		800	10	8	
	02 Lycée		760	10	7,6	
El Fedjoudj	02 Ecoles primaires	Elève	900	10	9	19
	01 CEM		600	10	6	
	01 Lycée		400	10	4	
Bouhegouf	03 Ecoles primaires	Elève	1200	10	12	34,5
	02 CEM		1100	10	11	
	02 Lycée		1150	10	11,5	
Héliopolis	02 Ecoles primaires	Elève	1000	10	10	26
	01 CEM		700	10	7	
	02 Lycée		900	10	9	
Madjaz Sfa	02 Ecoles primaires	Elève	950	10	9,5	25,1
	01 CEM		800	10	8	
	01 Lycée		760	10	7,6	

II.2.2.3 Besoins en eau sanitaires :

Les besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Les besoins sanitaires des communes

Localités	Type d'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Nechmaya	01 Clinique	Patient	50	200	10	10
Bouati Mahmoud	01 Centre de santé	Patient	20	60	1,2	1,2
Oued Fragha	01 Clinique	Patient	30	200	6	6
Ain Ben Baida	01 Clinique	Patient	45	200	9	9
Guelaat BouSbaa	01 Centre médical	Patient	15	60	0,9	0,9
El Fedjoudj	01 Centre médical	Patient	15	60	0,9	0,9
Bouhegouf	01 Hôpital	Patient	800	300	240	241,5
	01 Centre médical		25	60	1,5	
Héliopolis	01 Dentiste	Patient	15	30	0,45	9,45
	01 Clinique	Patient	45	200	9	
Madjaz Sfa	01 Hôpital	Patient	200	300	60	60

(Source DRE GUELMA)

II.2.2.4 Besoins en eau administratifs :

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Les besoins administratifs des communes

Localités	Type d'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Nechmaya	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	2,2
	01 Siège de daïra	Employé	25	15	0,375	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 ADE	Employé	15	15	0,225	
Bouati Mahmoud	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	2,875
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	

Chapitre II : Estimation des besoins

	01 La poste de police	Policier	45	25	1,125	
	01 Sonalgaz	Employé	10	15	0,15	
Oued Fragha	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	8
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 Protection civil	Unité	1	6250	6,25	
	01 Service des impôts	Employé	10	15	0,15	
Ain Ben Baida	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	2,2
	01 Siège de daïra	Employé	25	15	0,375	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 ADE	Employé	15	15	0,225	
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
Guelaat BouSbaa	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	1,9
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 Sonalgaz	Employé	10	15	0,15	
	01 Service des impôts	Employé	10	15	0,15	
El Fedjoudj	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	2,725
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 La poste de police	Policier	45	25	1,125	
Bouhegouf	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	8,375
	01 Siège de daïra	Employé	25	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 ADE	Employé	15	15	0,225	
	01 Protection civil	Unité	1	6250	6,25	
Héliopolis	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	8,975

Chapitre II : Estimation des besoins

	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	
	01 Protection civil	Unité	1	6250	6,25	
	01 La poste de police	Policier	45	25	1,125	
Madjaz Sfa	01 Siège de mairie	Employé	20	15	0,3	1,6
	01 La poste	Employé	20	15	0,3	
	01 Gendarmerie	Gendarme	40	25	1	

(Source DRE GUELMA)

II.2.2.5 Besoins en eau socioculturels :

Les différents besoins socioculturels sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Les besoins socioculturels des communes

Localités	Type d'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Nechmeya	03 Mosquées	Fidèle	1100	10	11	29
	01 Stade	m ²	3500	5	17,5	
	01 Maison de jeunes	Jeune	100	5	0,5	
Bouati Mahmoud	02 Mosquées	Fidèle	450	10	4,5	22
	01 Stade	m ²	3500	5	17,5	
Oued Fragha	01 Mosquée	Fidèle	380	10	3,8	21,3
	01 Stade	m ²	3500	5	17,5	
Ain Ben Baida	02 Mosquées	Fidèle	500	10	5	22,5
	01 Stade	m ²	3500	5	17,5	
Guelaat BouSbaa	02 Mosquées	Fidèle	450	10	4,5	6,5
	01 Stade	m ²	4000	5	2	
El Fedjoudj	01 Mosquée	Fidèle	350	10	3,5	21
	01 Stade	m ²	3500	5	17,5	
Bouhegouf	02 Mosquées	Fidèle	450	10	4,5	40
	02 Stades	m ²	7000	5	35	
	01 Salle de sport	Entraîneur	25	20	0,5	

Chapitre II : Estimation des besoins

Héliopolis	03 Mosquées	Fidèle	1100	10	11	46,5
	02 Stades	m ²	7000	5	35	
	01 Salle de sport	Entraîneur	25	20	0,5	
Madjaz Sfa	01 Mosquée	Fidèle	350	10	3,5	3,5

(Source DRE GUELMA)

II.2.2.6 Besoins en eau commerciaux :

Les différents besoins commerciaux sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Les besoins commerciaux des communes

Localités	Type d'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Nechmeya	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	3,2
	01 Salle des fêtes	Personne	100	20	2	
Bouati Mahmoud	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	1,2
Oued Fragha	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	1,2
Ain Ben Baida	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	3,7
	01 Douche	Personne	50	50	2,5	
Guelaat BouSbaa	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	3,7
	01 Douche	Personne	50	50	2,5	
El Fedjoudj	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	3,7
	01 Douche	Personne	50	50	2,5	
Bouhegouf	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	18,2
	01 Salle des fêtes	Personne	100	20	2	
	01 Abattoir	Tête de bétail	30	500	15	
Héliopolis	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	7,7
	02 Salles des fêtes	Personne	200	20	4	
	01 Douche	Personne	50	50	2,5	
Madjaz Sfa	01 Station de lavage	Voiture	10	120	1,2	16,2
	01 Abattoir	Tête de bétail	30	500	15	

(Source DRE GUELMA)

Chapitre II : Estimation des besoins

II.2.2.7 Récapitulation des besoins en eau :

Le tableau II.8 représente la récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération

Communes	Besoins domestiques (m³/j)	Besoins scolaires (m³/j)	Besoins sanitaires (m³/j)	Besoins administratifs(m³/j)	Besoins socioculturels (m³/j)	Besoins commerciaux (m³/j)	Total (m³/j)
Nechmeya	13813,6	31	10	2,2	29	3,2	13889
Bouati Mahmoud	13347	23	1,2	2,875	22	1,2	13397,28
Oued Fragha	11498,2	19	6	8	21,3	1,2	11553,7
Ain Ben Baida	12409	29	9	2,2	22,5	3,7	12475,4
Guelaat BouSbaa	8503,6	25,1	0,9	1,9	6,5	3,7	8541,7
El Fedjoudj	2547,2	19	0,9	2,725	21	3,7	2594,53
Bouhegouf	22876,4	34,5	241,5	8,375	40	18,2	23218,98
Héliopolis	36373	26	9,45	8,975	46,5	7,7	36471,63
Madjaz Sfa	2612,6	25,1	60	1,6	3,5	16,2	2719
Total							124861,22

II.2.2.8 Estimation des pertes :

Dans un réseau d'eau potable, les pertes peuvent se produire à différents niveaux (prise d'eau, station de traitement, pompes, réservoirs, réseaux d'adduction et de distribution). Elles incluent l'eau utilisée pour le nettoyage des installations, les fuites, les ruptures accidentelles ou les vidanges nécessaires aux travaux. Ces pertes dépendent de facteurs tels que l'état du réseau, l'efficacité des équipes de maintenance (détection des fuites, qualité des réparations), les ressources disponibles et l'organisation générale des interventions.

On estime que les pertes d'eau constituent environ 20% de la consommation moyenne journalière :

$$\text{Demande total (m}^3\text{/j)} = 1,2 \times Q_{\text{moyj}} \quad (\text{II. 3})$$

Tableau II.9 : Récapitulation des demandes total en eau de l'agglomération

Communes	$Q_{moyj} (m^3/j)$	Demande total (m^3/j)
Nechmeya	13889	16666,8
Bouati Mahmoud	13397,28	16076,74
Oued Fragha	11553,7	13864,44
Ain Ben Baida	12475,4	14970,48
Guelaat BouSbaa	8541,7	10250,04
El Fedjoudj	2594,53	3113,44
Bouhegouf	23218,98	27862,78
Héliopolis	36471,63	43765,96
Madjaz Sfa	2719	3262,8
Total		149833,48

II.3 Etude des variations de la consommation :

II.3.1 La consommation maximale et minimale journalière :

Pour l'agglomération, la consommation quotidienne maximale et minimale des établissements publics est calculée selon la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (II.4)$$

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (II.5)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière maximum, il varie entre 1,1 et 1,3 dans notre cas : $K_{max,j} = 1,2$.

$Q_{min,j}$: Débit minimum journalier (m^3/j).

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière minimum, il varie entre 0,7 et 0,9 dans notre cas : $K_{min,j} = 0,8$.

Tableau II.10 : Récapitulation des débits journalières

Communes	$Q_{moy,jT}(m^3/j)$	$K_{max,j} (m^3/j)$	$Q_{max,j} (m^3/j)$	$K_{min,j} (m^3/j)$	$Q_{min,j} (m^3/j)$
Nechmeya	16666,8	1,2	20000,16	0,8	13333,44
Bouati Mahmoud	16076,74	1,2	19292,09	0,8	12861,39
Oued Fragha	13864,44	1,2	16637,33	0,8	11091,55
Ain Ben Baida	14970,48	1,2	17964,58	0,8	11976,38
Guelaat BouSbaa	10250,04	1,2	12300,05	0,8	8200,03
El Fedjoudj	3113,44	1,2	3736,13	0,8	2490,75
Bouhegouf	27862,78	1,2	33435,34	0,8	22290,22
Héliopolis	43765,96	1,2	52519,15	0,8	35012,77
Madjaz Sfa	3262,8	1,2	3915,36	0,8	2610,24
Total	149833,48	-	179800,19	-	119866,77

II.3.2 Etude de la consommation horaire :

II.3.2.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est calculé en divisant la consommation du jour le plus chargé par 24 heures.

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (II. 6)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

II.3.2.2 Débit maximum et minimum horaires :

a. Calcul les débits maximum et minimum horaires par des formules :

- **Débit maximum horaire** : il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times K_{max.h} \quad (II. 7)$$

Avec :

$Q_{\max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).

$Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$K_{\max.h}$: Coefficient d'irrégularité maximum horaire.

- **Coefficient d'irrégularité maximum horaire :**

Ce coefficient reflète l'augmentation de la consommation horaire au cours de la journée, en tenant compte de l'accroissement de la population, le degré de confort et de régime de travail industriel. Il peut être subdivisé en deux autres coefficients : $\alpha_{\max}$ et $\beta_{\max}$; tel que :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II. 8})$$

Avec :

$\alpha_{\max}$: Coefficient qui tient compte du développement industriel et les habitudes de la population, il varie de 1,2 à 1,4 et dans notre cas : $\alpha_{\max} = 1,4$.

$\beta_{\max}$: Coefficient directement lié à la croissance de la population.

- **Débit minimum horaire :** il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min.h} = Q_{\text{moy.h}} \times K_{\min.h} \quad (\text{II. 9})$$

Avec :

$Q_{\min.h}$: Débit minimum horaire (m^3/h).

$Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$K_{\min.h}$: Coefficient d'irrégularité minimum horaire.

- **Coefficient d'irrégularité minimum horaire :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit horaire minimum, ce qui nous aide à évaluer la performance de notre réseau en termes de pression ;

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II. 10})$$

Avec :

$\alpha_{\min}$: Coefficient qui tient compte du confort, des équipements de l'agglomération, il varie de 0,4 à 0,6 et dans notre cas : $\alpha_{\min} = 0,5$.

$\beta_{\min}$: Coefficient lié à la croissance de la population.

NB : les tableaux II.11 et II.12, présentant la variation des coefficients $\beta_{\max}$ et $\beta_{\min}$, sont si situés dans l'annexe I.

Les différentes valeurs des débits horaires moyen, maximum et minimum sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.11 : Débits (max et min) horaires pour l'horizon 2054.

Communes	$Q_{\text{moy.h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{max.h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{min.h}}$	$Q_{\text{min.h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$
Nechmeya	833,34	1,344	1120,01	0,72	600
Bouati Mahmoud	803,84	1,344	1080,36	0,72	578,76
Oued Fragha	693,22	1,344	931,69	0,72	499,12
Ain Ben Baida	748,52	1,344	1006,01	0,72	538,93
Guelaat BouSbaa	512,5	1,5	768,75	0,36	184,5
El Fedjoudj	155,67	1,5	233,51	0,36	56,04
Bouchegouf	1393,14	1,248	1738,64	0,768	1069,93
Héliopolis	2188,3	1,25	2731	0,768	1680,61
Madjaz Sfa	163,14	1,5	244,71	0,36	58,73
Total	7491,67	-	9854,68	-	5266,62

b. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

- Régime de consommation des neuf communes de Guelma à l'horizon 2054 :

On calcule la consommation horaire en utilisant la formule suivante :

$$Q_{hl} = \frac{Q_{\text{maxj}} \times Ch\%}{100} \quad (\text{II. 11})$$

Q_{hl} : Débit horaire nécessaire.

$Ch\%$: Pourcentage horaire.

NB : l'annexe II montre la variation horaire de la consommation en eau dans divers d'agglomération.

- **NECHMEYA :**

$$Q_{maxj} = 20000.16 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.12 : Répartition des débits horaires de la commune de Nechmeya.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	3	600	3	600
1-2	3,2	640,01	6,2	1240,01
2-3	2,5	500	8,7	1740,01
3-4	2,6	520	11,3	2260,01
4-5	3,5	700,01	14,8	2960,02
5-6	4,1	820,01	18,9	3780,03
6-7	4,5	900,01	23,4	4680,04
7-8	4,9	980,01	28,3	5660,05
8-9	4,9	980,01	33,2	6640,06
9-10	5,6	1120,01	38,8	7760,07
10-11	4,8	960,01	43,6	8720,08
11-12	4,7	940,01	48,3	9660,09
12-13	4,4	880,01	52,7	10540,1
13-14	4,1	820,01	56,8	11360,11
14-15	4,2	840,01	61	12200,12
15-16	4,4	880,01	65,4	13080,13
16-17	4,3	860,01	69,7	13940,14
17-18	4,1	820,01	73,8	14760,15
18-19	4,5	900,01	78,3	15660,16
19-20	4,5	900,01	82,8	16560,17
20-21	4,5	900,01	87,3	17460,18
21-22	4,8	960,01	92,1	18420,19
22-23	4,6	920,01	96,7	19340,2
23-24	3,3	660,01	100	20000,2
Total	100	20000,2		

NB : pour le reste, les tableaux de répartition des débits horaires (II.13, II.14, II.15, II.16, II.17, II.18, II.19, II.20) se trouvent dans l'annexe III.

II.4 Bilan ressources – besoins de la zone d'étude :

Le tableau II.21 représente le bilan ressources et les besoins à l'horizon :

Tableau II.21 : Bilan ressources – besoins à l'horizon.

Communes	Besoins en eau actuel 2024 (m³/j)	Besoins en eau à moy terme 2039 (m³/j)	Besoins en eau à long terme 2054 (m³/j)	Production en eau existante (m³/j)	Déficit 2024 (m³/j)	Déficit 2039 (m³/j)	Déficit 2054 (m³/j)
Nechmeya	7370,22	12657,16	20000,16	16857,253	9487,033	4200,093	-3142,907
Bouati Mahmoud	7094,196	12199,89	19292,09	14972,05	7877,854	2772,16	-4320,04
Oued Fragha	6126,12	10526	16637,33	14381,33	8255,21	3855,33	-2256
Ain Ben Baida	6619,26	11368,42	17964,58	14940,58	8321,32	3572,16	-3024
Guelaat BouSbaa	4527,18	7780,85	12300,05	10424,05	5896,87	2643,2	-1876
El Fedjoudj	1399,236	2378,13	3736,13	699,13	-700,106	-1679	-3037
Bouchegouf	12466,956	21248,62	33435,34	25250,34	12783,384	4001,72	-8185
Héliopolis	19286,916	33196,03	52519,15	43545,15	24258,234	10349,12	-8974
Madjaz Sfa	1504,5	2515,5	3915,36	997,38	-507,12	-1518,12	-2917,98
Total	66394,584	113870,6	179800,19	142067,263	75672,679	28196,663	-37732,93

Actuellement, la production n'est pas suffisante pour les agglomérations d'El Fedjouj et de Madjaz Sfa, avec un déficit total de 1 207,226 m³/j. Cette situation persiste à moyen terme, où le déficit atteint 3 197,12 m³/j. À long terme, l'ensemble des agglomérations fait face à un déficit estimé à 37 732,93 m³/j.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évalué et estimé les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul. Ensuite, nous avons déterminé le déficit global des différentes communes, estimé à 37732,93 m³/j. Afin de compenser ce déficit, il est essentiel de dimensionner les infrastructures de stockage, ce qui constitue l'objectif du prochain chapitre.

Introduction :

Les réservoirs, en tant qu'ouvrages hydrotechniques complexes, requièrent une analyse technique détaillée pour garantir leur efficacité dans les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Bien qu'ils aient été initialement utilisés comme réserves d'eau, leur rôle a considérablement évolué au fil du temps pour inclure des usages tels que la gestion des crues, l'irrigation et la production d'énergie hydroélectrique.

III.1 Fonctions des réservoirs :

- Les réservoirs jouent un rôle clé dans la régulation de la pression et du débit entre la production et la consommation d'eau.
- Ils stockent l'eau lorsque la production excède la consommation et la restituent lorsque la consommation dépasse la production.
- Ils offrent une flexibilité pour gérer les incidents sans perturber les utilisateurs, comme :
 - Une panne électrique
 - Le remplacement d'une pompe
 - Un accident sur la conduite de refoulement à la tête du réseau
- Ils assurent un fonctionnement régulier des groupes de pompage et permettent de profiter des tarifs réduits d'électricité la nuit.
- Certains réservoirs sont équipés pour inclure une réserve d'incendie, protégée par un système à évent, souvent un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Lorsqu'une agglomération s'étend, un réservoir unique peut ne plus suffire à maintenir une pression adéquate partout. Dans ce cas, on utilise des réservoirs d'équilibre reliés au réservoir principal mais situés à un niveau légèrement inférieur. Ces réservoirs se remplissent par gravité pendant les périodes de faible consommation, principalement la nuit, et prennent le relais en journée pour maintenir une pression régulière.
- Les réservoirs peuvent également servir de brise-charge dans une distribution en plusieurs niveaux.
- Ils peuvent aussi agir comme réservoirs tampons, jouant le rôle de relais.

III.2 Prescriptions sanitaires :

Outre leurs fonctions mentionnées précédemment, les réservoirs doivent respecter les prescriptions sanitaires suivantes :

- Les structures de stockage doivent être conçues et exploitées de manière à éviter la stagnation prolongée de l'eau.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être facilement accessibles, et leur installation doit permettre de vérifier leur étanchéité à tout moment.
- Ils doivent être équipés d'un dispositif permettant de prélever des échantillons d'eau en amont et en aval du réservoir.
- Les matériaux constituant les réservoirs ne doivent pas se désagréger ni communiquer des goûts ou des odeurs désagréables à l'eau.
- Après chaque intervention pouvant contaminer l'eau et, en tout cas, au moins une fois par an, les réservoirs doivent être vidés, nettoyés et désinfectés.
- Les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible avec des joints étanches.
- Les orifices de ventilation doivent être protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié, tel qu'un treillage métallique inoxydable avec des mailles d'un millimètre maximum.

III.3 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses manières selon les critères retenus :

III.3.1 Classification selon les matériaux de constructions :

Elle se base sur le choix des matériaux utilisés pour la construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

III.3.2 Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont

Conçus peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol:

- Enterrés et Semi enterrés.
- Surélevé ou sur tour (château d'eau).

III.3.3 Classification selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (tampon).
- Réservoir de traitement.

III.3.4 Classification selon la forme géométrique :

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- Carrés
- Rectangulaires
- Circulaires

III.4 Equipement de réservoirs :

Les réservoirs sont équipés de :

III.4.1 Conduite d'adduction ou d'arrivée :

La conduite d'adduction doit pouvoir être fermée lorsque l'eau atteint le niveau maximal dans le réservoir. Cela peut être réalisé à l'aide d'un robinet à flotteur dans le cas d'une adduction gravitaire, ou d'un dispositif permettant d'arrêter le moteur si l'adduction se fait par refoulement. L'installation de cette conduite peut se faire de différentes manières :

a- Par sur verse :

La conduite peut être installée avec une chute libre ou plongée pour que son extrémité reste toujours submergée. La chute libre oxygène l'eau, mais elle facilite également l'échappement du gaz carbonique dissous, ce qui peut accélérer l'entartrage du réservoir et des conduites.

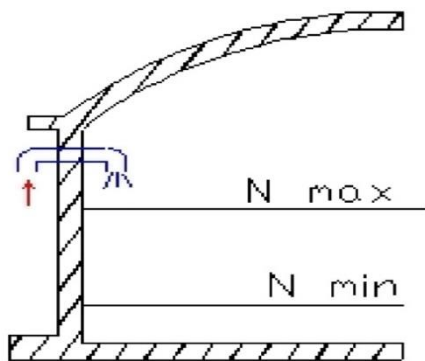


Figure III.1 : Arrivée par sur verse
(Chute libre)

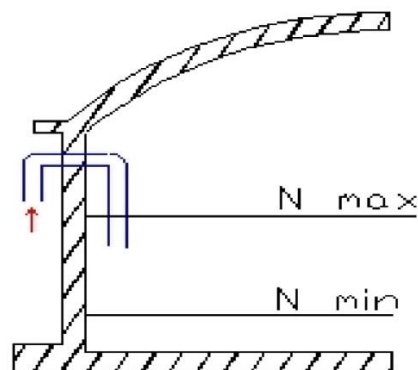


Figure III.2 : Arrivée par sur verse
(Noyée)

b- Par dessous :

La conduite peut être installée par le bas à travers les parois du réservoir, ou encore à travers le radier au fond du réservoir.

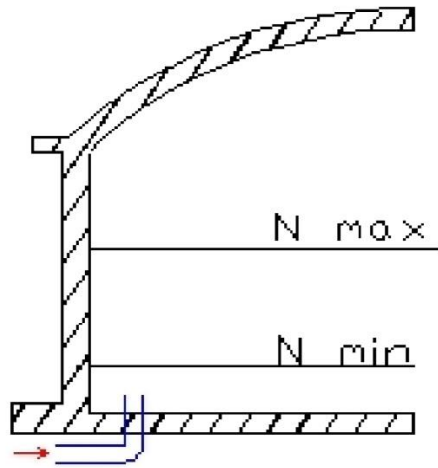


Figure III.3 : Arrivée par-dessous.
(Par le fond)

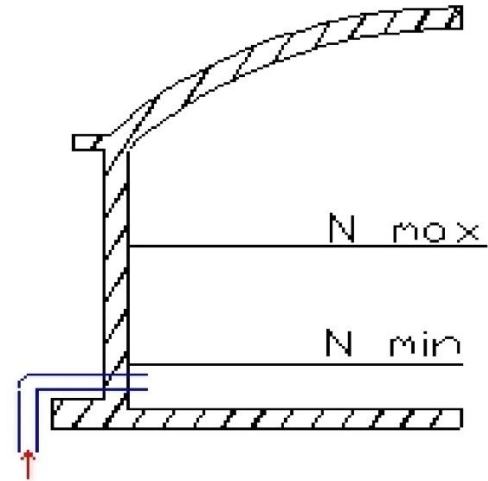


Figure III.4 : Arrivée par-dessous.
(Par le bas)

III.4.2 Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution est placé à une hauteur de 0,15 à 0,2 m au-dessus du radier afin d'éviter l'infiltration de boues ou de sable qui pourraient se déposer au fond de la cuve. Un minimum de 0,5 m est réservé au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite pour anticiper un abaissement maximal du niveau de l'eau. L'extrémité de la conduite est équipée d'une grille ou d'une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex. En cas de rupture de la conduite de distribution, surtout dans le cas d'un grand réservoir, il est important de pouvoir l'isoler rapidement afin de limiter les pertes d'eau. Une solution envisageable serait d'automatiser la fermeture de la vanne en installant une vanne-papillon, qui s'activerait en cas de détection d'une survitesse dans la conduite.

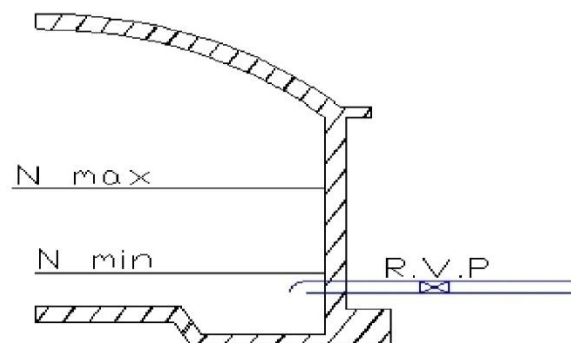


Figure III.5 : Conduite de départ.

III.4.3 Conduite de trop-plein :

Le rôle de cette conduite est d'évacuer l'excédent d'eau entrant dans le réservoir, tout en évitant tout débordement. Dans le cas où la pompe d'alimentation ne s'arrêterait pas, l'extrémité supérieure de la conduite est équipée d'un entonnoir agissant comme un déversoir circulaire pour faciliter l'évacuation de l'eau en surplus.

III.4.4 Conduite de vidange :

La conduite de vidange, installée au point le plus bas du réservoir, permet une évacuation totale de l'eau vers le système d'égout, facilitant ainsi l'inspection, le nettoyage et les réparations éventuelles du réservoir. Cette conduite part du bas du réservoir et est connectée à la canalisation de trop-plein. Elle est équipée d'un robinet-vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de sable.

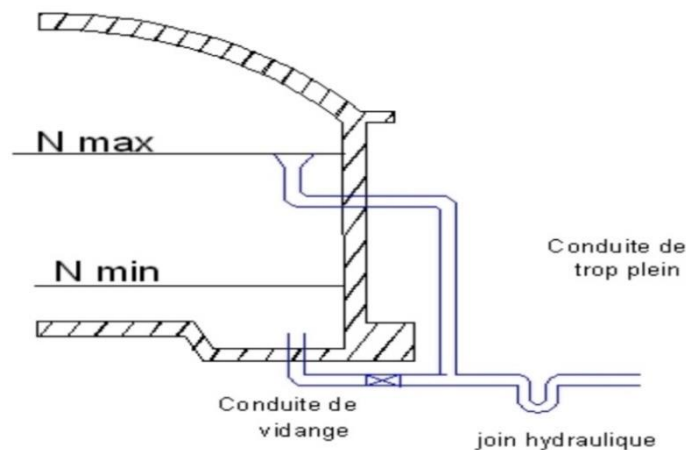


Figure III.6 : Conduite de vidange et de trop-plein.

III.4.5 Conduite by-pass :

Afin de garantir la continuité de la distribution lors des travaux de maintenance ou pendant la vidange de la cuve, un tronçon de conduite, appelé by-pass, est installé pour relier la conduite d'adduction à celle de distribution.

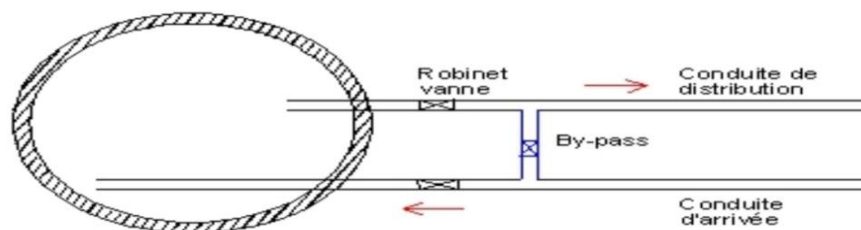


Figure III.7 : Conduite by-pass.

III.5 Exigences techniques :

Un bon réservoir doit satisfaire plusieurs exigences essentielles :

- Étanchéité :

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches, sans aucun revêtement intérieur pouvant altérer la qualité de l'eau qu'elles contiennent. Elles doivent également être conçues de manière à permettre une circulation régulière de l'eau, évitant ainsi toute stagnation.

- Résistance :

Les réservoirs doivent être conçus pour résister à divers facteurs, tels que leur propre poids, les conditions climatiques (neige, vent, etc.), les effets dynamiques (séismes), le retrait des matériaux, les effets de fluage et les variations de température, tout en supportant les charges d'exploitation.

- Durabilité :

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs doivent conserver leurs propriétés au fil du temps, même après un contact prolongé avec l'eau, sans se détériorer.

III.6 Entretien des réservoirs :

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière afin de détecter tout signe de corrosion des éléments métalliques, causée par l'humidité ambiante, ainsi que d'éventuelles fissures ou autres dégradations. Un entretien rigoureux est également nécessaire, en particulier pour le nettoyage des cuves, qui se déroule en plusieurs étapes :

- Isolation et vidange de la cuve.
- Élimination des dépôts accumulés sur les parois.
- Inspection des parois et réparation si nécessaire.
- Désinfection au moyen de produits chlorés.
- Réintégration du réservoir dans le circuit d'exploitation.

III.7 Emplacement de réservoir :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème à résoudre, car il doit tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions.

- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ceci est vérifié pour notre château d'eau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas le réservoir existant se trouve à une cote qui satisfait les pressions. (B. SALAH, 2013)

III.8 Choix de type d'un réservoir :

Le choix du type de réservoir est principalement influencé par la topographie de la région étudiée ainsi que par des considérations économiques. Dans notre zone d'étude, les types de réservoirs retenus sont :

- Réservoirs au sol.
- Réservoirs surélevés, tels que les châteaux d'eau.
- Ce choix repose sur les divers avantages qu'ils offrent, notamment :
 - Réduction des coûts de construction.
 - Simplification des études architecturales.
 - Facilité accrue pour garantir l'étanchéité.
 - Maintien d'une température stable de l'eau stockée.

III.9 Description des réservoirs existants :

Selon les données fournies par la DRE nous avons les réservoirs suivants :

- Réservoir Bouati Mahmoud 2500 m³.
- Réservoir Ain Ben Baida 2500 m³.
- Réservoir Oued Fragha 2500 m³.
- Réservoir Bouchaghoul 2500 m³.
- Réservoir Madjaz Sfa 2500 m³.
- Réservoir Heliopolis 5000 +2500 m³.
- Réservoir El Fadjouj 2500 m³.
- Réservoir Ghalat Bousbaa 1500 m³.

Nous allons vérifier si le volume de chaque réservoir existant est suffisant pour répondre aux besoins de son agglomération.

III.10 Dimensionnement de réservoir :

III.10.1 Réservoir de stockage :

La capacité du réservoir doit être évaluée en prenant en compte les variations de débit à l'entrée et à la sortie, en tenant compte à la fois du mode d'exploitation des ouvrages en amont et des fluctuations de la demande. Généralement, cette capacité est calculée pour répondre aux variations quotidiennes de consommation, en incluant la journée de consommation maximale et la réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies. Dans notre projet, nous utilisons une méthode analytique pour déterminer la capacité du réservoir.

- Le volume utile de réservoir est calculé par la formule :

$$V_u = Q_{\max j} \times \frac{a}{100} \quad (\text{III. 1})$$

V_u : Le volume utile de réservoir.

a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

($a = |V^+| + |V^-|$)

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m³/j).

- Le volume du réservoir total serait donc :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (\text{III. 2})$$

V_T : capacité totale de réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III.10.2 Réservoir tampon :

Le réservoir tampon est un dispositif de régulation utilisé dans les systèmes d'alimentation en eau potable, servant à réguler le débit d'eau et à maintenir une réserve suffisante. Il permet d'équilibrer l'apport en eau et de lisser les fluctuations dans le réseau, tout en assurant une pression stable. En stockant l'eau pendant les phases actives des pompes, il peut ensuite la redistribuer progressivement lors des phases d'arrêt, garantissant ainsi une alimentation continue et sécurisée.

- Le volume de réservoir tampon :

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} \quad (\text{III. 3})$$

Avec :

Q_{tr} : Débit sortant de la station de pompage (débit transité).

t : Le temps de stockage ($t = 4$ heures) le « t » c'est également le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

III.10.3 Bâche de reprise des stations de pompage :

$$V_{bache} = \frac{Q_{maxj} \times t}{20} \quad (III. 4)$$

Q_{maxj} : Débit maximal journalière (m^3/j).

t : Le temps de fermeture de la vanne ($t=15$ min).

III.10.4 Calcul de la capacité des réservoirs :

Dans notre cas, le calcul de la capacité d'un réservoir doit prendre en compte les fluctuations des débits d'entrée et de sortie, le mode d'exploitation des ouvrages en amont, ainsi que la variabilité de la demande. La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'alimentation.

- Si l'arrivée est gravitaire et permanente sur vingt-quatre heures (24h/24), le pourcentage horaire du débit entrant sera de 4,17% ($100/24$) pour chaque tranche horaire.
- En cas d'arrivée permanente sur un temps de pompage de 20 heures, le pourcentage horaire du débit entrant sera de 5% ($100/20$).

a. Réservoir de stockage :

- Nechmaya :

Tableau III.1 : Evaluation du volume utile des réservoirs.

Heures	Apport (%)	Consommation horaire (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Reste d'eau dans réservoir (%)
0-1	0	3	+	3	8,3
1-2	0	3,2	+	3,2	5,1
2-3	0	2,5	+	2,5	2,6
3-4	0	2,6	+	2,6	0

4-5	5	3,5	1,5	-	1,5
5-6	5	4,1	0,9	-	2,4
6-7	5	4,5	0,5	-	2,9
7-8	5	4,9	0,1	-	3
8-9	5	4,9	0,1	-	3,1
9-10	5	5,6	+	0,6	2,5
10-11	5	4,8	0,2	-	2,7
11-12	5	4,7	0,3	-	3
12-13	5	4,4	0,6	-	3,6
13-14	5	4,1	0,9	-	4,5
14-15	5	4,2	0,8	-	5,3
15-16	5	4,4	0,6	-	5,9
16-17	5	4,3	0,7	-	6,6
17-18	5	4,1	0,9	-	7,5
18-19	5	4,5	0,5	-	8
19-20	5	4,5	0,5	-	8,5
20-21	5	4,5	0,5	-	9
21-22	5	4,8	0,2	-	9,2
22-23	5	4,6	0,4	-	9,6
23-24	5	3,3	1,7	-	11,3
Total	100	100	-	-	-

$$a=11,3\%$$

$$Q_{maxj}(Nechmaya) = 20000,16 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{11,3 \times 20000,16}{100} = 2260,02 \text{ m}^3$$

$$V_t = 2260,02 + 120 = 2380,02 \text{ m}^3$$

- **Bouati Mahmoud :**

$$Q_{maxj}(\text{Bouati Mahmoud}) = 19292,09 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{11,3 \times 19292,09}{100} = 2180,01 \text{ m}^3$$

$$V_t = 2180,01 + 120 = 2300,01 \text{ m}^3$$

- **Oued Fragha :**

$$Q_{maxj}(\text{Oued Fragha}) = 16637,33 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{11,3 \times 16637,33}{100} = 1880,02 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1880,02 + 120 = 2000,02 \text{ m}^3$$

- **Ain Ben Baida :**

$$Q_{maxj}(\text{Ain Ben Baida}) = 17964,58 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{11,3 \times 17964,58}{100} = 2030 \text{ m}^3$$

$$V_t = 2030 + 120 = 2150 \text{ m}^3$$

- **Guelaat Bousbaa :**

Tableau III.2 : Evaluation du volume utile des réservoirs.

Heures	Apport (%)	Consommation horaire (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Reste d'eau dans réservoir (%)
0-1	0	1,5	+	1,5	8,5
1-2	0	1,5	+	1,5	7
2-3	0	1,5	+	1,5	5,5
3-4	0	1,5	+	1,5	4
4-5	5	2,5	2,5	-	6,5
5-6	5	3,5	1,5	-	8
6-7	5	4,5	0,5	-	8,5
7-8	5	5,5	+	0,5	8

8-9	5	6,25	+	1,25	6,75
9-10	5	6,25	+	1,25	5,5
10-11	5	6,25	+	1,25	4,25
11-12	5	6,25	+	1,25	3
12-13	5	5	+	0	3
13-14	5	5	+	0	3
14-15	5	5,5	+	0,5	2,5
15-16	5	6	+	1	1,5
16-17	5	6	+	1	0,5
17-18	5	5,5	+	0,5	0
18-19	5	5	+	0	0
19-20	5	4,5	0,5	-	0,5
20-21	5	4	1	-	1,5
21-22	5	3	2	-	3,5
22-23	5	2	3	-	6,5
23-24	5	1,5	3,5	-	10
Total	100	100	-	-	-

a=10%

$$Q_{maxj}(\text{Guelat Bousbaa}) = 12300,05 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{10 \times 12300,05}{100} = 1230,005 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1230,005 + 120 = 1350,005 \text{ m}^3$$

- **El Fedjoudj :**

$$Q_{maxj}(\text{El Fedjoudj}) = 3736,13 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{10 \times 3736,13}{100} = 373,613 \text{ m}^3$$

$$V_t = 373,613 + 120 = 493,613 \text{ m}^3$$

- **Medjaz Sfa :**

$$Q_{maxj}(\text{Medjaz Sfa}) = 3915,36 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{10 \times 3915,36}{100} = 391,536 \text{ m}^3$$

$$V_t = 391,536 + 120 = 511,536 \text{ m}^3$$

- **Bouchagouf :**

Tableau III.3 : Evaluation du volume utile des réservoirs.

Heures	Apport (%)	Consommation horaire (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Reste d'eau dans réservoir (%)
0-1	0	3,35	+	3,35	4,95
1-2	0	3,25	+	3,25	1,7
2-3	0	3,3	+	3,3	-1,6
3-4	0	3,2	+	3,2	-4,8
4-5	5	3,25	1,75	-	-3,05
5-6	5	3,4	1,6	-	-1,45
6-7	5	3,85	1,15	-	-0,3
7-8	5	4,45	0,55	-	0,25
8-9	5	5,2	+	0,2	0,05
9-10	5	5,05	+	0,05	0
10-11	5	4,85	0,15	-	0,15
11-12	5	4,6	0,4	-	0,55
12-13	5	4,6	0,4	-	0,95
13-14	5	4,55	0,45	-	1,4
14-15	5	4,75	0,25	-	1,65
15-16	5	4,7	0,3	-	1,95
16-17	5	4,65	0,35	-	2,3
17-18	5	4,35	0,65	-	2,95

18-19	5	4,4	0,6	-	3,55
19-20	5	4,3	0,7	-	4,25
20-21	5	4,3	0,7	-	4,95
21-22	5	4,2	0,8	-	5,75
22-23	5	3,75	1,25	-	7
23-24	5	3,7	1,3	-	8,3
Total	100	100	-	-	-

$$a = 8,3 + |-4,8| = 13,1\%$$

$$Q_{maxj}(\text{Bouchagouf}) = 33435,34 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{13,1 \times 33435,34}{100} = 4380,03 \text{ m}^3$$

$$V_t = 4380,03 + 120 = 4500,03 \text{ m}^3$$

- **Héliopolis :**

$$Q_{maxj}(\text{Héliopolis}) = 52519,15 \text{ m}^3/j$$

$$V_u = \frac{13,1 \times 52519,15}{100} = 6880,01 \text{ m}^3$$

$$V_t = 6880,01 + 120 = 7000,01 \text{ m}^3$$

Remarque : Tous les réservoirs existants peuvent répondre aux besoins en eau de leurs agglomérations. Cependant, la commune de Nechmaya ne dispose pas de réservoir existant, c'est pourquoi la construction d'un réservoir de stockage d'une capacité de 2500 m³ y est prévue.

b. Réservoir tampon :

- **Nechmeya :**

$$V_{Nechmaya} = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{4493,649 \times 4}{2} = 8987,298 \text{ m}^3$$

- **EL Fedjoui :**

$$V_{EL Fedjoui} = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{3660,309 \times 4}{2} = 7320,618 \text{ m}^3$$

c. Bâches de reprise des stations de pompage :

$$V_{bache} = \frac{20000,16}{20 \times 4} = 2500 \text{ m}^3$$

III.10.5 Forme des réservoirs :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet. La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 m, l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, elle se situe le plus souvent à une hauteur de 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit :

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V}{h} \rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V}{h} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} \quad (\text{III. 5})$$

V: Capacité normalisée du réservoir (m) ;

S: Section du réservoir (m²) ;

h: Hauteur utile optimale d'eau (m).

- La hauteur de la cuve :

La hauteur de la cuve est donnée comme suit :

$$h = \frac{V}{S} \quad (\text{III. 6})$$

La hauteur totale du réservoir comprend, en plus de la hauteur optimale d'eau utile dans la cuve, un espace appelé "revanche" ou "matelas d'air". Cet espace, situé au-dessus du plan d'eau, a une épaisseur variant de 0,25 à 1 m. La hauteur totale est calculée selon la formule suivante :

$$H = h + R \quad (\text{III. 7})$$

Où ;

H : représente la hauteur totale du réservoir.

R : correspond à la revanche.

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III. 8)$$

h_{inc} : La hauteur de la réserve d'incendie.

Remarque : Tous ces réservoirs ont été construits en semi-enterré afin de garantir leur stabilité dans le sol.

Tableau III.4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume (m³)		D (m)		h (m)		S (m²)		h _{inc} (m)		R (m)	H (m)	
RV Nechmeya	2500		25,23		5		500		0,24		0,5	5,5	
RV Galatt Boussbaa	1500		20,6		4,5		333,33		0,36		0,5	5	
RV Heliopolis	5000	2500	32,57	25,23	6	5	833,33	500	0,14	0,25	0,5	6,5	5,5
RV El Fadjoudj	2500		25,23		5		500		0,24		0,5	5,5	
RV Bouati Mahmoud	2500		25,23		5		500		0,24		0,5	5,5	
RT Nechmeya	2×5000		2×32,57		6	6	2×833,33		2×0,14		0,5	6,5	6,5
RT El Fadjoudj	5000		32,57		6		833,33		0,14		0,5	6,5	

Conclusion :

L'évaluation de la capacité des réservoirs d'alimentation est une étape essentielle pour déterminer si la construction d'un réservoir est justifiée ou non. Cette analyse permet non seulement de quantifier le volume d'eau nécessaire pour répondre aux besoins de la population ou de l'industrie, mais aussi d'évaluer la pertinence d'une telle infrastructure en fonction des conditions locales. En fonction des résultats obtenus, il devient possible de savoir si la mise en place d'un réservoir apportera des avantages en termes de gestion des ressources en eau, de régulation des débits ou de sécurisation des approvisionnements en cas de fluctuation de la demande. Ainsi, la capacité de stockage peut jouer un rôle crucial dans l'optimisation du réseau d'adduction, la réduction des pertes et l'amélioration de la continuité de la distribution.

Introduction :

Les adductions sont indispensables pour garantir le transport de l'eau depuis le point de captage jusqu'au point de stockage. Ce chapitre a pour objectif de réaliser une étude technico-économique visant à dimensionner le réseau d'adduction afin de remédier au déficit en eau potable de l'agglomération.

V.1 Les conduites d'adduction :

V.1.1 Généralité :

Les conduites d'adduction doivent fonctionner en continu, et tout arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent donc être rares et effectuées rapidement. Il est essentiel que l'accès aux différents ouvrages soit facile, d'où l'importance de maintenir des voies de circulation le long des adductions.

V.1.2 Types d'adduction :

Les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

V.1.2.1 Adduction gravitaire :

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement se fait par gravité. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source se trouve à une altitude supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage de destination.

V.1.2.2 Adduction par refoulement :

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement est assuré sous pression à l'aide de machines hydroélectriques. Ce type de système est utilisé lorsque la source est située à une altitude inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage de destination.

V.1.2.3. Adduction mixte :

Il s'agit d'une adduction où une conduite sous pression se transforme en conduite gravitaire, ou inversement. La transition entre ces deux types de conduites est assurée par un réservoir, appelé réservoir tampon. Dans notre étude, l'adduction à concevoir est de type mixte, combinant refoulement et gravité.

V.2 choix du tracé :

Pour définir le tracé de la conduite, plusieurs impératifs doivent être pris en considération, notamment :

- il est essentiel que le parcours entre le captage et le réservoir d'accumulation soit le plus court et direct possible pour des raisons économiques.
- Il convient également éviter les contre-pentes, qui pourraient entraîner des accumulations d'air difficiles à éliminer aux points hauts.
- Il est recommandé d'adopter un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- il est préférable d'éviter les terrains trop accidentés ou rocheux et de choisir un sol stable tout au long du tracé.

V.3 Choix de type de canalisation :

Le choix du matériau pour les conduites enterrées destinées au transport de l'eau repose sur des considérations techniques et économiques.

V.3.1 Aspects techniques :

La faisabilité technique dépend de plusieurs critères, notamment :

- Le diamètre et la pression de service.
- La résistance aux agents chimiques, à la pression et aux charges dynamiques.
- L'adaptabilité au type de terrain.
- L'étanchéité.
- La facilité d'entretien et de mise en œuvre.

V.3.2 Aspects économiques :

Sur le plan économique, cette faisabilité est principalement influencée par :

- Le coût d'acquisition et de transport.
- La disponibilité des matériaux sur le marché local, de préférence.

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, on distingue trois types de tuyaux selon leurs matériaux de fabrication :

1. **Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable et acier non soudable.
2. **À base de ciment** : béton armé, amiante-ciment et béton précontraint.
3. **En matières thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène.

Avant de commencer le dimensionnement de ces conduites, il est crucial d'analyser le type de sol et les caractéristiques du terrain où elles seront enterrées.

Le matériau envisagé pour les conduites est l'acier, qui présente plusieurs avantages, tels que :

- Facile à découper et à souder ;
- Excellente étanchéité ;
- Résistance élevée aux fortes pressions et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- Disponible sur le marché national ;
- Moins d'accessoires nécessaires (absence de joints).

V.4 Protection :

- Ventouses aux points hauts et vidanges aux points bas.
- Vannes de surverse pour protections particulières.
- Mise en place de systèmes anti-bélier fiables.

V.5 Etude de l'adduction :

V.5.1 Description :

A partir du Réservoir Tampon Daghoussa (RTDA) de 50 000 m³ ; une conduite gravitaire de longueur 17 906 ml mobilise les eaux vers le pompage (SP 01) qui refoule les eaux vers la station de reprise, A partir de la station de reprise les eaux seront refoulées vers le réservoir tampon de Ain Ben Baida de 50 000 m³, à partir du réservoir de tampon trois conduites gravitaires mobilisent les eaux pour alimenter simultanément les deux couloirs de la wilaya de Guelma et le réservoir de stockage d'Ain Ben Baida dont les caractéristiques sont les suivantes

- Une conduite longue sur une longueur L=8 966 ml mobilise les eaux vers une station de pompage (SP 02) qui alimente le Couloir Est de Guelma,
- Une conduite longue sur une longueur L=9 546,75 ml mobilise les eaux vers une station de pompage (SP 03) projetée qui est alimente le Couloir ouest de Guelma,
- Une conduite longue sur une longueur L=2 436 ml mobilise les eaux vers le réservoir de Stockage d'Ain Ben Baida de 2 500 m³.

- **Couloir Est :**

- Une conduite refoule les eaux de la (SP02) vers la station de reprise (SR02) qui refoule l'eau vers le réservoir de mise en charge à Oued Fragha RMC (2x5 000 m³) sur un linéaire de 3 129 ml,

- Du réservoir de mise en charge à Oued Fragha (2x5 000 m³) prennent naissance deux conduites d'adductions secondaires par gravité dont :

- La première conduite, d'une longueur de 2 100 ml approvisionne le réservoir de stockage d'Oued Fragha 2500 m³.

- La seconde conduite c'est l'ensemble de deux tronçons en série, alimentent respectivement le réservoir de stockage à Bouchegouf 5000 m³ et le réservoir de MedjezSfa 2500 m³.

- **Couloir Ouest :**

V.5.2 Propositions des variantes :

On propose deux variantes et après un calcul préliminaire on va choisir la plus économique.

- **Variante 01 :**

- Une conduite refoule les eaux de la (SP03) vers le réservoir tampon projeté à Nechmaya (2x5000) m³ sur un linéaire de 7 112,39 ml.

- Une conduite d'adduction secondaire formée de deux tronçons en série de longueur 2 003,85 ml et de longueur 259,93 ml transportent les eaux par gravité du réservoir tampon projeté à Nechmaya (2x5000) m³ vers le réservoir de stockage de Nechmaya 2500 m³ et vers la station de pompage implantée à Nachmaya (SP 04),

- Une conduite de refoulement mobilise les eaux de la station de pompage de Nachmaya (SP 04) vers le réservoir tampon projeté à El Fedjoui de 5000 m³ sur un linéaire de 4 737 ml en passant par deux stations de reprise (SR 03) et (SR 04),

- A partir du réservoir tampon projeté à El Fedjoui 5 000 m³ ; une conduite d'adduction secondaire formée de quatre tronçons en série, L= 3 000 ml, L=5 123 ml, L= 6 014 ml, et L=11 012 ml, Alimentent respectivement les réservoirs de stockage à Boussbaa de 1500 m³, Héliopolis de 5 000 m³ et un 2500 m³, El Fedjoui de 2500 m³ et Bouati de 2500 m³.

- Variante 02 :

Cette variante est identique à la précédente, à l'exception du tronçon réservoir tampon de Nachmaya -réservoir Nechmaya d'une longueur de 1620,08ml, suivi du tronçon réservoir Nechmaya – station de pompage 04, d'une longueur de 1923,63ml.

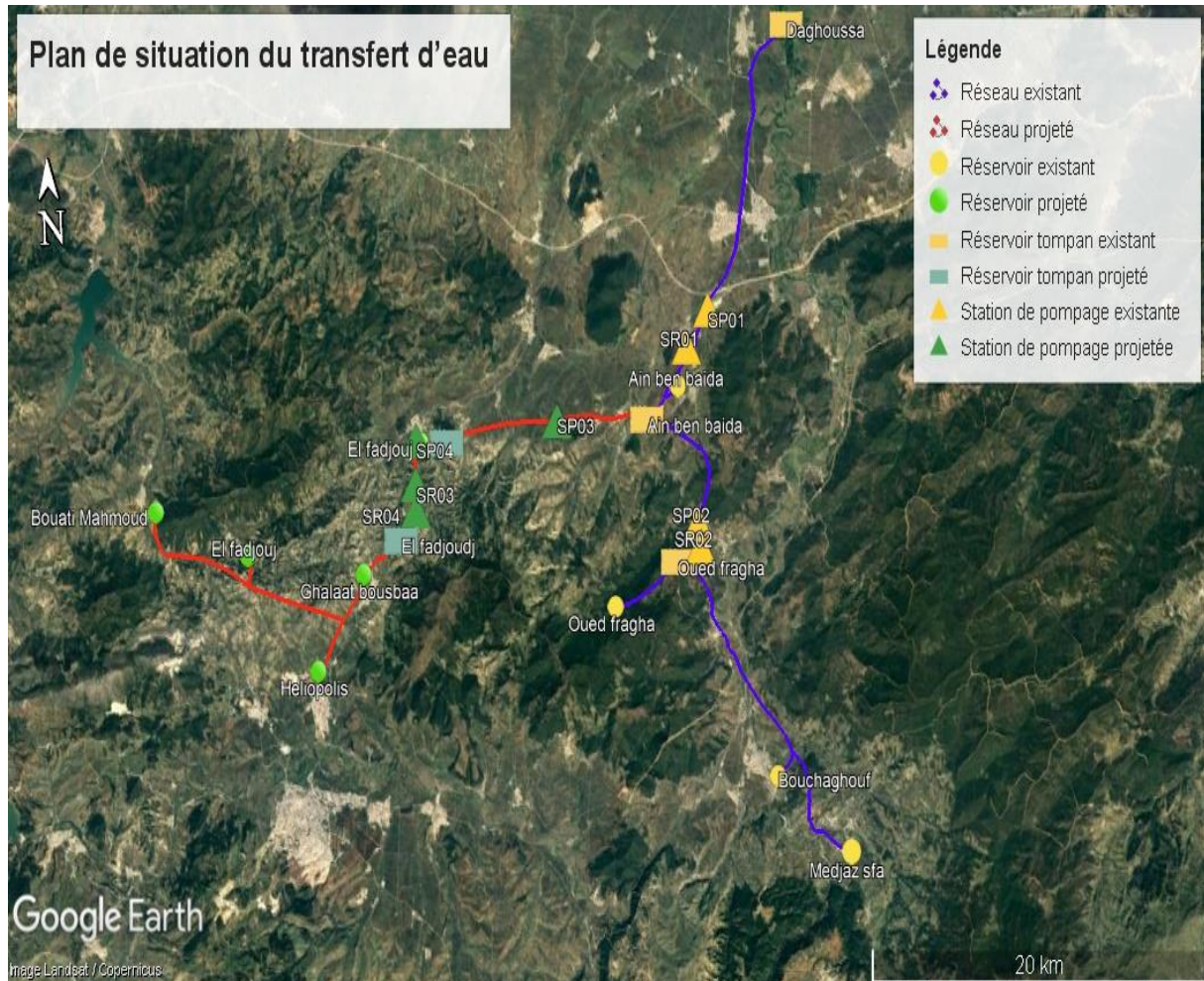


Figure V.1 : Plan de situation du transfert d'eau (Google Earth 2024).

V.6 Calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique inclut des tronçons d'adduction par refoulement ainsi que des tronçons gravitaires.

V.6.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules :

- **Formule de BRESSE :**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{V. 1})$$

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{V. 2})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m).

Q : Débit véhiculé (m³/s).

V.6.1.1 Calcul de pertes de charge linéaire :

Pour un tronçon donné, les pertes de la charge linéaires sont déterminées par :

- Diamètre D de la conduite en (m).
- Débit Q en (m³/s).
- La rugosité absolue ε en (mm).
- La longueur de tronçon L en (m).

$$\Delta H_L = j \times L = \lambda \times \frac{L}{D_{int}} \times \frac{v^2}{2g} \quad (\text{V. 3})$$

Avec :

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

ΔH_L : Pertes de charge linéaires en (m).

J : Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est déterminé par les formules suivantes :

- **Formule de NIKURADZE :**

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D_{int}})^{-2} \quad (\text{V. 4})$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite $\varepsilon = 0,01 \text{ mm}$

D : Diamètre de la conduite en mm.

- **Formule de COLEBOOK :**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{V. 5})$$

Avec:

$$\lambda = f(R_e, \frac{\varepsilon}{D})$$

λ : Coefficient de frottement adimensionnel dépend de régime d'écoulement.

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

g : Accélération de la pesanteur $g=9,81 \text{ m/s}^2$.

R_e : Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{V. 6})$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2} \quad (\text{V. 7})$$

t : Température de l'eau en degrés (on prend l'eau à 20 °C)

$$\nu = 1,004 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

V.6.1.2 Calcul des pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont causées par des éléments tels que les vannes, robinets, ventouses, ainsi que par les changements de direction ou de section (rétrécissements, élargissements de la conduite), etc.

Dans notre cas, les pertes de charge singulières représentent 10% des pertes linéaires.

$$\Delta H_s = 0,1 \times \Delta H_L \quad (\text{V. 8})$$

V.6.1.3 Calcul des pertes de charges totale :

La perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,1 \times \Delta H_L \quad (\text{V. 9})$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale en (m).

ΔH_s : Perte de charge singulière en (m).

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m).

V.6.1.4 La hauteur manométrique totale HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \quad (V.10)$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique (m).

ΔH_T : Perte de charge totale (m).

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration (m), dans notre cas $\Delta H_a = 0,5 \text{ m}$.

ΔH_r : Perte de charge au refoulement (m).

V.6.1.5 Puissance absorbée par pompes :

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (V.11)$$

Avec :

P : Puissances absorbée par la pompe (kW).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Q : Débit à refoulé (m^3/s).

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

η : Rendement du pompage (75%).

V.6.1.6 Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la station de pompage est :

$$E = P \times T \times 365 \quad (V.12)$$

Avec :

E : Energie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh).

P : Puissance absorbée (kW).

T : Temps de pompage en heure, T=20h.

V.6.1.7 Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles en énergie sont calculées en multipliant le cout unitaire du kWh par la quantité d'énergie consommée sur l'année.

$$K = \delta \times E \quad (\text{V. 13})$$

K : Dépense annuelle de l'énergie (DA).

E : l'énergie consommée par l'année (kWh).

δ : Prix de kWh, varie selon le tarif choisit.

Tableau V.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure (h)	Prix du kWh d'énergie (DA)
Heures de pointes	0 à 4h	4	7,267
Heures creuses	4 à 11.30h	7.5	1,064
Heures pleines	11h30 à 24h	12.5	1,911

(Source SONALGAZ)

En raison de la variation journalière des tarifs du kWh d'énergie, il est recommandé d'adopter un régime de fonctionnement de 20 h /j pour les stations de pompages, avec un arrêt pendant les heures de pointe, lorsque le cout de l'énergie électrique est plus élevé.

Le prix moyen du kWh pendant 20h de pompages est :

$$\delta = \frac{1,911 \times 12,5 + 1,064 \times 7,5}{20}$$

$$\delta = 1,59 \text{ DA}$$

V.6.1.8 Frais d'exploitation :

Ils sont définis par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \times e \quad (\text{V. 14})$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

E : Energie totale dépensée par la pompe (kW).

e : Prix unitaire d'un kW imposé par SONALGAZ (e=1,59 DA).

V.6.1.9 Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \quad (V.15)$$

Avec :

P_{rc} : Prix de la conduite en DA.

A : Amortissement annuel tel que :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (V.16)$$

Avec :

i : Taux d'annuité ($i=8\%$).

n : Durée de l'amortissement de la conduite dans notre cas en prend $n=30$ ans.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i = \frac{0,1}{(1+0,1)^{30} - 1} + 0,1 = 0,0888 = 8,88\%$$

V.6.2 Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge est celle de DARCY – WEISBAKH :

$$\Delta H = \frac{k' \times L_{eq} \times Q^\beta}{D^m} \quad (V.17)$$

De cette formule on va tirer le diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H}} \quad (V.18)$$

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{ev} \quad (V.19)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{ev} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cadre des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1,1 \times \Delta H_L \Rightarrow L_{eq} = 1,1 \times L_g$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s).

ΔH : Charge disponible (m).

k', β, m : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

Tableau V.2 : Coefficients *k'*, *β*, *m* pour différents types du tuyau.

Matériau	<i>k'</i>	<i>m</i>	<i>β</i>
Acier / Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

(Cour M.Moukran)

V.7 Dimensionnement des adductions :

V.7.1 Variante 01 :

V.7.1.1 Partie gravitaire :

Par hypothèse on suppose que la charge disponible égale à la perte de charge engendrée dans la Conduite tel que : $\Delta H = H_d$, et en appliquant la formule de Darcy – Weisbach :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

- Les cotes piézométriques :

$$CP_{RTAINbb} = 243 \text{ m}$$

$$CP_p = 29,46 \text{ m tel que : } H_p = 28,46 \text{ m.}$$

$$CP_{sp03} = 175 \text{ m}$$

$$CP_{RVnech} = 314,5 \text{ m}$$

$$CP_{RTnech} = 338 \text{ m}$$

$$CP_{sp04} = 254 \text{ m}$$

Tableau V.3 : Calcul de diamètre avantageux.

Tronçons	L (m)	Q (m ³ /s)	ΔH (m)	D (mm)	Dn (mm)	V (m/s)
RTainbb-SP03	9546,75	1,248	68	840	900	1,96
RTnech-Pnech	1663,7	1,248	8,54	890	900	2
Pnech-RVnech	259,93	0,231	14,96	299	400	1,84
Pnech-SP04	340,15	1,017	75,46	398	750	2,3

V.7.1.2 Partie refoulement :

➤ **SP03 – RT nech :**

- $Q = 1,498 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{maxj}} = 107847,58 \text{ m}^3/\text{j}$
- $L = 7112,39 \text{ m}$
- $H_g = 332 - 175 = 157 \text{ m}$
- $1220\text{mm} < D < 1830\text{mm}$ (Bress et Bounin)

- **Les frais d'exploitation :**

Tableau V.4 : Calcul de la perte de charge totale.

Dn (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	HMT (m)
800	705,2	3,84	2695231,91	0,008668253	72,17	229,17
900	793,4	3,03	2395610,72	0,008506955	39,29	196,29
1000	881,4	2,46	2156430,16	0,008366761	22,84	179,84
1200	1057,8	1,71	1796821,27	0,008131689	8,92	165,92
1400	1234	1,25	1540257,33	0,007940797	4,03	161,03

Tableau V.5 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Dn(mm)	P (kW)	E (kWh)	F_{exp} (DA)
800	4490,34	32779502,15	52119408,42
900	3846,12	28076665,95	44641898,86
1000	3523,74	25723341,75	40900113,39
1200	3250,93	23731760,5	37733499,19
1400	3155,19	23032900,42	36622311,67

- **Les frais d'investissement :**

Tableau V.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Dn(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A (%)	F_{inv} (DA)
800	29779,8	7112,39	0,0888	20035531,28
900	32673,65			22527456,35
1000	36873,35			25015945,62

1200	39580,381			27507529,63
1400	43668,4			29999113,65

- **Bilan des couts (exploitation – investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et d'investissement, nous additionnerons ces coûts pour obtenir le bilan total. Cela nous permettra de tracer une courbe d'optimisation à partir de laquelle nous déterminerons le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau V.7 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Dn(mm)	F_{exp} (DA)	F_{inv} (DA)	Total (DA)
800	52119408,42	20035531,28	72154939,7
900	44641898,86	22527456,35	67169355,21
1000	40900113,39	25015945,62	65916059,01
1200	37733499,19	27507529,63	65241028,82
1400	36622311,67	29999113,65	66621425,32

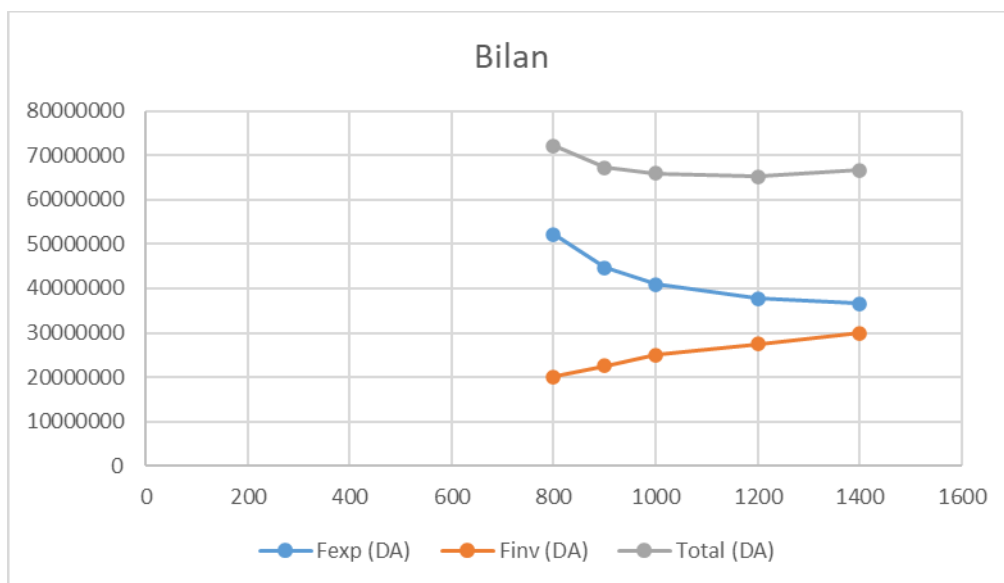


Figure V.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SP03 – RT nech.

- **Interprétation de la figure :**

Le diamètre économique est 1200 mm avec une vitesse de 1,7 m/s.

➤ **SP04 – SR03 :**

- $Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{maxj}} = 87847,42 \text{ m}^3/\text{j}$

- $L = 1983,95 \text{ m}$
- $H_g = 359 - 254 = 105 \text{ m}$
- $11045 \text{ mm} < D < 1657 \text{ mm}$ (Bress et Bounin)

- **Les frais d'exploitation :**

Tableau V.8 : Calcul de la perte de charge totale.

Dn (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	HMT
800	705,2	3,125	2195048,687	0,008668253	13,35	118,35
900	793,4	2,47	1951031,427	0,008506955	7,27	112,27
1000	881,4	2	1756238,182	0,008366761	4,225	109,225
1200	1057,8	1,39	1463365,791	0,008131689	1,65	106,65
1400	1234	1,02	1254415,182	0,007940797	0,745	105,745

Tableau V.9 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Dn(mm)	P (kW)	E (kWh)	F_{exp} (DA)
800	1888,63	13786983,26	21921303,38
900	1791,555	13078354,02	20794582,9
1000	1742,98	12723752,19	20230765,99
1200	1701,87	12423658,24	19753616,6
1400	1687,445	12318353,13	19586181,48

- **Les frais d'investissement :**

Tableau V.10 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Dn(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A (%)	F_{inv} (DA)
800	31722,86	1983,95	0,0888	5588767,247
900	35668,4			6283871,81
1000	39608,5			6978017,981
1200	43553,5			7673027,41
1400	47498,5			8368036,838

- Bilan des couts (exploitation – investissement) :

Tableau V.11 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Dn(mm)	F _{exp} (DA)	F _{inv} (DA)	Total (DA)
800	21921303,38	5588767,247	27510070,63
900	20794582,9	6283871,81	27078454,71
1000	20230765,99	6978017,981	27208783,97
1200	19753616,6	7673027,41	27426644,01
1400	19586181,48	8368036,838	27954218,32

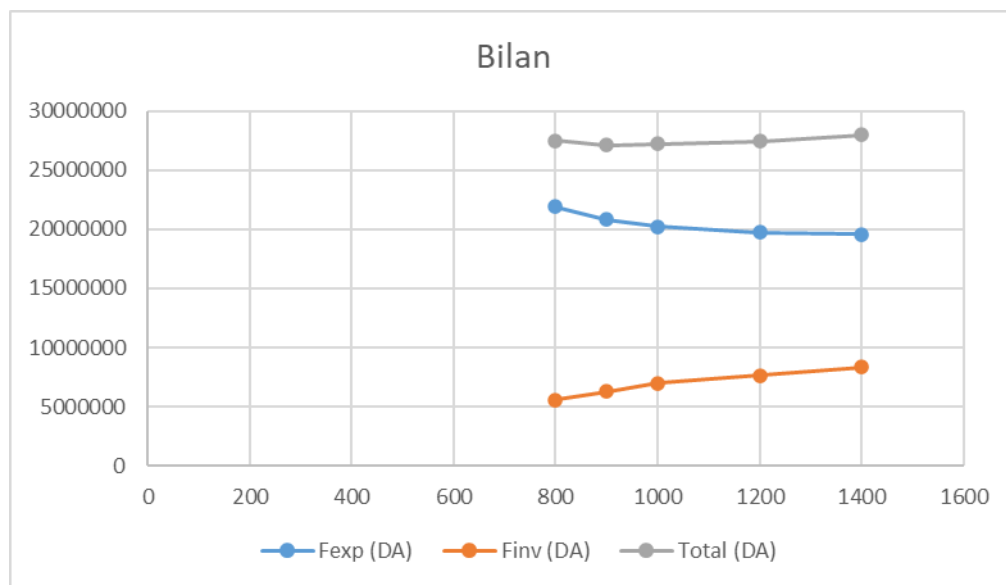


Figure V.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SP04 – SR03.

- Interprétation de la figure :

Le diamètre économique est 1000 mm avec une vitesse de 2 m/s.

➤ SR03 – SR04 :

- $Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{maxj}} = 87847,42 \text{ m}^3/\text{j}$
- $L = 1275,78 \text{ m}$
- $H_g = 451 - 359 = 92 \text{ m}$
- $11045 \text{ mm} < D < 1657 \text{ mm}$ (Bress et Bounin)

- Les frais d'exploitation :

Tableau V.12 : Calcul de la perte de charge totale.

Dn (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	HMT (m)
800	705,2	3,125	2195048,687	0,008668253	8,586572889	100,5865729
900	793,4	2,469	1951031,427	0,008506955	4,674799422	96,67479942
1000	881,4	2	1756238,182	0,008366761	2,717327215	94,71732722
1200	1057,8	1,389	1463365,791	0,008131689	1,060749275	93,06074928
1400	1234	1,021	1254415,182	0,007940797	0,479444249	92,47944425

Tableau V.13 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Dn(mm)	P (kW)	E (kWh)	F _{exp} (DA)
800	1605,120296	11717378,16	18630631,27
900	1542,697779	11261693,79	17906093,12
1000	1511,461221	11033666,91	17543530,39
1200	1485,026213	10840691,35	17236699,25
1400	1475,74998	10772974,85	17129030,01

- Les frais d'investissement :

Tableau V.14 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Dn (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A (%)	F _{inv} (DA)
800	31722,86	1275,78	0,0888	3593859,461
900	35668,4			4040846,784
1000	39608,5			4487217,813
1200	43553,5			4934143,96
1400	47498,5			5381070,106

- Bilan des couts (exploitation – investissement) :

Tableau V.15 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Dn (mm)	F _{exp} (DA)	F _{inv} (DA)	Total (DA)
800	18630631,27	3593859,461	22224490,73
900	17906093,12	4040846,784	21946939,9
1000	17543530,39	4487217,813	22030748,2
1200	17236699,25	4934143,96	22170843,21
1400	17129030,01	5381070,106	22510100,12

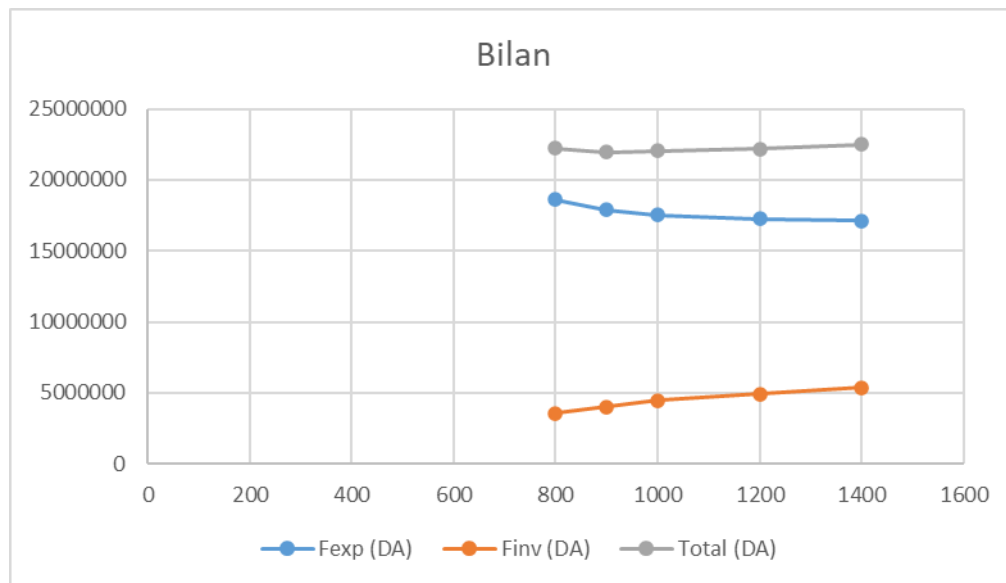


Figure V.4 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SR03 – SR04.

- Interprétation de la figure :

Le diamètre économique est 1000 mm avec une vitesse de 2 m/s.

➤ SR04 – RT El Fedjouj :

- $Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\text{maxj}} = 87847,42 \text{ m}^3/\text{j}$
- $L = 1589,29 \text{ m}$
- $H_g = 553 - 451 = 102 \text{ m}$
- $11045 \text{ mm} < D < 1657 \text{ mm}$ (Bress et Bounin)

- Les frais d'exploitation :

Tableau V.16 : Calcul de la perte de charge totale.

Dn (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	HMT (m)
800	705,2	3,125	2195048,687	0,008668253	10,696	112,696
900	793,4	2,469	1951031,427	0,008506955	5,82	107,82
1000	881,4	2	1756238,182	0,008366761	3,385	105,385
1200	1057,8	1,389	1463365,791	0,008131689	1,32	103,32
1400	1234	1,021	1254415,182	0,007940797	0,597	102,597

Tableau V.17 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Dn (mm)	P (kW)	E (kWh)	F _{exp} (DA)
800	1798,367	13128085,24	20873655,52
900	1720,60	12560421,05	19971069,47
1000	1681,69	12276358,88	19519410,62
1200	1648,76	12035961,54	19137178,84
1400	1637,20	11951604,39	19003050,98

- Les frais d'investissement :

Tableau V.18 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Dn (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A (%)	F _{inv} (DA)
800	31722,86	1589,29	0,0888	4477013,986
900	35668,4			5033843,912
1000	39608,5			5589906,095
1200	43553,5			6146659,811
1400	47498,5			6703413,527

- Bilan des couts (exploitation – investissement) :

Tableau V.19 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Dn (mm)	F _{exp} (DA)	F _{inv} (DA)	Total (DA)
800	20873655,52	4477013,986	25350669,51
900	19971069,47	5033843,912	25004913,38
1000	19519410,62	5589906,095	25109316,72
1200	19137178,84	6146659,811	25283838,65
1400	19003050,98	6703413,527	25706464,51

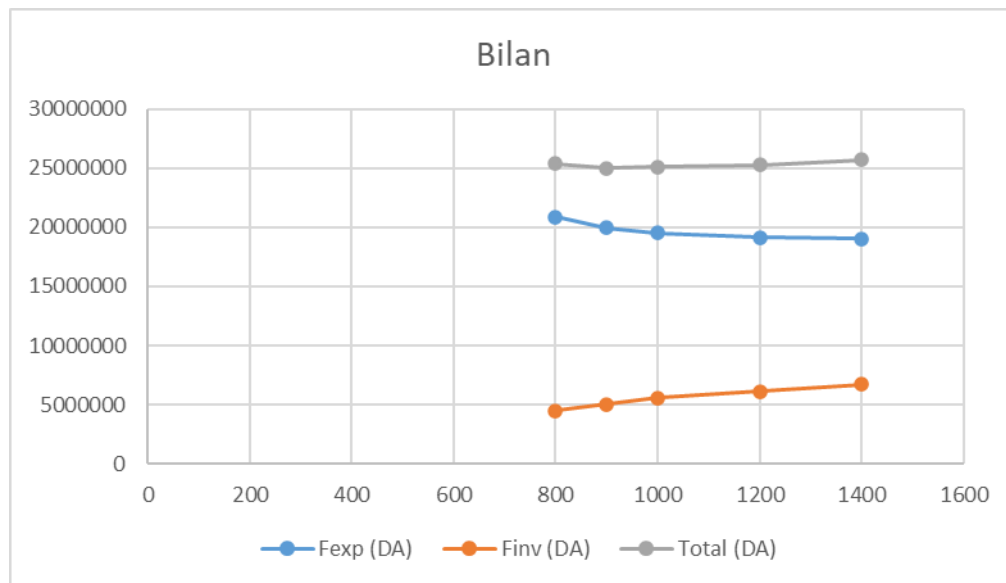


Figure V.5 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SR04 – RT El Fedjouj.

- Interprétation de la figure :

Le diamètre économique est 1000 mm avec une vitesse de 2 m/s.

V.7.2 Variante 02 :

Tableau V.20 : Calcul de diamètre avantageux.

Tronçons	L (m)	Q (m ³ /s)	ΔH (m)	D (mm)	Dn (mm)	V (m/s)
RTnech-RVnech	1620,08	1,248	23,5	759	850	2,2
RVnech-SP03	1923,63	1,017	60,5	565	750	2,3

Tableau V.21 : Bilan des deux variantes.

Variantes	Prix de la partie gravitaire	Prix de la partie refoulement	Totale (DA)
Variante 01	36360090,1	139589877,7	175949967,8
Variante 02	39037046,02	139589877,7	178626923,7

- **Résultat** : Selon l'analyse des deux options, il apparaît que la variante 01 est la plus avantageuse sur le plan économique.

Conclusion :

L'étude de l'adduction nous a permis de résumer notre projet à travers une analyse technico-économique :

- Partie gravitaire : avec une longueur totale des conduites de 11810,53 ml et des diamètres de 750 mm, 400 mm, 900 mm.

- Partie refoulement : avec une longueur totale des conduites de 11849,39 ml et un diamètre de 1000 mm, 1200 mm.

Le transport de l'eau représente généralement un investissement important. Il est donc essentiel d'examiner attentivement toutes les options techniques et financières afin de choisir la solution optimale.

Introduction :

Ce chapitre vise à dimensionner les stations de pompage ainsi que leurs équipements nécessaires, afin de garantir le transport de l'eau en toute sécurité, à une hauteur définie et avec un débit précis.

VI.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Le choix de l'emplacement de la station de pompage repose sur plusieurs critères, notamment

- Placer la prise d'eau le plus près possible de la station de pompage.
- Éviter les zones sismiques et instables dans la mesure du possible.
- Respecter les normes, notamment une distance minimale de 30 km entre la station de pompage et un aéroport.
- Les ouvrages de la station ne doivent pas se situer dans les zones susceptibles d'être inondées.
- Concernant les terrassements et l'implantation de la station, il est nécessaire de :
 - Assurer l'accès à tous les ouvrages ;
 - Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier ;
 - Mettre en place des dispositifs de drainage pour les eaux pluviales ;
 - Élever le plancher du rez-de-chaussée de 0,15 à 0,5 m au-dessus de la plate-forme ;
 - Aménager des espaces verts autour de la station pour favoriser l'environnement.

VI.2 Choix du type de la pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

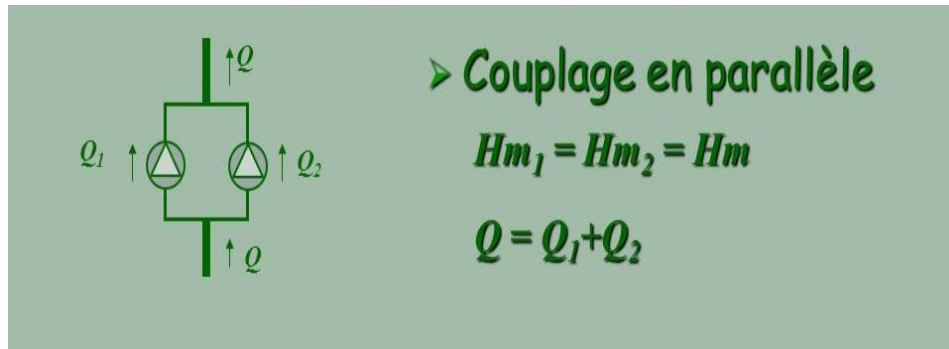
VI.3 Couplage des pompes :

Lorsque la pompe ne parvient pas à fournir le débit ou la charge nécessaires pour atteindre la hauteur d'eau souhaitée, on utilise le couplage des pompes. Ce couplage peut être réalisé en

série si la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle si c'est le débit qui est insuffisant.

VI.3.1 Couplage en parallèle :

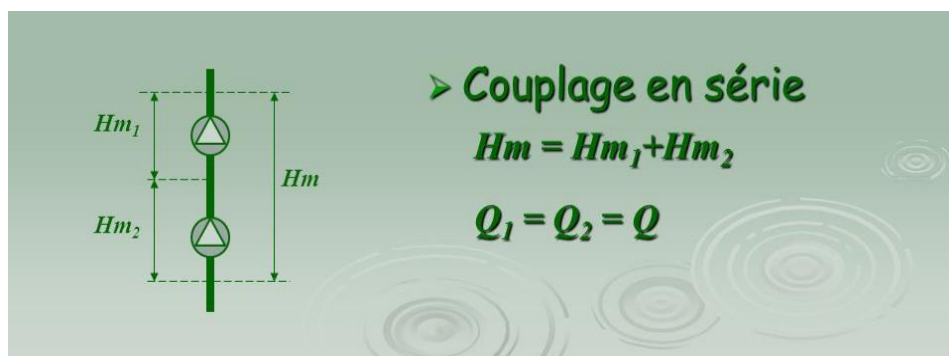
Dans ce cas, chaque conduite de refoulement individuelle est reliée à une conduite générale commune. Pour une hauteur manométrique totale (HMT) donnée, le débit global correspond à la somme des débits de chaque pompe.



Figures VI.1 : Couplage en parallèle.

VI.3.2 Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe est dirigé vers l'aspiration de la seconde. Le même débit circule à travers les deux pompes, et les hauteurs d'élévation générées par chaque groupe s'additionnent.



Figures VI.2 : Couplage en série.

VI.4 Choix du nombre de pompes :

Les critères de sélection des pompes sont les suivants :

- Nombre minimal de pompes ;
- Le meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation élevée (tr/min) ;

- Puissance absorbée minimale ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH requis) minimale.

VI.5 Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite a la forme d'une parabole et s'exprime par l'équation suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (\text{VI. 1})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance totale de la conduite ;

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D_{ec}^5} \quad (\text{VI. 2})$$

λ : Coefficient de frottement linéaire ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

D_{ec} : Diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

VI.6 Caractéristiques de la pompe :

VI.6.1 Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe correspond à l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et celle de la conduite de refoulement [H_c-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est fournie par le fabricant ou obtenue par des essais de pompage, tandis que celle de la conduite est déterminée par l'installateur. La pompe fonctionnera de manière optimale si ce point de fonctionnement se situe dans la zone non cavitationnelle et que le débit correspondant se trouve dans la plage de bon fonctionnement, garantissant ainsi un rendement optimal.

VI.6.2 Type et mode de réglage :

Lorsque le point de fonctionnement se situe dans la plage de rendement maximal, la pompe opère dans des conditions optimales. Cependant, cette situation est rarement rencontrée en pratique. Il est donc souvent nécessaire d'apporter des ajustements au fonctionnement ou au dimensionnement de la pompe afin de l'adapter aux conditions spécifiques d'utilisation. En

fonction de débit demandé, qu'il soit inférieure ou supérieure à celui disponible, les modes de réglage suivants peuvent être distingués :

VI.6.2.1 Débit pompé > Débit demandé :

a. Le vannage :

Le vannage consiste à maintenir la courbe caractéristique de la pompe tout en ajustant le refoulement pour créer des pertes de charge singulières. Cela permet d'obtenir la hauteur d'élévation souhaitée pour un débit donné, en générant ainsi la perte de charge singulière nécessaire.

b. Modification de la vitesse de rotation :

Ce procédé vise à déterminer une nouvelle vitesse de rotation N' , de sorte que la courbe $H = a \times q^2$ passe par le point de fonctionnement souhaité, en ajustant la vitesse pour répondre aux conditions de performance requises.

c. Réduction du temps de pompage :

Si le point de fonctionnement est maintenu, c'est-à-dire que le même débit désiré est conservé, il devient nécessaire de réduire le temps de pompage. Le nouveau temps sera déterminé par la formule suivante :

$$T_{p'} = q \times \frac{T_p}{Q} \quad (\text{VI. 5})$$

Avec :

$T'p$: nouveau temps de pompage (heures) ;

Tp : temps de pompage initial (heures) ;

q : débit (m^3/h) ;

Q : débit de pointe (m^3/h).

VI.6.2.2 Débit pompé < Débit demandé :

a. Une augmentation de la vitesse de rotation de la pompe :

Ce procédé vise à déterminer une vitesse N' afin que la courbe $H = a \times Q^2$ intersecte le point de fonctionnement souhaité, avec :

$$a = \frac{h}{q^2} \quad (\text{VI. 6})$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \quad (\text{VI. 7})$$

$$\frac{H}{H'} = \frac{N^2}{N'^2} \quad (\text{VI. 8})$$

De la formule on a : $N' = \frac{N \times Q'}{Q}$

De la formule on a : $N' = N \times \sqrt{\frac{H'}{H}}$

b. Changement de type de pompe.

VI.7 Étude de la cavitation :

La cavitation est le phénomène de vaporisation du liquide à l'intérieur de la pompe lorsqu'il est soumis à une pression inférieure à la pression de vapeur correspondant à sa température. Ce phénomène se manifeste à l'orifice d'aspiration de la pompe, où des bulles se forment dans les zones de basse pression (à l'entrée des aubes de roue des pompes centrifuges). Ces bulles sont ensuite transportées vers des zones à pression plus élevée, où elles se condensent brutalement. L'implosion des bulles, se produisant à des fréquences élevées, crée des surpressions locales très importantes. La cavitation entraîne des conséquences graves, telles que :

- L'érosion des pièces métalliques due à l'implosion des bulles, formant des cavités sur leurs surfaces ;
- Une augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe ;
- Une baisse des performances, avec une réduction significative de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour assurer un fonctionnement normal de la pompe sans cavitation, il est nécessaire de respecter la condition suivante :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requis, fourni par le fabricant de la pompe.

(NPSH)_d : Charge nette disponible, déterminé par l'installateur de la pompe.

La relation est donnée par :

$$\text{(NPSH)}_d = \text{(NPSH)}_r + r \quad (\text{VI. 9})$$

Avec :

r : marge de sécurité, comprise entre 0,1 et 0,5 m. Pour les calculs, on prend généralement

r = 0,5 m.

VI.7.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse spécifique, il existe une hauteur limite d'aspiration qu'il ne faut jamais dépasser. Dans le cas d'une installation en charge au niveau de la station de pompage, la hauteur d'aspiration admissible est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + Tv + \frac{V_{asp}^2}{2g} + H_{asp} \quad (VI. 10)$$

Avec :

V_{asp} : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{atm} : Pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (VI. 11)$$

H : Altitude de la station en (mNGA) ;

Tv : Tension de la vapeur d'eau (mce).

La tension sera choisie pour une température 20°C, alors Tv = 0,24 mce d'après le tableau VI.1 de l'annexe IV.

La perte de charge totale du coté aspiration :

$$\Delta h_{asp} = (1,1 - 1,15) \times \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI. 12)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m) ;

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \frac{L_c \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \quad (VI. 13)$$

L_c : Longueur de collecteur d'aspiration.

Q_a : Débit refoulé par une seule pompe (m³/s).

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration (mm). **D_a = (1,2 ÷ 1,5) × DN1**

DN1 : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI.7.2 Calage de la pompe :

Le calage de la pompe consiste à déterminer précisément la hauteur de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration, afin de garantir un fonctionnement sans risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{VI. 14})$$

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (\text{VI. 15})$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de pompage (mNGA).

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

r : Marge de sécurité $r = (0,1-0,3)$ m

C_p : Cote du plan d'eau dans le réservoir en (mNGA).

h : Hauteur d'eau dans le réservoir (m).

h_{inc} : Hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

VI.8 Les frais de pompage :

Les frais annuels d'énergie peuvent être calculés avec :

$$Fr = P \times Tp \times 365 \times e \quad (\text{VI. 16})$$

Où :

Tp : temps de pompage (20h/24h) ;

P : puissance absorbée (kW) ;

e : prix du kWh (4,2 DA).

VI.9 Application numérique :

VI.9.1 Choix des pompes :

VI.9.1.1 Station de pompage 03 :

On a choisi la pompe de référence **Omega 300-700A** à l'aide de logiciel de sélection **KSB easy select**.

C'est une pompe à volute à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, monocellulaire avec roue à double flux.

Pour refouler un débit de 5400 m³/h on a utilisé cinq pompes installées en parallèle avec deux autres pompes identiques de secours.



Figures VI.3 : Pompe Omega 300-700A

➤ **Données techniques :**

- $Q=1188,66 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H=199 \text{ m}$
- Le rendement $\eta = 80,46\%$
- Vitesse de rotation $N=1492 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée $P_{abs}=761,32 \text{ kW}$
- $NPSH_r=3,85\text{m}$
- Fréquence du moteur = 50 Hz
- Puissance moteur $P_2 = 160 \text{ kW}$
- Tension nominale de la pompe = 380 V
- Pression nominale pour le raccordement : PN 25

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

$Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 7112,39 \text{ m}$; $\lambda = 0,0081$; $D = 1200 \text{ mm}$; $H_g = 157 \text{ m}$

$$H_c = H_g + RQ^2$$

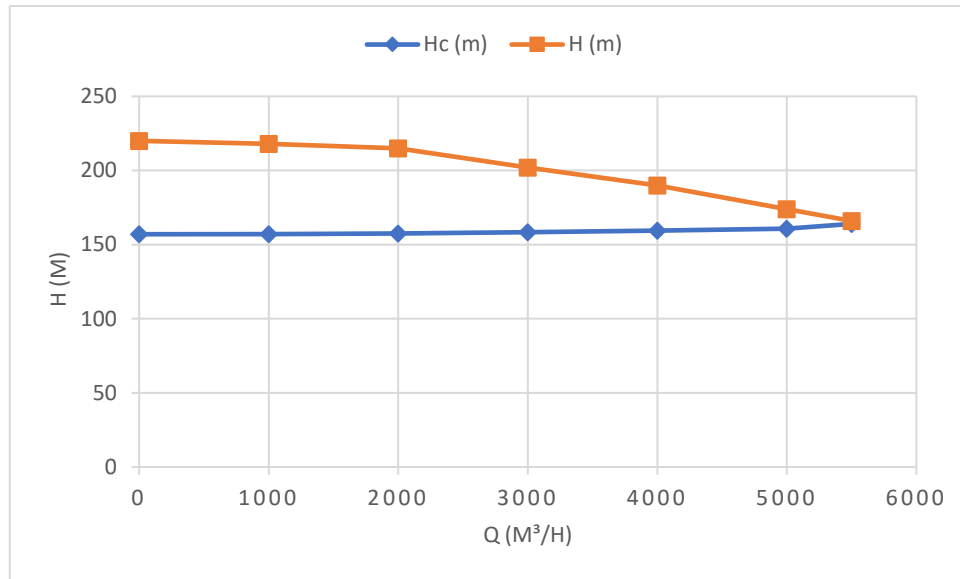
$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D_{ec}^5} = \frac{8 \times 0,0081 \times 7112,39}{\pi^2 \times 9,81 \times 1,2^5}$$

$$R = 1,91$$

$$H_c = 157 + 1,91 \times Q^2$$

Tableau VI.2 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Q (m³/h)	0	200	400	600	800	1000	1100
5 Q (m³/h)	0	1000	2000	3000	4000	5000	5500
Hc (m)	157	157,15	157,59	158,33	159,36	160,68	161,46



Figures VI.4 : Point de fonctionnement de SP03.

Remarque : le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement :

$$Q_{pf} = 5000 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{app}$$

$$H_{pf} = 160,68 \text{ m} < H_{app}$$

On a donc opté pour une augmentation de la vitesse de rotation de 1492 tr/min vers 1551 tr/min.

VI.9.1.2 Station de pompage 04 :

On a choisi la pompe de référence **Omega 300-700B** à l'aide de logiciel de sélection **KSB easy select**.

C'est une pompe à volute à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, monocellulaire avec roue à double flux.

Pour refouler un débit de 4392 m³/h on a utilisé trois pompes installées en parallèle avec deux autres pompes identiques de secours.



Figures VI.5 : Pompe Omega 300-700B

➤ **Données techniques :**

- $Q=1464,26 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H=126,01 \text{ m}$
- Le rendement $\eta = 82,99\%$
- Vitesse de rotation $N=1492 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée $P_{abs}=604,28 \text{ kW}$
- $NPSH_r = 4,11 \text{ m}$
- Fréquence du moteur = 50 Hz
- Puissance moteur $P_2 = 160 \text{ kW}$
- Tension nominale de la pompe = 380 V
- Pression nominale pour le raccordement : PN 25

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1983,95 \text{ m} ; \lambda = 0,0083 ; D = 1000 \text{ mm} ; H_g = 105 \text{ m}$$

$$H_c = H_g + RQ^2$$

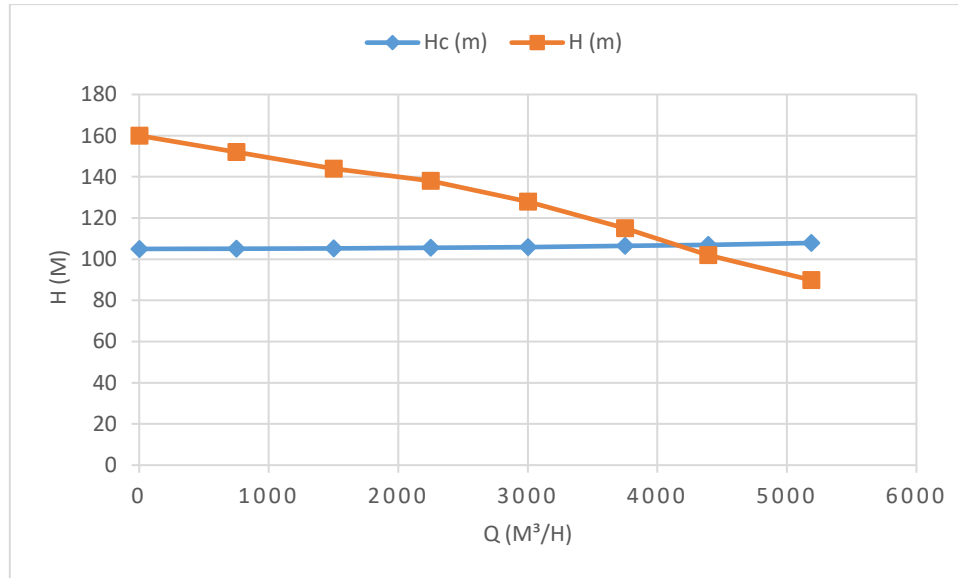
$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D_{ec}^5} = \frac{8 \times 0,0083 \times 1983,95}{\pi^2 \times 9,81 \times 1^5}$$

$$R = 1,36$$

$$H_c = 105 + 1,36 \times Q^2$$

Tableau VI.3 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Q (m³/h)	0	250	500	750	1000	1250	1500	1750
3Q (m³/h)	0	750	1500	2250	3000	3750	4392	5250
Hc (m)	105	105,06	105,24	105,53	105,94	106,47	107,02	107,89



Figures VI.6 : Point de fonctionnement de SP04.

Remarque : le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement :

$$Q_{pf} = 4200 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{app}$$

$$H_{pf} = 106,7 \text{ m} < H_{app}$$

On a donc opté pour une augmentation de la vitesse de rotation de 1492 tr/min vers 1526 tr/min.

VI.9.1.3 Station de reprise 03 :

On a choisi la pompe de référence **Omega 250-600A** à l'aide de logiciel de sélection **KSB easy select**.

C'est une pompe à volute à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, monocellulaire avec roue à double flux.

Pour refouler un débit de 4392 m³/h on a utilisé trois pompes installées en parallèle avec deux autres pompes identiques de secours.



Figures VI.7 : Pompe Omega 250-600A

➤ **Données techniques :**

- $Q=1464,26 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H=106,01 \text{ m}$
- Le rendement $\eta = 82,76\%$
- Vitesse de rotation $N=1488 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée $P_{abs}= 510,02 \text{ kW}$
- $NPSH_r = 5,89 \text{ m}$
- Fréquence du moteur = 50 Hz
- Puissance moteur $P_2 = 160 \text{ kW}$
- Tension nominale de la pompe = 380 V
- Pression nominale pour le raccordement : PN 25

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1275,78 \text{ m} ; \lambda = 0,0083 ; D = 1000 \text{ mm} ; H_g = 92 \text{ m}$$

$$H_c = H_g + RQ^2$$

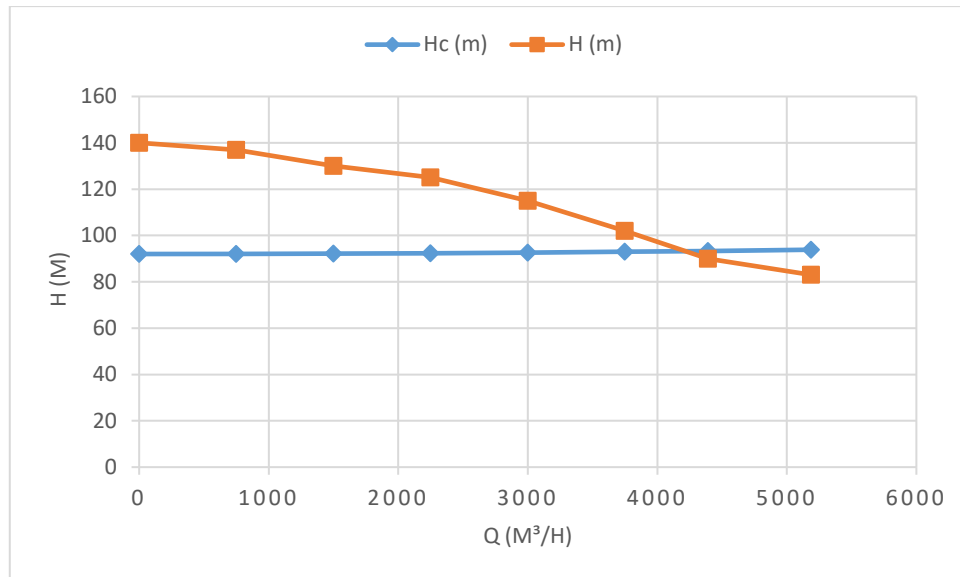
$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D_{ec}^5} = \frac{8 \times 0,0083 \times 1275,78}{\pi^2 \times 9,81 \times 1^5}$$

$$R = 0,87$$

$$H_c = 92 + 0,87 \times Q^2$$

Tableau VI.4 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Q (m³/h)	0	250	500	750	1000	1250	1500	1750
3Q (m³/h)	0	750	1500	2250	3000	3750	4392	5250
Hc (m)	92	92,04	92,15	92,34	92,6	92,94	93,29	93,85



Figures VI.8 : Point de fonctionnement de SR03.

Remarque : le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement :

$$Q_{pf} = 4150 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{app}$$

$$H_{pf} = 93,18 \text{ m} < H_{app}$$

On a donc opté pour une augmentation de la vitesse de rotation de 1488 tr/min vers 1531 tr/min.

VI.9.1.4 Station de reprise 04 :

On a choisi la pompe de référence **Omega 300-700A** à l'aide de logiciel de sélection **KSB easy select**.

C'est une pompe à volute à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, monocellulaire avec roue à double flux.

Pour refouler un débit de 4392 m³/h on a utilisé trois pompes installées en parallèle avec deux autres pompes identiques de secours.



Figures VI.9 : Pompe Omega 300-700A

➤ **Données techniques :**

- $Q=1464,03 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H=119 \text{ m}$
- Le rendement $\eta = 84,1\%$
- Vitesse de rotation $N=1492 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée $P_{abs}= 563,53 \text{ kW}$
- $NPSH_r = 4,45 \text{ m}$
- Fréquence du moteur = 50 Hz
- Puissance moteur $P_2 = 160 \text{ kW}$
- Tension nominale de la pompe = 380 V
- Pression nominale pour le raccordement : PN 25

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

$Q = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 1589,29 \text{ m}$; $\lambda = 0,0083$; $D = 1000 \text{ mm}$; $H_g = 102 \text{ m}$

$$H_c = H_g + RQ^2$$

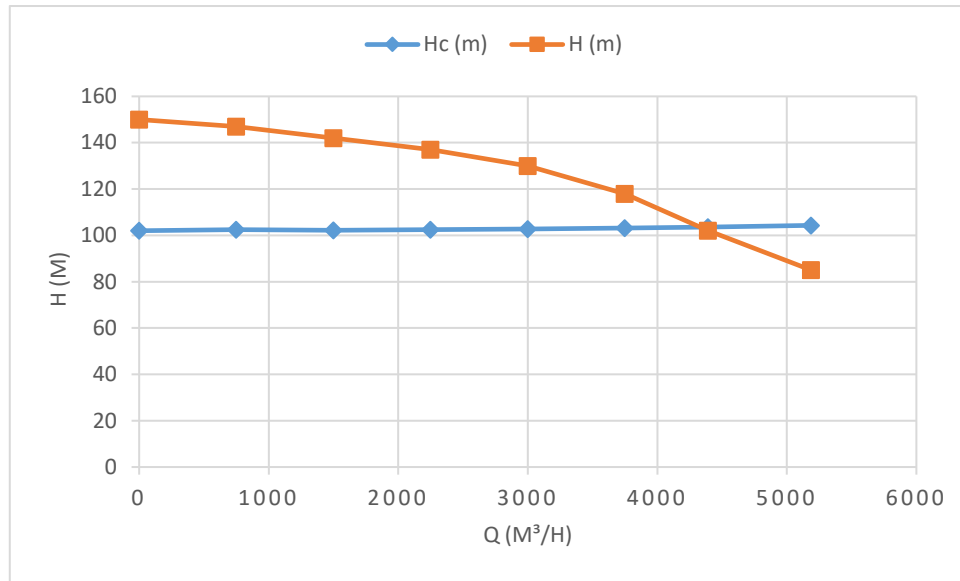
$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D_{ec}^5} = \frac{8 \times 0,0083 \times 1589,29}{\pi^2 \times 9,81 \times 1^5}$$

$$R = 1,09$$

$$H_c = 102 + 1,09 \times Q^2$$

Tableau VI.5 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Q (m³/h)	0	250	500	750	1000	1250	1500	1750
3Q (m³/h)	0	750	1500	2250	3000	3750	4392	5250
Hc (m)	102	102,05	102,19	102,42	102,76	103,18	103,62	104,32



Figures VI.10 : Point de fonctionnement de SR04.

Remarque : le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement :

$$Q_{pf} = 4280 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{app}$$

$$H_{pf} = 103,57 \text{ m} < H_{app}$$

On a donc opté pour une augmentation de la vitesse de rotation de 1492 tr/min vers 1552 tr/min.

VI.9.2 Vérifications de non cavitation et calage des pompes :

VI.9.2.1 Station de pompage 03 :

Tableau VI.6 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.

NPSHr (m)	r (m)	H (m)	Patm (mce)	Tv (mce)	Vasp (m/s)	Lc _{asp} (m)	Q _a (m³/s)	Da (m)	Δh _{asp} ^{lin} (m)	H _{asp} (m)	Hasp ^{adm} (m)
3,85	0,5	179	10,08	0,24	1,96	9542,75	0,3	1,08	0,99	1,09	5,87

Tableau VI.7 : Le calage de la pompe.

Cp(mNGA)	h (m)	h _{inc} (m)	V _{min} (mNGA)	V _{axe} (mNGA)
338	6	0,14	332,14	326,77

VI.9.2.2 Station de pompage 04 :

Tableau VI.8 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.

NPSH_r (m)	r (m)	H (m)	Patm (mce)	T_v (mce)	V_{asp} (m/s)	L_{casp} (m)	Q_a (m³/s)	Da (m)	Δh_{asp}^{lin} (m)	H_{asp} (m)	Hasp^{adm} (m)
4,11	0,5	434	9,73	0,24	2,3	340,15	0,406	0,9	0,17	0,19	5,3

Tableau VI.9 : Le calage de la pompe.

Cp(mNGA)	h (m)	h_{inc}(m)	V_{min}(mNGA)	V_{axe}(mNGA)
556	6	0,14	550,14	545,34

VI.9.2.3 Station de reprise 03 :

Tableau VI.10 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.

NPSH_r (m)	r (m)	H (m)	Patm (mce)	T_v (mce)	V_{asp} (m/s)	L_{casp} (m)	Q_a (m³/s)	Da (m)	Δh_{asp}^{lin} (m)	H_{asp} (m)	Hasp^{adm} (m)
5,89	0,5	336	9,86	0,24	2	1983,95	0,406	1,2	0,22	0,24	7,07

Tableau VI.11 : Le calage de la pompe.

Cp(mNGA)	h (m)	h_{inc}(m)	V_{min}(mNGA)	V_{axe}(mNGA)
556	6	0,14	550,14	543,57

VI.9.2.4 Station de reprise 04 :

Tableau VI.12 : Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.

NPSH_r (m)	r (m)	H (m)	Patm (mce)	T_v (mce)	V_{asp} (m/s)	L_{casp} (m)	Q_a (m³/s)	Da (m)	Δh_{asp}^{lin} (m)	H_{asp} (m)	Hasp^{adm} (m)
4,45	0,5	434	10,33	0,24	2	1275,78	0,406	1,2	0,14	0,15	5,54

Tableau VI.13 : Le calage de la pompe.

Cp(mNGA)	h (m)	$h_{inc}(m)$	$V_{min}(mNGA)$	$V_{axe}(mNGA)$
556	6	0,14	550,14	545,1

VI.9.3 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

- Choix du type de bâtiment :

Tableau VI.14 : Choix du type de bâtiment

Paramètre	Type de bâtiment			
	Type bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	De surface/semi enterré
Q (m ³ /s)	> 2	< 2	< 6	< 1,6
Type de pompe	Axiale centrifuge	Pompe centrifuge	Pompe noyé	Axiale
Variation du plan d'eau (m)	1÷2	1÷3	/	Importante

(Source : cours de pompage M. Moukran)

Dans notre cas on a opté pour le type de bâtiment de surface pour chaque station.

VI.9.3.1 Station de pompage 03 :

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (\text{VI. 17})$$

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,7 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (20 \text{ à } 60) \text{ cm}$; on prend $h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $982 \text{ mm} = 98.2 \text{ cm}$

$h_5 = 0,982 + 0,7 + 0,6 = 2,282 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,4 \text{ m}$

h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = 0,4 \text{ m}$

h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,6 \text{ m}$

Donc : $H_b = 2,282 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,48 \text{ m}$

$$H_b = 6,48\text{m}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$l = l_1 + l_2 + l_p + l_b + 2S \quad (\text{VI. 18})$$

Avec :

S : épaisseur des murs $S = 0,3\text{m}$

l_1 : distance entre le mur et le 1er organe tel que $l_1 = 0,3 + 1 = 1,3\text{m}$

l_2 : longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement $l_2 = 3,45\text{m}$

l_p : longueur de la pompe $l_p = 2,25\text{ m}$

l_b : largeur des différents bureaux $l_b = 4\text{m}$

$$l = 2 \times 0,3 + 1,3 + 3,45 + 2,25 + 4 = 11,6\text{m}$$

c. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times L_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + L_{\text{acc ref}} + l_{\text{divers}} + l_{\text{escalier}} \quad (\text{VI. 19})$$

n_p : nombre de pompe = 5+2

L_{int} : distance entre deux axes de pompe voisines = $0,760 + 1,73 = 2,5\text{m}$

$L_{\text{acc ref}}$: Longueur des accessoires de refoulement général = $3,35\text{m}$

l_{pf} : largeur de la plateforme = $1,5 \times (0,760) = 1,15\text{m}$

l_{escalier} : largeur des escaliers = $1,5\text{m}$

l_{divers} (murs, portes...) = $1,3\text{m}$

$$L_b = 6 \times 2,5 + 3,35 + 1,15 + 1,5 + 1,3 = 22,3\text{m}$$

$$L_b = 22,3\text{ m}$$

e. Dimensions des portes :

- Porte principale : $4 \times 3,2$

- Porte secondaire : $2 \times 2,2$

- Porte sanitaire et local commande électrique : $2 \times 1,1$

f. Dimensions des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de 10 à 15% de la surface de la station.

$$\sum S_{f1} = 11,6 \times 24,8 \times 0,11 = 31,64\text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres est :

$$n_1 = \frac{\sum S_{f1}}{S_f} \quad (\text{VI. 20})$$

$$n_1 = \frac{31,64}{1,5 \times 3} = 6 \text{ Fenêtres.}$$

n : nombre de fenêtres.

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = 1,5 \times 3$.

NB : vous trouvez le dimensionnement du bâtiment de la station de pompage 04, station de reprise 03 et 04 dans annexe V.

VI.9.4 Calcul des frais de pompage :

Les frais de pompage sont calculés par la formule suivante :

$$\mathbf{Fr = P \times Tp \times 365 \times e}$$

Avec :

Tp : temps de pompage (20h/24h) ;

P : puissance absorbée (kW) ;

e : prix du kWh (4,2 DA).

Tableau VI.15 : Frais de pompage.

La station	Puissance (kW)	Temps de pompage (h)	Fe (DA)
SP03	761,32	20	116710356
SP04	604,28	20	55581674,4
SR03	510,02	20	46911639,6
SR04	563,53	20	51833489,4

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné la station de pompage ainsi que la station de reprise en prenant en compte les dispositifs de sécurité et en choisissant judicieusement les pompes, afin de garantir un fonctionnement optimal et un rendement accru.

Introduction :

Les conduites de notre réseau d'adduction sont exposées à divers risques, notamment le phénomène du coup de bélier et la corrosion, qui compromettent le bon fonctionnement du système. Dans ce chapitre, nous analyserons ces phénomènes, les dangers qu'ils engendrent, ainsi que les mesures de protection à mettre en place.

VII.1 Protection des conduites contre le coup de bélier :

VII.1.1 Définition :

Le coup de bélier, un cas particulier de régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se produit dans les conduites entre deux régimes permanents. Ce terme désigne également un écoulement non permanent du liquide, accompagné de variations sensibles de la pression, pouvant devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations sont provoquées par une perturbation des conditions d'écoulement permanentes. Le coup de bélier correspond à une onde de choc hydraulique, lorsque l'écoulement d'un liquide incompressible, comme l'eau, est brusquement stoppé dans une canalisation. En d'autres termes, il s'agit de l'arrêt soudain du flux d'eau.

VII.1.2 Origines des coups de bélier :

Les régimes transitoires, ou coups de bélier, peuvent avoir diverses origines, parmi lesquelles on peut citer :

- Une disjonction électrique,
- Une manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne,
- La fin du remplissage d'une conduite,
- L'arrêt ou le démarrage d'une pompe,
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP,
- La modification de la vitesse d'une pompe,
- Une variation du niveau d'un plan d'eau,
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier.

VII.1.3 Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale du coup de bélier, H , en l'absence de dispositif de protection, est déterminée par la formule d'Allievi (calculée à partir du niveau statique) :

$$b = \frac{C \times v}{g} \quad (\text{VII. 1})$$

Avec :

C : Célérité d ondes.

v : Vitesse initiale (m/s).

b : Valeur de coup de bélier en mce.

g : Accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

VII.1.4 Les risques d aux coups de bélier :

Les effets du coup de bélier peuvent être préjudiciables et deviennent d'autant plus dangereux que les paramètres modificateurs, tels que les variations de pression et de débit dans le temps, augmentent en intensité.

VII.1.4.1 Cas de la surpression :

Il s'agit d'une conséquence du coup de bélier provoquée par une augmentation importante de la pression, qui survient suite à la fermeture rapide ou instantanée d'une vanne de sectionnement, ou à une dépression due à l'arrêt soudain d'une pompe. Si la pression totale majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux, il existe un risque de rupture de ces derniers ainsi que de déboîtement des joints, entraînant le déplacement des anneaux d'étanchéité.

VII.1.4.2 Cas de dépression :

Ce phénomène, lié au coup de bélier, résulte de l'apparition d'une pression relative négative, généralement cause par l'arrêt soudain d'une pompe ou l'ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression descend en dessous de 10 mce, une poche de cavitation peut se former. Si la conduite présente un profil déformable, elle risque de s'aplatir sous l'effet d'une implosion, entraînant l'aspiration des joints. Une fois la cavitation déclenchée, elle peut endommager la couche d'enduit intérieure du tuyau.

VII.1.4.3 Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire, les fluctuations de surpressions et de dépressions, inévitables dans ce phénomène, entraînent une fatigue du matériau de la canalisation, même lorsque leur amplitude est faible.

VII.1.5 Risque pour un refoulement :

Lors d'un arrêt brusque d'une station de pompage, l'alimentation de la conduite est interrompue, tandis que l'eau qu'elle contient continue à se déplacer sous l'effet de son inertie. tant donné que la masse d'eau en mouvement s'arrête beaucoup plus lentement que les

pompes, la conduite en amont du refoulement subit une surpression, tandis que celle en aval est soumise à une dépression. En l'absence ou en cas d'insuffisance de protection contre le coup de bélier, les installations encourent les risques suivants :

- Dégradation des conduites (décollage du revêtement intérieur, etc.),
- Perte d'étanchéité (aspiration des joints, etc.),
- Ovalisation ou aplatissement des conduites (inox, plastiques, etc.),
- Sollicitation excessive des butées (variations des contraintes, etc.),
- Rupture des conduites,
- Aspiration d'eaux polluées à travers les fuites.

VII.1.6 Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe plusieurs dispositifs de protection contre le coup de bélier, tels que :

- Le ballon hydropneumatique (utilisé en cas de dépression en aval d'une station de pompage),
- La soupape anti-bélier (en cas de surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- Le volant d'inertie (pour des conduites de faible longueur),
- La cheminée d'équilibre (pour des refoulements à faible hauteur manométrique),
- Le clapet d'aspiration auxiliaire (pour une bche d'aspiration en charge sur la pompe),
- Le clapet de by-pass des pompes (particulièrement pour les surpresseurs en irrigation),
- Le réservoir à régulation d'air automatique (pour un refoulement en assainissement),
- Le clapet d'entrée d'air (pour des hauteurs géométriques faibles en assainissement).

Les dispositifs de protection les plus couramment utilisés sont :

VII.1.6.1 Réservoirs d'air :

Après la disjonction du groupe, l'alimentation continue du liquide peut être assurée par un réservoir d'eau sous pression dans une capacité métallique située immédiatement en aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif, simple, protège à la fois contre les surpressions et les dépressions.



Figure VII.1 : Réservoir d'air.

VII.1.6.2 Cheminée d'équilibre :

En remplacement d'un réservoir d'air sous pression, il est possible d'installer à la station de pompage un réservoir ouvert, appelé cheminée d'équilibre. Il remplit le même rôle que le réservoir d'air, mais pour des hauteurs de refoulement même modérées, cela peut rapidement nécessiter des ouvrages d'art de grande hauteur.

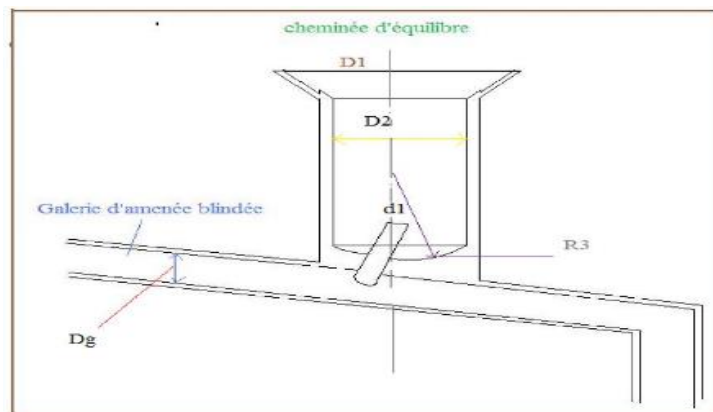


Figure VII.2 : Schéma d'une cheminée d'équilibre.

VII.1.6.3 Soupape de décharge :

Ces dispositifs mécaniques, généralement équipés d'un ressort hélicoïdal, ferment un orifice sur la conduite au point où la surpression est maximale, en conditions normales d'exploitation. Lorsque la surpression dépasse la limite admissible, la soupape s'ouvre pour libérer l'excès d'eau vers l'extérieur. Il est donc nécessaire de prévoir un système d'évacuation pour l'eau ainsi relâchée.

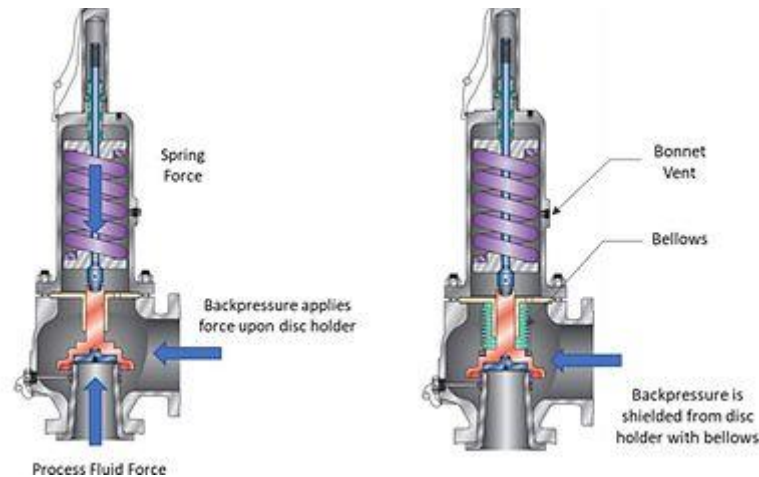


Figure VII.3 : Soupape de décharge.

VII.1.6.4 Volant d'inertie :

Fixé sur l'arbre du groupe, ce volant permet de maintenir l'alimentation du liquide après l'arrêt du moteur de la pompe, en restituant l'énergie accumulée durant le fonctionnement normal. Cela prolonge le temps d'arrêt du système et réduit l'impact du coup de bélier. Cependant, au démarrage, le groupe électropompe avec volant d'inertie nécessite davantage d'énergie.

VII.1.7 Principe de fonctionnement de réservoir anti bélier :

En fonctionnement normal, la pression dans la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir.

Lorsqu'une vanne est fermée brusquement ou qu'une disjonction électrique se produit, une alternance de surpression et de dépression apparaît. Pendant la phase de dépression, la pression de l'air dans le réservoir pousse l'eau vers la conduite pour compenser cette baisse. Lorsque la vitesse du flux devient nulle, l'onde de choc reflue, et la conduite reprend progressivement sa forme normale grâce à son élasticité.

La première portion d'eau stoppée par le clapet, qui est normalement fermé, est comprimée par les suivantes, créant une surpression qui se propage du clapet vers le réservoir, et le mouvement reprend.

Grâce à une tuyère ou un diaphragme placé sur le tuyau de raccordement entre la conduite et le réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par la perte de charge, entraînant un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

VII.1.8 Calcul des réservoirs d'air :

- Méthode de PUECH - MUNIER :

1. On calcul la célérité d onde en utilisant la formule améliorée par B. Salah :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} \quad (\text{VII. 2})$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000$ kg/m³.

E_m : Module de Young du matériau de la conduite ;

- $E_m = 2 \times 10^{11}$ Pa pour l'acier.
- $E_m = 3 \times 10^9$ Pa pour le PVC.
- $E_m = 1 \times 10^{11}$ Pa pour la fonte.

E_s : Module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pa.

v_m : Coefficient de poisson du matériau.

- $v_m = 0,3$ Pour l'acier et la fonte.
- $v_m = 0,46$ Pour PVC.

v_s : Coefficient de poisson du sol ; $v_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite.

a : rayon intérieur de la conduite en (m).

2. Calculer les coefficients A et K :

$$A = \frac{C \times V_0}{g \times H_0} \quad (\text{VII. 3})$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (\text{VII. 4})$$

Avec :

V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanant (m/s).

H₀ : Pression statique absolue ($H_0 = H_g + 10$) (m).

H_{abs} : Pression de service absolue ($H_{abs} = HMT + 10$) (m).

g : Accélération de pesanteur (m²/s).

3. Tracer le profil en long :

Dans un premier temps, on sélectionne une abaque adaptée en fonction des valeurs des coefficients A et K. Ensuite, on trace le profil en long. Une fois cela fait, on choisit une courbe B qui assure une marge de sécurité d'au moins 3 mètres de pression absolue au-dessus du point le plus critique du profil. Cette courbe B permet ensuite de calculer le volume nécessaire du réservoir d'air U_0 .

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times B \times H_{abs}} \quad (\text{VII. 4})$$

Le plus grand volume d'air correspondra donc à la pression la plus basse. Sur le graphique obtenu, il est possible de repérer les coordonnées du point le plus critique, ce qui permet de déterminer la valeur de $\frac{P_{min}}{H_0}$.

4. Calculer le volume d'air maximal U_{max} :

$$U_{max} = U_0 \times \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{0,83} \quad (\text{VII. 5})$$

5. Calculer la capacité totale de réservoir d'air V_t :

$$V_t = 1,2 \times U_{max} \quad (\text{VII. 6})$$

- Application numérique :

1. SP03 - RT Nechmaya :

Tableau VII.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Dn (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	e (mm)	Hg (m)	HMT (m)
1200	1,498	1,7	7112,39	71,1	157	165,92

Tableau VII.2 : Calcul des coefficients A et K.

Conduite	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	C (m/s)	A	K
SP03 - RT Nech	167	175,92	897,17	0,931	0,0534

Tableau VII.3 : Calcul de volume de réservoir d'air SP03 - RT Nech.

Cote Z (m)	178	178	200	222	344
Position X(m)	0	0,25L=1778,0975	0,5L=3556,195	0,75L=5334,293	L=7112,39
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,06	0,06	0,19	0,32	1,05
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

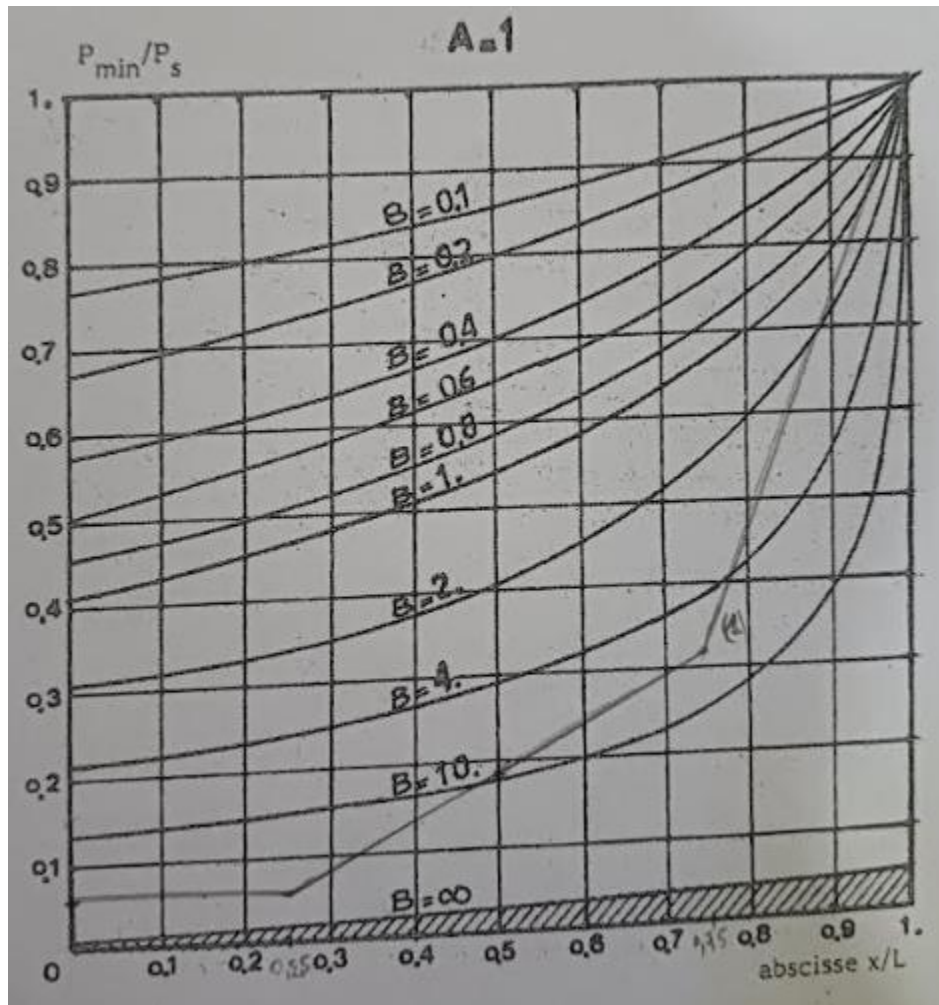


Figure VII.4 : Profil en long (1).

Tableau VII.4 : Calculer la capacité totale de réservoir d'air SP03 - RT Nech.

$\frac{P_{min}}{H_0}$	P_{min}	B	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	V_t (l)	V_n (l)
0,17	28,39	0,8	16,82	76,44	91728	70000+20000+2000

2. SP04 - SR03 :

Tableau VII.5 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Dn (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	e (mm)	Hg (m)	HMT (m)
1000	881,4	2	1983,95	59,3	105	109.225

Tableau VII.6 : Calcul des coefficients A et K.

Conduite	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	C (m/s)	A	K
SP04 - SR03	115	119.225	931.87	1.652	0.0367

Tableau VII.7 : Calcul de volume de réservoir d'air SP04 - SR03.

Cote Z (m)	265	277	300	329	336
Position X(m)	0	0,25L=495,9875	0,5L=991,975	0,75L=1487,963	L=1983,95
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,09	0,19	0,39	0,64	0,7
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Tableau VII.8 : Calculer la capacité totale de réservoir d'air SP04 - SR03.

$\frac{P_{min}}{H_0}$	P _{min}	B	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _t (l)	V _n (l)
0,12	13,8	1	5,36	32,1	38520	30000+9000

3. SR03 - SR04 :

Tableau VII.9 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Dn (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	e (mm)	H _g (m)	HMT (m)
1000	881,4	2	1275,78	59,3	92	94.717

Tableau VII.10 : Calcul des coefficients A et K.

Conduite	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	C (m/s)	A	K
SR03 - SR04	102	104.717	931.87	1.863	0.0266

Tableau VII.11 : Calcul de volume de réservoir d'air SR03 - SR04.

Cote Z (m)	336	359	387	410	434
Position X(m)	0	0,25L=318,945	0,5L=637,89	0,75L=956,835	L=1275,78
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,1	0,32	0,6	0,82	1,06
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Tableau VII.12 : Calculer la capacité totale de réservoir d'air SR03 - SR04.

$\frac{P_{min}}{H_0}$	P_{min}	B	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	V_t (l)	V_n (l)
0,31	31,62	0,4	9,81	26,5	31800	30000+2000

4. SR04 - RT El Fedjouj :

Tableau VII.13 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Dn (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	e (mm)	Hg (m)	HMT (m)
1000	8881,4	2	1589,29	59,3	102	105.385

Tableau VII.14 : Calcul des coefficients A et K.

Conduite	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	C (m/s)	A	K
SR04 - RT El Fedj	112	115.385	931.87	1.696	0.0302

Tableau VII.15 : Calcul de volume de réservoir d'air SR04 - RT El Fedj.

Cote Z (m)	434	436	464	497	546
Position X(m)	0	0,25L=397,3225	0,5L=794,645	0,75L=1191,9675	L=1589,29
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,09	0,11	0,36	0,65	1,09
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Tableau VII.16 : Calculer la capacité totale de réservoir d'air SR04 - RT El Fedj.

$\frac{P_{min}}{H_0}$	P_{min}	B	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	V_t (l)	V_n (l)
0,24	26,88	1	4,44	14,88	17856	10000+8000

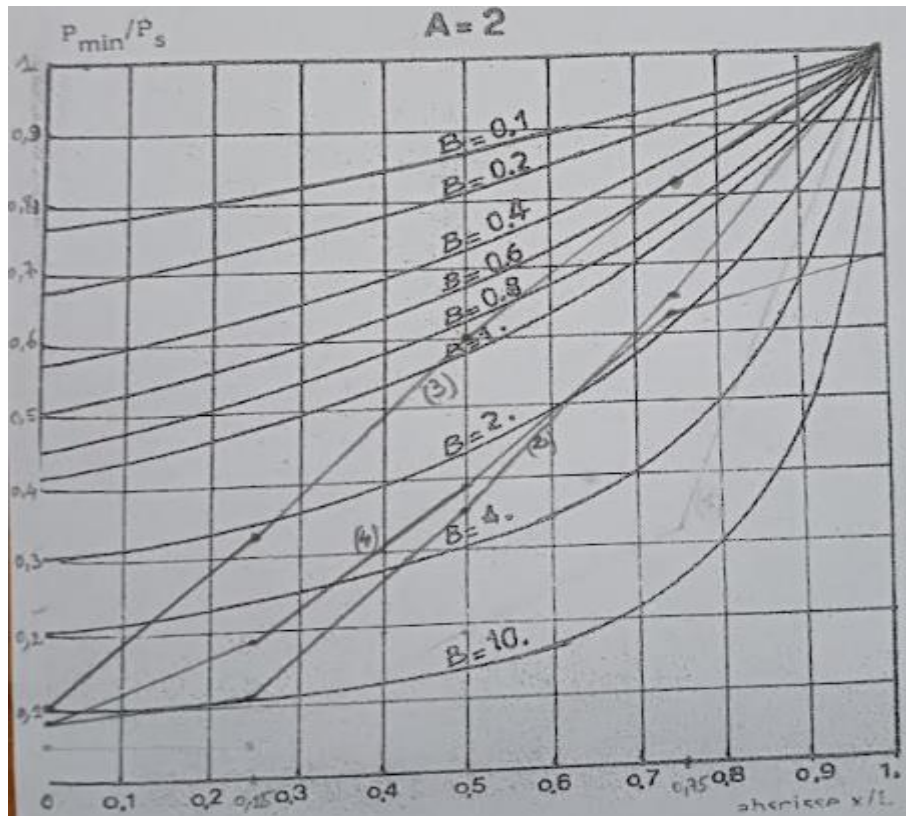


Figure VII.5 : Profil en long (2,3,4).

Remarque :

- L'abaque (**Annexe VI**) est sélectionnée en fonction des valeurs suivantes : $K = 0,1$ et $A = 1$ pour le premier profil en long, tandis que $K = 0,1$ et $A = 2$ sont utilisées pour les profils en long 2, 3 et 4.
- On opte pour des réservoirs de construction CHARLATTE qui est fabriqué en série (**annexe VII**).
- L'installation, de réservoir d'air sera à l'extérieure de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieure de la salle des machines.

VII.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Comme pour les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont également exposées aux effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau se transmet à la conduite, engendrant ce phénomène. La conduite se dilate, et l'onde de pression se propage instantanément le long de la conduite à une certaine célérité. Cette déformation, qui remonte vers l'amont, représente un véritable danger pour la conduite. Pour protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, la seule mesure consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

VII.2.1 Détermination du temps de fermeture :

Dans la suite, nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne pour lequel la surpression maximale reste inférieure au seuil du coup de bélier, en tenant compte du temps de fermeture et du temps aller-retour de l'onde de surpression, noté « t » (A. Morarel, 1994).

$$t_r = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VII. 8})$$

t_r : Temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : Longueur de la conduite (mm) ;

a : La célérité (m/s).

Les ondes de surpressions et de dépressions sont caractérisées par une vitesse de propagation par la formule d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII. 9})$$

a : La célérité (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

k : Dépendance du construction de la canalisation , k=83.

Tableau VII.17 : Calcul de temps de fermeture des vannes

Conduite	D(mm)	e(mm)	L(m)	a(m/s)	t _r (s)	Temps de fermeture (s)
RTainbb-SP03	900	53,3	9546,75	260	14,3	>14,3
RTnech-Pnech	900	53,3	1663,7	260	2,5	>2,5
Pnech-RVnech	400	23,7	259,93	260,06	0,4	>0,4
Pnech-SP04	750	42,1	340,15	253,35	0,5	>0,5

VII.3 Protection des conduites contre la corrosion :

VII.3.1 Définition :

La corrosion est une dégradation destructrice d'un métal par réaction chimique ou électrochimique avec son environnement, entraînant une altération de ses propriétés mécaniques. Elle résulte d'une attaque physico-chimique du métal exposé, influencée par la nature de l'eau et du métal. La vitesse de corrosion est inversement proportionnelle à l'alcalinité, à la dret et au pH de l'eau. Cependant, de nombreux autres facteurs, plus ou moins

bien connus, peuvent également intervenir et compliquer la situation. Il est d'ailleurs fréquent que les eaux naturelles soient moins corrosives que les eaux traitées, bien que leur qualité apparente soit similaire.

VII.3.2 Les facteurs de la corrosion :

L'eau elle-même n'est pas un caractère corrosif, mais certains éléments qui lui sont associés peuvent avoir des effets significatifs sur la corrosion :

- Le pH de l'eau : Il dépend de la teneur en gaz dissous, tels que le CO₂ et le H₂S. En pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, elle devient corrosive pour l'acier. Pour réduire la corrosion, il est recommandé d'augmenter le pH de l'eau tout en surveillant son oxydation.
- La température : De fortes variations de température accélèrent le processus de corrosion.
- Le métal : Les conduites en acier enterrées dans des milieux présentant des potentiels différents seraient constamment soumises à la corrosion si une protection n'est pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : Un excès de vitesse dans les conduites peut détruire le précipité calcique protecteur, ce qui entraîne la détérioration des canalisations.
- Intervention humaine : L'homme joue un rôle dans la dégradation des canalisations, notamment par la qualité du choix des conduites, du remblai, et par une mauvaise installation des joints, qui peut perturber la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : Lorsque les conduites traversent des sols de natures différentes, cela peut influencer la corrosion. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité des métaux : L'assemblage de métaux différents peut également favoriser la corrosion. La différence de potentiel entre ces métaux crée une circulation d'électrons, notamment au niveau des liaisons, provoquant une sortie de courant vers l'électrolyte et déclenchant la corrosion du métal.

VII.3.3 Corrosion externe :

Cette forme de corrosion résulte d'une attaque du métal provoquée par des facteurs externes, souvent liés soit à la nature du sol, soit à la présence d'installations électriques à courant continu à proximité des réseaux d'alimentation en eau. Lorsque ces phénomènes sont marqués, ils peuvent entraîner une dégradation rapide des conduites, manifestée par la formation de cratères

menant à des perforations, ou par une attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, réduisant progressivement l'épaisseur du métal. Les conduites en acier sont particulièrement vulnérables, plus que celles en fonte.



Figure VII.6 : Corrosion externe dans une conduite.

VII.3.4 Protection des conduites contre la corrosion externe :

- Revêtement en zinc avec une couche de protection supplémentaire
- Revêtement en zinc-aluminium avec une protection additionnelle
- Enrobage en mortier de ciment renforcé
- Enveloppe en polyéthylène

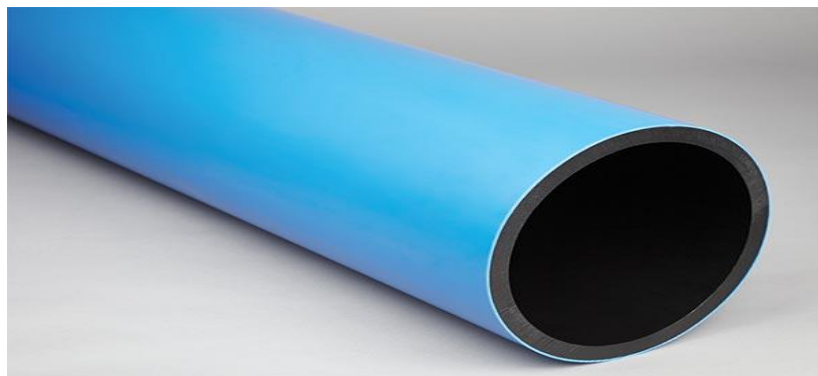


Figure VII.7 : Tuyau recouvert d'une protection en polyéthylène.

VII.3.5 Corrosion interne :

Dans certaines situations, les eaux fortement minéralisées peuvent entraîner la formation de dépôts sur les parois des canalisations, surtout lorsque la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts agissent comme de petites piles dans un milieu conducteur, provoquant des attaques localisées du métal qui peuvent aller jusqu'à des perforations. De plus, la présence de fer dans l'eau, même à des concentrations inférieures à 0,10 mg/l, peut également être à l'origine de perforations. En s'oxydant, le fer forme des dépôts qui deviennent des piles très actives, entraînant une réduction rapide de l'épaisseur du métal sous chaque dépôt.

Pour remédier à ces problèmes, il est essentiel de sassurer que les canalisations soient revêtues avec soin. De plus, la conception des canalisations doit être étudiée attentivement afin dviter les zones o la vitesse de leau est trop faible. Lexcution des travaux doit être rigoureuse, avec une attention particulière portée à la pose des canalisations et à linstallation correcte des joints.

Enfin, lexploitation du réseau joue un rle crucial dans son maintien en bon état, et elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VII.3.6 Protection des conduites contre la corrosion interne :

- Appliquer un revêtement intérieur en mortier de ciment.
- Utiliser un revêtement intérieur en polyuréthane.
- viter les faibles vitesses dcoulement dans les canalisations.
- Assurer un revêtement intérieur minutieux des conduites.
- Purger lair aux points hauts de la canalisation.
- Effectuer la pose des conduites avec soin et précision.



Figure VII.8 : Corrosion interne dans une conduite.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué un calcul simplifié des réservoirs dair pour garantir une protection contre le coup de bélier. Ils seront installés à la sortie des stations de pompage. Concernant la corrosion, nous avons opté pour un revêtement à lintrieur de la conduite une couche de résine époxy et à lextrieur avec tri-couche doublé dune protection cathodique. Il est donc essentiel de dimensionner correctement le réservoir dair en fonction des caractéristiques hydrauliques et techniques de linstallation, tout en évitant un surdimensionnement qui entraînerait des dépenses inutiles.

Introduction :

L'organisation du chantier nécessite un rythme de travail soutenu, ce qui implique une utilisation optimale des ressources humaines et matérielles afin d'assurer rapidité, qualité et économies.

VIII.1 Étapes de la réalisation d'un réseau d'adduction :

Les différentes étapes des travaux pour la réalisation d'un réseau d'adduction sont les suivantes :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Installation des conduites.
- Test des joints et des canalisations.
- Déblaiement et remblaiement des tranchées.
- Définition des engins utilisés pour la réalisation du projet.
- Planification des travaux.

VIII.2 Matérialisation de l'axe :

L'axe de la tranchée est matérialisé sur le terrain en plaçant des jalons alignés, espacés de 50 mètres. Cette opération consiste à mesurer les distances sur le plan à l'aide de repères ou de bornes fixes. Ainsi, la direction de l'axe et ses extrémités sont clairement définies.

VIII.3 Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement consiste à mesurer les variations d'altitude entre plusieurs points situés sur une pente uniforme. Son objectif est de déterminer le relief du terrain en fixant l'altitude de divers points, toutes les cotes étant exprimées par rapport à un niveau de base appelé "plan de comparaison". Lorsque le terrain présente des obstacles, nous procédons au nivellement en utilisant la méthode du cheminement accompagnée de calculs simples. Nous déterminons ainsi la hauteur de chaque point, ainsi que la profondeur nécessaire pour la tranchée.

VIII.4 Calcul des volumes de travaux :

VIII.4.1 Travaux concernant l'adduction :

a. Décapage de la couche de terre végétale :

Avant de commencer l'excavation des tranchées, il est nécessaire d'effectuer d'abord le décapage de la couche de terre végétale sur une faible profondeur.

Le volume de la couche à décaper est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{\text{dec}} = L \times b \times e \quad (\text{VIII. 1})$$

Avec :

V_{dec} : volume de terre décapée (m³),

L : longueur totale des tranchées (m),

b : largeur de la couche végétale (m),

e : épaisseur de la couche (m), où $e = 10$ cm.

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du décapage de la couche de terre végétale.

D (mm)	L (m)	b (m)	V_{dec}(m³)
400	259,93	1	25,99
750	340,15	1,35	45,92
900	9546,75	1,5	1432
900	1663,7	1,5	249,56
1000	1983,95	1,6	317,43
1000	1275,78	1,6	204,12
1000	1589,29	1,6	254,29
1200	7112,39	1,8	1280,2
Total			3809,51

Ainsi, le volume total des déblais est de : $V_{\text{dec}} = 3809,51\text{m}^3$

b. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est déterminé en fonction des surfaces des coupes transversales, selon la formule :

$$S_d = b \times h_{\text{tr}} \quad (\text{VIII. 2})$$

Où :

S_d : Surface des déblais de chaque coupe (m²).

b : Largeur de la tranchée (m).

h_{tr} : Profondeur de la tranchée (m).

Le volume excavé en (m³) est donc :

$$V_d = S_d \times L \quad (\text{VIII. 3})$$

Où :

L : distance entre deux coupes consécutives (m).

- **Profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, calculée comme suit :

$$h_{tr} = D + h + e \quad (\text{VIII. 4})$$

Où :

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, elle entre 80cm et 120cm, on prend h=1m.

e : épaisseur du lit de pose (0,15 m).

- **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée est calculée en fonction du diamètre de la conduite, en ajoutant 30 cm d'espace de chaque côté :

$$b = D + 0,6 \quad (\text{VIII. 5})$$

Où :

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VIII.2 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	h_{tr} (m)	S_d (m²)	V_d (m³)
400	259,93	1	1,55	1,55	402,89
750	340,15	1,35	1,9	2,565	872,48
900	9546,75	1,5	2,05	3,075	29356,26
900	1663,7	1,5	2,05	3,075	5115,88
1000	1983,95	1,6	2,15	3,44	6824,79
1000	1275,78	1,6	2,15	3,44	4388,68
1000	1589,29	1,6	2,15	3,44	5467,16
1200	7112,39	1,8	2,35	4,23	30085,41
Total					82513,55

Ainsi, le volume total des déblais est de : $V_d = 82513,55 \text{ m}^3$

c. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être installée sur un lit de sable d'une épaisseur de 15 cm :

$$V_s = b \times e \times L \quad (\text{VIII. 6})$$

Où :

V_s : volume du lit de sable (m^3)

e : épaisseur du lit de sable (0,15 m)

b : largeur de la tranchée (m)

L : longueur de la tranchée (m)

Les résultats du calcul du volume du lit de sable sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	V_s
400	259,93	1	38,99
750	340,15	1,35	68,88
900	9546,75	1,5	2148,02
900	1663,7	1,5	374,33
1000	1983,95	1,6	476,15
1000	1275,78	1,6	306,19
1000	1589,29	1,6	381,43
1200	7112,39	1,8	1920,35
Total			5714,34

Ainsi, le volume du lit de sable est de : $V_s = 5714,34 \text{ m}^3$

d. Volume de la conduite :

Après avoir effectué les déblais de la tranchée et posé le lit de sable, il est nécessaire d'installer la conduite, dont la section est essentielle pour déterminer le volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{VIII. 7})$$

Où :

S_c : section de la conduite (m²).

D : diamètre de la conduite (m).

Le volume de la conduite est calculé par :

$$V_c = S_c \times L \quad (\text{VIII. 8})$$

Les résultats du calcul du volume de la conduite sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Calcul du volume de la conduite.

D (mm)	L (m)	S_c (m²)	V_c (m³)
400	259,93	0,13	33,79
750	340,15	0,44	149,67
900	9546,75	0,64	6109,92
900	1663,7	0,64	1064,77
1000	1983,95	1,13	1567,32
1000	1275,78	0,79	1007,87
1000	1589,29	0,79	1255,54
1200	7112,39	0,79	8037
Total			19225,88

Ainsi, le volume des conduites est de : $V_c = 19225,88 \text{ m}^3$

e. Remblai compacté :

Le volume des remblais est calculé en soustrayant le volume occupé par la conduite et le volume du lit de sable du volume des déblais :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \quad (\text{VIII. 9})$$

Où :

V_r : volume du remblai (m³).

V_d : volume des déblais (m³).

V_c : volume occupé par la conduite (m^3).

V_s : volume du lit de sable (m^3).

Ainsi,

$$V_r = 57573,33 \text{ m}^3.$$

f. Volume excédentaire :

Le volume excédentaire est calculé par la formule suivante :

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad (\text{VIII. 10})$$

Avec :

V_{ex} : volume du sol excédentaire (en m^3),

V_f : volume du sol foisonné (en m^3),

V_r : volume du remblai (en m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VIII. 11})$$

Où :

V_f : volume du sol foisonné (en m^3),

V_d : volume du déblai (en m^3),

K_f : coefficient de foisonnement.

Tableau VIII.5 : Coefficient de foisonnement.

Type de sol	K_f
Sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argile	1,25-1,3

(Source cours Mr Kahlerras)

Le type de sol de notre zone d'étude est Limon argileux alors on prend $K_f = 1,25$.

$$V_f = 82513,55 \times 1,25 = 103141,94 \text{ m}^3$$

$$V_{ex} = 103141,94 - 57573,33 = 45568,61 \text{ m}^3$$

Ainsi, le volume d'excédentaire est de : $V_{ex} = 45568,61 \text{ m}^3$

VIII.4.2 Calcul des volumes de travaux pour le réservoir :

Le système d'adduction, qui est mixte, nécessite la projection de 03 réservoirs tampon d'une capacité de 5000 m³ et un réservoir de capacité 2500.

Les recommandations pour les dimensions du réservoir sont les suivantes :

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur de 2 m à celui du réservoir.
- L'épaisseur du lit de tout-venant est de 0,3 m.
- L'épaisseur du béton de propreté est de 0,15 m.
- La ceinture supérieure à une section carrée de $0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$.
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- L'acrotère mesure 0,5 m de hauteur.

a. Calcul du volume de déblai :

Le volume total des déblais est estimé à l'aide de la formule suivante :

$$V_d = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times h_{exc} \quad (\text{VIII. 12})$$

Où :

V_d : volume total des déblais (en m³),

D_{exc} : diamètre d'excavation, avec $D_{exc} = D_{ext} + 2 \text{ (m)}$,

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), avec $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0,5)$,

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), avec $h_{exc} = 2m$.

Tableau VIII.6 : Calcul du volume de déblais.

Capacité de réservoir(m ³)	$D_{int}(m)$	$D_{ext}(m)$	$D_{exc}(m)$	$V_d(m^3)$
5000	31,57	32,57	34,57	1666,3
2500	24,23	25,23	27,23	1164,7

b. Calcul du volume de tout-venant :

Le volume du tout-venant est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \quad (\text{VIII. 13})$$

Où :

V_{tv} : volume du tout-venant (m³),

D_{exc} : diamètre d'excavation (m),

e_{tv} : épaisseur de la couche de tout-venant (m), avec une épaisseur de 0,3 m.

Tableau VIII.7 : Calcul du volume de tout-venant.

Capacité de réservoir(m ³)	$D_{int}(m)$	$D_{ext}(m)$	$D_{exc}(m)$	$V_{tv}(m^3)$
5000	31,57	32,57	34,57	281,6
2500	24,23	25,23	27,23	174,7

c. Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté s'étendra sur 0,5 m autour des parois extérieures du réservoir.

Le volume du béton de propreté est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \quad (\text{VIII. 14})$$

Où :

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³),

D_{bp} : diamètre de la couche de béton de propreté (m), avec $D_{bp} = D_{ext} + 1$,

e_{bp} : épaisseur de la couche de béton de propreté (m), avec une épaisseur de 0,15m.

Tableau VIII.8 : Calcul du volume de béton de propreté.

Capacité de réservoir(m ³)	$D_{int}(m)$	$D_{ext}(m)$	$D_{bp}(m)$	$V_{bp}(m^3)$
5000	31,57	32,57	33,57	132,8
2500	24,23	25,23	26,23	81,05

d. Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des réservoirs construits en béton armé comprennent :

- Radier
- Voiles
- Ceintures supérieures
- Coupole

- Maçonnerie des chicanes des réservoirs

Les volumes des éléments circulaires du réservoir sont estimés à l'aide de la formule suivante

$$V_{ba} = \frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{4} \times H \quad (\text{VIII. 15})$$

Où :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m),

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m),

H : hauteur de l'élément du réservoir (m).

Tableau VIII.9 : Calcul du volume du béton armé.

Capacité de réservoir	5000				2500			
Élément	$D_{int}(m)$	$D_{ext}(m)$	H	$V_{ba}(m^3)$	$D_{int}(m)$	$D_{ext}(m)$	H	$V_{ba}(m^3)$
Radier	-	32,57	0,5	416,6	-	25,23	0,5	249,97
Voile	31,57	32,07	4	100	24,23	24,73	4	76,9
Ceinture supérieure	31,57	32,07	0,5	12,5	24,23	24,73	0,5	9,6
Acrotère	31,57	32,07	0,5	12,5	24,23	24,73	0,5	9,6
Total	541,6				342,07			

- **Coupole :**

La coupole est une calotte sphérique dont le rayon est défini par la formule suivante :

$$R = \frac{D_{int}^2 + 4f^2}{8f} \quad (\text{VIII. 16})$$

Où :

R : rayon de la coupole (m),

D_{int} : diamètre intérieure du réservoir (m),

f : flèche de la coupole (m), $f = \frac{D_{int}}{10}$.

Le volume du béton armé de la coupole est calculé par la formule :

$$V_{cp} = 2\pi \times R \times f \times e_{cp} \quad (\text{VIII. 17})$$

Où :

V_{cp} : volume du béton armé de la coupole (en m^3),

e_{cp} : épaisseur de la coupole (m), $e_{cp} = 0,2m$.

Tableau VIII.10 : Calcul du volume du béton armé.

Capacité de réservoir	$D_{int}(m)$	$R(m)$	$V_{cp}(m^3)$
5000	31,57	41,04	162,8
2500	24,23	31,5	95,9

e. Calcul de volume de remblai compacté :

Le volume du remblai est par la formule :

$$V_r = \pi \times \frac{D_{exc}^2 - D_{ext}^2}{4} \times h \quad (VIII. 18)$$

h : profondeur d'excavation (m).

Tableau VIII.11 : Calcul du volume de volume de remblai compacté.

Capacité de réservoir(m^3)	$D_{int}(m)$	$D_{ext}(m)$	$D_{exc}(m)$	$h(m)$	$V_r(m^3)$
5000	31,57	32,57	34,57	2	210,93
2500	24,23	25,23	27,23	2	164,8

VIII.4.3 Calcul des volumes de travaux pour la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont les suivantes :

- Le bâtiment de SP04, SR03 et SP04 mesure 19,8 m de longueur et 11,6 m de largeur et le bâtiment de SP03 mesure 24,8 m de longueur et 11,6 m.
- La profondeur des fouilles est de 1,5 m.
- Les semelles ont une forme carrée avec un côté de 1,5 m et une hauteur de 0,40 m.
- Les avant-poteaux sont de forme carrée, avec un côté de 0,30 m et une hauteur de 0,8 m.

- Les poteaux sont également de forme carrée, avec un côté de 0,30 m et une hauteur totale de 7,2 m.
- La chape inférieure et la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm.
- La chape inférieure repose sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de 0,45 m et une largeur de 0,3 m.
- L'espacement entre deux poteaux en longueur est de 4,7 m, tandis que l'espacement entre deux poteaux en largeur est de 7 m. Le nombre total de poteaux est de 6 pour (SP04, SR03, SR04) et 7 pour (SP03). Le nombre de fouilles et de semelles est égale au nombre des poteaux.

a. Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm, et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles :

- Pour SP04, SR03, SR04 :

$$V_{dec1} = [(19,8 + 1) \times (11,6 + 1)] \times 0,1 = 26,21 \text{ m}^3$$

- Pour SP03 :

$$V_{dec2} = [(24,8+1) \times (11,6+1)] \times 0,1 = 32,51 \text{ m}^3$$

b. Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment étant semi-enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment, plus celui excavé des fouilles.

La côte du radier étant à une profondeur de 3 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est :

$$V_{ex1} = (19,8 + 1) \times (11,6 + 1) \times 3 = 786,24 \text{ m}^3$$

$$V_{ex2} = (24 + 1) \times (11,6 + 1) \times 3 = 975,24 \text{ m}^3$$

La fouille ayant un volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$ le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$. Avec 6 fouilles pour SP04, SR03, SR04 et 7 fouilles pour SP03, le volume total résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de :

$$V_{exf1} = 6 \times 3,375 = 20,25 \text{ m}^3$$

$$V_{exf2} = 7 \times 3,375 = 23,625 \text{ m}^3$$

Le volume total des déblais est donc :

$$V_{d1} = 649,24 \text{ m}^3$$

$$V_{d2} = 803,82 \text{ m}^3$$

c. Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de : $(1,5 \times 1,5 \times 0,1)$

Avec 6 fouilles pour SP04, SR03, SR04 et 7 fouilles pour SP03, le volume total du béton de propreté est de :

$$V_{bpf1} = 6 \times (1,5 \times 1,5 \times 0,1) = 1,35 \text{ m}^3$$

$$V_{bpf2} = 7 \times (1,5 \times 1,5 \times 0,1) = 1,58 \text{ m}^3$$

d. Calcul du volume du remblai compacté :

- Fouille :

Le volume du remblai compacté dans les fouilles est : $(1,5 \times 1,5 \times 1) = 4,5 \text{ m}^3$

Alors :

$$V_{rc1_1} = 4,5 \times 6 = 13,5 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 4,5 \times 7 = 15,75 \text{ m}^3$$

- Remblai compacté de la dalle inférieure :

$$V_{rc1} = 0,4 \times 20,8 \times 12,6 = 104,83 \text{ m}^3$$

$$V_{rc2} = 0,4 \times 25,8 \times 12,6 = 130,03 \text{ m}^3$$

- Remblai compacté total :

Le volume total de remblai compacté est :

$$V_{t1} = V_{rc1} + V_1 = 118,33 \text{ m}^3$$

$$V_{t2} = V_{rc2} + V_2 = 145,78 \text{ m}^3$$

- Maçonnerie :

Pour la maçonnerie des murs, nous utilisons des briques de dimensions $(30 \times 20 \times 10)$ cm, soit une surface de briques de $S_b = 0,06 \text{ m}^2$.

La surface du mur est :

$$S_{mur1} = S_{total} - (S_{porte} + S_{fenetre}) = 229,68 - 46,4 = 183,28 \text{ m}^2$$

$$S_{mur2} = 287,68 - 50,9 = 236,78 \text{ m}^2$$

Le nombre de briques nécessaires est :

$$N_{b1} = \frac{Smur1}{0,06} = 3055 \text{ Briques}$$

$$N_{b2} = \frac{Smur2}{0,06} = 3947 \text{ Briques}$$

Pour tenir compte des pertes, le nombre total de briques à commander est :

$$N_{b1} = 3055 + 200 = 3255 \text{ Briques}$$

$$N_{b2} = 3947 + 200 = 4147 \text{ Briques}$$

VIII.5 Estimation des aménagements :

Le tableau ci-dessous fournit une estimation des travaux nécessaires pour mettre en service l'adduction :

Tableau VIII.12 : Devis quantitatif et estimatif.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux pour l'adduction				
1	Décapage	m ³	3809,51	120	457141,2
2	Déblais	m ³	82513,55	300	24754065
3	Lit de sable	m ³	5714,34	800	4571472
4	Les conduites	m ³	19225,88	-	191831829,7
5	Remblais	m ³	57573,33	400	23029332
6	Volume excédentaire	m ³	45568,61	120	5468233,2
B	Travaux pour le réservoir				
1	Déblais	m ³	6163,6	500	3081800
2	Tout-venant	m ³	1019,5	1200	1223400
3	Béton de propreté	m ³	479,45	8000	3835600
4	Béton armé	m ³	1966,87	45000	88509150
5	Remblais	m ³	797,59	1200	957108
C	Travaux pour la station de pompage				
1	Décapage	m ³	111,14	120	13336,8
2	Déblais	m ³	2751,54	300	825462

3	Béton de propreté	m^3	5,63	12000	67560
4	Remblais	m^3	500,77	400	200308
5	Maçonnerie	m^3	13912	40	556480
6	RV anti-bélier				181000
7	Pompes				271037159,4
D	Accessoires				90610000
Total HV					9633990609
TVA 17%					1637778404
TTC					$1,128 \times 10^{10}$

Résultat : Le cout total de réalisation du projet est Neuf milliards six cent trente-trois millions neuf cent quatre-vingt-dix mille six cent neuf dinars algérien.

VIII.6 Détermination de la durée du projet :

VIII.6.1 Définition des taches et leurs durées :

Les taches de réalisation du projet et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau VIII.13 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opérations	Durée (j)
A	Excavation de tranchée (RT Ain Ben Baida-RT Nechmaya)	30
B	Excavation de tranchée (RT Nechmaya- RV Nechmaya)	50
C	Excavation de tranchée (RT Nechmaya- RV El Fedjouj)	70
D	Pose de lit de sable (RT Ain Ben Baida-RT Nechmaya)	8
E	Pose de lit de sable (RT Nechmaya- RV Nechmaya)	12
F	Pose de lit de sable (RT Nechmaya- RV El Fedjouj)	16
G	Pose de canalisation (RT Ain Ben Baida-RT Nechmaya)	20
H	Pose de canalisation (RT Nechmaya- RV Nechmaya)	30
I	Pose de canalisation (RT Nechmaya- RV El Fedjouj)	45
J	Remblayage de tranchée (RT Ain Ben Baida-RT Nechmaya)	6
K	Remblayage de tranchée (RT Nechmaya- RV Nechmaya)	8
L	Remblayage de tranchée (RT Nechmaya- RV El Fedjouj)	12

VIII.6.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode de CPM) :

On met en évidence les liens entre chaque opération et celles qui la précèdent et la succèdent.

Tableau VIII.14 : Taches qui procèdent et qui succèdent chaque opération.

Notation	Durée (j)	Procède	Succède
A	30	B	--
B	50	C, D	A
C	70	E	B
D	8	E, F, G	B
E	12	H	C, D
F	16	I	D
G	20	I, J	D
H	30	K	E
I	45	K	G, F
J	6	L	G
K	8	L	H, I
L	12	--	J, K

- **Le réseau à nœuds :**

Le réseau à nœuds montré dans la figure VIII.1 illustre les travaux sur chantier et sert à calculer la durée du projet.

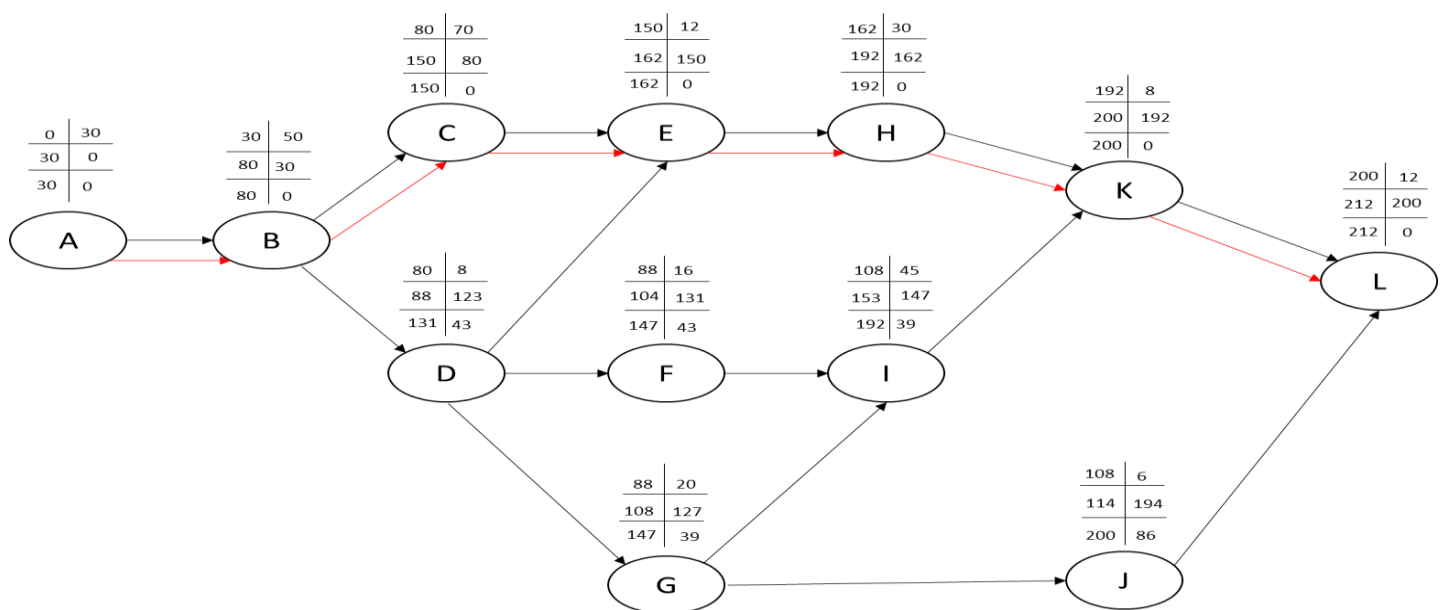


Figure VIII.1 : Réseau à nœuds.

Résultat :

- La durée totale du projet est de 212 jours, mais cette période peut être réduite en utilisant plusieurs engins simultanément.
- Le chemin critique est indiqué en rouge dans la figure VIII.1 : (A-B-C-E-H-K-L).

VIII.7 Choix des engins :

Le matériel utilisé sur les chantiers comprend des équipements standards des travaux publics.

Les engins prévus pour notre projet sont :

- **Bulldozer** : Utilisé dans des terrains difficiles.
- **Niveleuses** : En plus de leurs fonctions de terrassement et de finition, elles ont plusieurs usages, notamment :
 - Débroussaillage sur des terrains légers sans gros obstacles.
 - Décapage de couches végétales peu profondes.
 - Creusement ou curage de fossés en inclinant la lame sur le côté.
- **Pelle** : Ces engins de terrassement sont adaptés à tous types de terrains et sont utilisés pour réaliser des déblais et leur chargement.
- **Chargeur** : Tracteurs équipés à l'avant de bras articulés actionnés par vérins, portant un godet. Pour des travaux moins importants, un rétro chargeur est utilisé.
- **Compacteur** : L'engin approprié pour cette tâche est le compacteur à rouleau lisse.
- **Camion malaxeur** : Son rôle est de transporter le béton prêt de la centrale à béton vers les chantiers.

Conclusion :

Ce chapitre a présenté la manière d'exécuter des travaux sur un chantier dans des conditions optimales. Nous avons défini :

- Les volumes nécessaires pour la mise en place de notre système d'adduction.
- L'estimation des coûts associés à notre projet.
- La durée du projet (212 jours).
- Les engins et accessoires requis pour sa réalisation.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études est consacré au renforcement de l'approvisionnement en eau potable des neuf communes de la wilaya de Guelma, en utilisant l'eau provenant de la station de dessalement d'El Chatt, située dans la wilaya d'El Taref. L'ensemble des aspects techniques et environnementaux nécessaires à la réalisation de ce projet a été pris en compte.

L'étude a été menée en réponse au besoin crucial d'eau dans cette région, pour une période de 30 ans. Afin de répondre à cet enjeu, le projet de réalisation d'un système d'adduction d'eau pour cette zone a impliqué plusieurs étapes :

- Une présentation de la zone d'étude, suivie d'une estimation des besoins en eau, a révélé un important déficit pour l'année en cours. Il sera nécessaire de couvrir un besoin de 40 000 m³/jour à l'horizon 2054.

- Le projet a envisagé des conduites en acier de diamètres 400 mm, 750 mm et 900 mm pour la partie gravitaire, et de 1000 mm et 1200 mm pour la partie refoulement.

- Le dimensionnement de deux réservoirs tampons à Nechmaya (capacité de 2 x 5000 m³) et à El Fadjouj (capacité de 5000 m³), ainsi qu'un réservoir de stockage à Nechmaya (capacité de 2500 m³) a été effectué. La capacité des réservoirs existants dans les communes d'Oued Fragha, Bouchagouf, Madjaz Sfa, Gualaat Bousbaa, Héliopolis et Bouati Mahmoud a été vérifiée pour s'assurer qu'ils pouvaient couvrir les besoins jusqu'en 2054.

- Deux stations de pompage et deux stations de reprise ont été implantées, avec une protection contre la corrosion et le coup de bélier :

- Revêtement intérieur des conduites par une couche de résine époxy.
- Revêtement extérieur des conduites avec un revêtement tri-couche doublé d'une protection cathodique.
- Installation de deux réservoirs d'air à la sortie des stations pour supporter les fortes surpressions et dépressions.

- Les volumes des travaux ont été calculés, ainsi que les coûts financiers associés.

En conclusion, cette étude met en évidence que la gestion efficace du système d'adduction est aussi cruciale que son dimensionnement, afin d'assurer la durabilité et la pérennité de l'ensemble du système et de ses composantes.

Références Bibliographiques :

- [1] AMMARI.A : Cours de l'hydraulique général 3eme année.
- [2] KADI.L : Cours d'alimentation en eau potable 5eme année.
- [3] MOKRANE.W : Cours de pompes 5eme année.
- [4] SALAH.B : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993.
- [5] KAHLERAS.D : Cours d'ODC et de protection et sécurité de travail, ENSH.
- [6] HUGE GODART : Adduction et distribution d'eau techniques de l'ingénieur. Paris 2008.
- [7] A.Dupont : Hydraulique urbaine, Tome II, Edition Eyrolles Paris 1979.

Mémoire de fin d'études :

- [8] BENNIA Hichem : Renforcement en eau potable de la ville de Sidi Bel Abbes à partir de la station de dessalement « Honaine » (Tlemcen).
- [9] MAHMOUDI Ghani : Renforcement en eau potable d'El Malah à partir du réservoir Dzioua (W. Ain Temouchent).

Annexes

Annexe I

Tableau II.11 : Variation de coefficient $\beta_{\max}$

Population 10^3	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Tableau II.12 : Variation de coefficient $\beta_{\min}$

Population 10^3	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Annexe II :

Annexe II : Répartition horaire des pourcentages du débit maximal journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.95	03
22-23	02	02	4.6	3.95	02
23-24	01	1.5	3.3	3.75	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Source : cour d AEP de madame Kadi

Annexe III :

- **BOUATI MAHMOUD :**

$$Q_{maxj} = 19292.09 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.15 : Répartition des débits horaires de la commune de Bouati Mahmoud.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m ³ /h)	Ch%	Qh (m ³ /h)
0-1	3	578,76	3	578,76
1-2	3,2	617,35	6,2	1196,11
2-3	2,5	482,3	8,7	1678,41
3-4	2,6	501,59	11,3	2180
4-5	3,5	675,22	14,8	2855,22
5-6	4,1	790,98	18,9	3646,2
6-7	4,5	868,14	23,4	4514,34
7-8	4,9	945,31	28,3	5459,65
8-9	4,9	945,31	33,2	6404,96
9-10	5,6	1080,36	38,8	7485,32
10-11	4,8	926,02	43,6	8411,34
11-12	4,7	906,73	48,3	9318,07
12-13	4,4	848,85	52,7	10166,92
13-14	4,1	790,98	56,8	10957,9
14-15	4,2	810,27	61	11768,17
15-16	4,4	848,85	65,4	12617,02
16-17	4,3	829,56	69,7	13446,58
17-18	4,1	790,98	73,8	14237,56
18-19	4,5	868,14	78,3	15105,7
19-20	4,5	868,14	82,8	15973,84
20-21	4,5	868,14	87,3	16841,98
21-22	4,8	926,02	92,1	17768
22-23	4,6	887,44	96,7	18655,44
23-24	3,3	636,64	100	19292.08
Total	100	19292,08		

- **OUED FRAGHA :**

$$Q_{maxj} = 16637.33 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.16 : Répartition des débits horaires de la commune d'Oued Fragha.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	3	499,12	3	499,12
1-2	3,2	532,39	6,2	1031,51
2-3	2,5	415,93	8,7	1447,44
3-4	2,6	432,57	11,3	1880,01
4-5	3,5	582,31	14,8	2462,32
5-6	4,1	682,13	18,9	3144,45
6-7	4,5	748,68	23,4	3893,13
7-8	4,9	815,23	28,3	4708,36
8-9	4,9	815,23	33,2	5523,59
9-10	5,6	931,69	38,8	6455,28
10-11	4,8	798,59	43,6	7253,87
11-12	4,7	781,95	48,3	8035,82
12-13	4,4	732,04	52,7	8767,86
13-14	4,1	682,13	56,8	9449,99
14-15	4,2	698,77	61	10148,76
15-16	4,4	732,04	65,4	10880,8
16-17	4,3	715,41	69,7	11596,21
17-18	4,1	682,13	73,8	12278,34
18-19	4,5	748,68	78,3	13027,02
19-20	4,5	748,68	82,8	13775,7
20-21	4,5	748,68	87,3	14524,38
21-22	4,8	798,59	92,1	15322,97
22-23	4,6	765,32	96,7	16088,29
23-24	3,3	549,03	100	16637,32
Total	100	16637,32		

- **AIN BEN BAIDA :**

$$Q_{maxj} = 17964.58 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.17 : Répartition des débits horaires de la commune de Ain Ben Baida.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	3	538,94	3	538,94
1-2	3,2	574,87	6,2	1113,81
2-3	2,5	449,11	8,7	1562,92
3-4	2,6	467,08	11,3	2030
4-5	3,5	628,76	14,8	2658,76
5-6	4,1	736,55	18,9	3395,31
6-7	4,5	808,41	23,4	4203,72
7-8	4,9	880,26	28,3	5083,98
8-9	4,9	880,26	33,2	5964,24
9-10	5,6	1006,02	38,8	6970,26
10-11	4,8	862,3	43,6	7832,56
11-12	4,7	844,34	48,3	8676,9
12-13	4,4	790,44	52,7	9467,34
13-14	4,1	736,55	56,8	10203,89
14-15	4,2	754,51	61	10958,4
15-16	4,4	790,44	65,4	11748,84
16-17	4,3	772,48	69,7	12521,32
17-18	4,1	736,55	73,8	13257,87
18-19	4,5	808,41	78,3	14066,28
19-20	4,5	808,41	82,8	14874,69
20-21	4,5	808,41	87,3	15683,1
21-22	4,8	862,3	92,1	16545,4
22-23	4,6	826,37	96,7	17371,77
23-24	3,3	592,83	100	17964,6
Total	100	17964,6		

- **GUELAAT BOU SBAA :**

$$Q_{maxj} = 12300.05 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.18 : Répartition des débits horaires de la commune de Guelaat Bou Sbaa.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	1,5	184,5	1,5	184,5
1-2	1,5	184,5	3	369
2-3	1,5	184,5	4,5	553,5
3-4	1,5	184,5	6	738
4-5	2,5	307,5	8,5	1045,5
5-6	3,5	430,5	12	1476
6-7	4,5	553,5	16,5	2029,5
7-8	5,5	676,5	22	2706
8-9	6,25	768,75	28,25	3474,75
9-10	6,25	768,75	34,5	4243,5
10-11	6,25	768,75	40,75	5012,25
11-12	6,25	768,75	47	5781
12-13	5	615	52	6396
13-14	5	615	57	7011
14-15	5,5	676,5	62,5	7687,5
15-16	6	738	68,5	8425,5
16-17	6	738	74,5	9163,5
17-18	5,5	676,5	80	9840
18-19	5	615	85	10455
19-20	4,5	553,5	89,5	11008,5
20-21	4	492	93,5	11500,5
21-22	3	369	96,5	11869,5
22-23	2	246	98,5	12115,5
23-24	1,5	184,5	100	12300
Total	100	12300		

- **EL FADJOU DJ :**

$$Q_{maxj} = 3736.13 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.19 : Répartition des débits horaires de la commune de El Fadjoudj.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	1,5	56,04	1,5	56,04
1-2	1,5	56,04	3	112,08
2-3	1,5	56,04	4,5	168,12
3-4	1,5	56,04	6	224,16
4-5	2,5	93,4	8,5	317,56
5-6	3,5	130,76	12	448,32
6-7	4,5	168,13	16,5	616,45
7-8	5,5	205,49	22	821,94
8-9	6,25	233,51	28,25	1055,45
9-10	6,25	233,51	34,5	1288,96
10-11	6,25	233,51	40,75	1522,47
11-12	6,25	233,51	47	1755,98
12-13	5	186,81	52	1942,79
13-14	5	186,81	57	2129,6
14-15	5,5	205,49	62,5	2335,09
15-16	6	224,17	68,5	2559,26
16-17	6	224,17	74,5	2783,43
17-18	5,5	205,49	80	2988,92
18-19	5	186,81	85	3175,73
19-20	4,5	168,13	89,5	3343,86
20-21	4	149,45	93,5	3493,31
21-22	3	112,08	96,5	3605,39
22-23	2	74,72	98,5	3680,11
23-24	1,5	56,04	100	3736,15
Total	100	3736,15		

- **BOUCHAGOUF :**

$$Q_{maxj} = 33435.34 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.20 : Répartition des débits horaires de la commune de Bouchagouf.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	3,35	1120,08	3,35	1120,08
1-2	3,25	1086,65	6,6	2206,73
2-3	3,3	1103,37	9,9	3310,1
3-4	3,2	1069,93	13,1	4380,03
4-5	3,25	1086,65	16,35	5466,68
5-6	3,4	1136,8	19,75	6603,48
6-7	3,85	1287,26	23,6	7890,74
7-8	4,45	1487,87	28,05	9378,61
8-9	5,2	1738,64	33,25	11117,25
9-10	5,05	1688,48	38,3	12805,73
10-11	4,85	1621,61	43,15	14427,34
11-12	4,6	1538,03	47,75	15965,37
12-13	4,6	1538,03	52,35	17503,4
13-14	4,55	1521,31	56,9	19024,71
14-15	4,75	1588,18	61,65	20612,89
15-16	4,7	1571,46	66,35	22184,35
16-17	4,65	1554,74	71	23739,09
17-18	4,35	1454,44	75,35	25193,53
18-19	4,4	1471,15	79,75	26664,68
19-20	4,3	1437,72	84,05	28102,4
20-21	4,3	1437,72	88,35	29540,12
21-22	4,2	1404,28	92,55	30944,4
22-23	3,75	1253,83	96,3	32198,23
23-24	3,7	1237,11	100	33435,34
Total	100	33435,34		

- **HELIOPOLIS :**

$$Q_{maxj} = 52519.15 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.21 : Répartition des débits horaires de la commune de Héliopolis.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	3,35	1759,39	3,35	1759,39
1-2	3,25	1706,87	6,6	3466,26
2-3	3,3	1733,13	9,9	5199,39
3-4	3,2	1680,61	13,1	6880
4-5	3,25	1706,87	16,35	8586,87
5-6	3,4	1785,65	19,75	10372,52
6-7	3,85	2021,99	23,6	12394,51
7-8	4,45	2337,1	28,05	14731,61
8-9	5,2	2731	33,25	17462,61
9-10	5,05	2652,22	38,3	20114,83
10-11	4,85	2547,18	43,15	22662,01
11-12	4,6	2415,88	47,75	25077,89
12-13	4,6	2415,88	52,35	27493,77
13-14	4,55	2389,62	56,9	29883,39
14-15	4,75	2494,66	61,65	32378,05
15-16	4,7	2468,4	66,35	34846,45
16-17	4,65	2442,14	71	37288,59
17-18	4,35	2284,58	75,35	39573,17
18-19	4,4	2310,84	79,75	41884,01
19-20	4,3	2258,32	84,05	44142,33
20-21	4,3	2258,32	88,35	46400,65
21-22	4,2	2205,8	92,55	48606,45
22-23	3,75	1969,47	96,3	50575,92
23-24	3,7	1943,21	100	52519,13
Total	100	52519,13		

- **MADJAZ SFA :**

$$Q_{maxj} = 3915.36\text{m}^3/\text{j}$$

Tableau II.22 : Répartition des débits horaires de la commune de Madjaz Sfa.

Heures	Consommation horaire		Consommation horaire cumulé	
	Ch%	Qh (m³/h)	Ch%	Qh (m³/h)
0-1	1,5	58.73	1.5	58.73
1-2	1,5	58.73	3	117.46
2-3	1,5	58.73	4.5	176.19
3-4	1,5	58.73	6	234.92
4-5	2,5	97.88	8.5	332.8
5-6	3,5	137.04	12	469.84
6-7	4,5	176.19	16.5	646.03
7-8	5,5	215.34	22	861.37
8-9	6,25	244.71	28.25	1106.08
9-10	6,25	244.71	34.5	1350.79
10-11	6,25	244.71	40.75	1595.5
11-12	6,25	244.71	47	1840.21
12-13	5	195.77	52	2035.98
13-14	5	195.77	57	2231.75
14-15	5,5	215.34	62.5	2447.09
15-16	6	234.92	68.5	2682.01
16-17	6	234.92	74.5	2916.93
17-18	5,5	215.34	80	3132.27
18-19	5	195.77	85	3328.04
19-20	4,5	176.19	89.5	3504.23
20-21	4	156.61	93.5	3660.84
21-22	3	117.46	96.5	3778.3
22-23	2	78.31	98.5	3856.61
23-24	1,5	58.73	100	3915.34
Total	100	3915.34		

Annexe IV :

Tableau VI.1 : Variation de la tension de la vapeur d'eau en fonction de la température.

T(°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv(mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Annexe V :

VI.9.3.2 Station de pompage 04 :

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,7 \text{ m} ; h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm} ; h_p = 982 \text{ mm}$$

$$h_5 = 0,982 + 0,7 + 0,6 = 2,282 \text{ m}$$

$$h_6 = 2,4 \text{ m} ; h_7 = 0,4 \text{ m} ; h_8 = 0,8 \text{ m} ; h_9 = 0,6 \text{ m}$$

$$H_b = 2,282 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,48 \text{ m}$$

$$H_b = 6,48 \text{ m}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$l = l_1 + l_2 + l_p + l_b + 2S$$

$$S = 0,3 \text{ m} ; l_1 = 1,3 \text{ m} ; l_2 = 3,45 \text{ m} ; l_p = 2,25 \text{ m} ; l_b = 4 \text{ m}$$

$$l = 2 \times 0,3 + 1,3 + 3,45 + 2,25 + 4 = 11,6 \text{ m}$$

c. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times L_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + L_{\text{acc ref}} + l_{\text{divers}} + l_{\text{escalier}}$$

$$n_p = 3 + 2$$

$$L_{\text{int}} = 0,760 + 1,73 = 2,5 \text{ m}$$

$$L_{\text{acc ref}} = 3,35 \text{ m}$$

$$l_{\text{pf}} = 1,5 \times (0,760) = 1,15 \text{ m}$$

$$l_{\text{escalier}} = 1,5\text{m}$$

$$l_{\text{divers}} = 1,3\text{m}$$

$$L_b = 5 \times 2,5 + 3,35 + 1,15 + 1,5 + 1,3 = 22,3\text{m}$$

e. Dimensions des portes :

- Porte principale : $4 \times 3,2$

- Porte secondaire : $2 \times 2,2$

- Porte sanitaire et local commande électrique : $2 \times 1,1$

f. Dimensions des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de 10 à 15% de la surface de la station.

$$\sum S_{f2} = 11,6 \times 19,8 \times 0,11 = 25,26 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres est :

$$n_2 = \frac{\sum S_{f2}}{S_f}$$

$$n_2 = \frac{25,26}{1,5 \times 3} = 7 \text{ Fenêtres.}$$

VI.9.3.3 Station de reprise 03 :

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,7 \text{ m} ; h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm} ; h_p = 988 \text{ mm}$$

$$h_5 = 0,982 + 0,7 + 0,6 = 2,282 \text{ m}$$

$$h_6 = 2,4 \text{ m} ; h_7 = 0,4 \text{ m} ; h_8 = 0,8 \text{ m} ; h_9 = 0,6 \text{ m}$$

$$H_b = 2,282 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,48 \text{ m}$$

$$H_b = 6,486 \text{ m}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$l = l_1 + l_2 + l_p + l_b + 2S$$

$$S = 0,3\text{m}$$

$$l_1 = 1,3\text{m} ; l_2 = 3,45\text{m} ; l_p = 2,25 \text{ m} ; l_b = 4\text{m}$$

$$l=2\times 0,3+1,3+3,45+2,25+4= 11,6\text{m}$$

c. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times L_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + L_{\text{acc ref}} + l_{\text{divers}} + l_{\text{escalier}}$$

$$n_p = 3+2$$

$$L_{\text{int}} = 0,760 + 1,73 = 2,5\text{m}$$

$$L_{\text{acc ref}} = 3,35\text{m}$$

$$l_{\text{pf}} = 1,5 \times (0,760) = 1,15\text{m}$$

$$l_{\text{escalier}} = 1,5\text{m}$$

$$l_{\text{divers}} = 1,3\text{m}$$

$$L_b = 5 \times 2,5 + 3,35 + 1,15 + 1,5 + 1,3 = 19,8\text{m}$$

e. Dimensions des portes :

- Porte principale : $4 \times 3,2$

- Porte secondaire : $2 \times 2,2$

- Porte sanitaire et local commande électrique : $2 \times 1,1$

f. Dimensions des fenêtres :

$$\sum S_{f2} = 11,6 \times 19,8 \times 0,11 = 25,26 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres est :

$$n_2 = \frac{25,26}{1,5 \times 3} = 7 \text{ Fenêtres.}$$

VI.9.3.4 Station de reprise 04 :

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,7 \text{ m} ; h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm} ; h_p = 982 \text{ mm}$$

$$h_5 = 0,982 + 0,7 + 0,6 = 2,282 \text{ m}$$

$$h_6 = 2,4 \text{ m} ; h_7 = 0,4 \text{ m} ; h_8 = 0,8 \text{ m} ; h_9 = 0,6 \text{ m}$$

$$H_b = 2,282 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,48 \text{ m}$$

$$H_b = 6,48\text{m}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$l = l_1 + l_2 + l_p + l_b + 2S$$

$$S = 0,3\text{m} ; l_1 = 1,3\text{m} ; l_2 = 3,45\text{m} ; l_p = 2,25\text{m} ; l_b = 4\text{m}$$

$$l = 2 \times 0,3 + 1,3 + 3,45 + 2,25 + 4 = 11,6\text{m}$$

c. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times L_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + L_{\text{acc ref}} + l_{\text{divers}} + l_{\text{escalier}}$$

$$n_p = 3 + 2$$

$$L_{\text{int}} = 0,760 + 1,73 = 2,5\text{m}$$

$$L_{\text{acc ref}} = 3,35\text{m}$$

$$l_{\text{pf}} = 1,5 \times (0,760) = 1,15\text{m}$$

$$l_{\text{escalier}} = 1,5\text{m}$$

$$l_{\text{divers}} = 1,3\text{m}$$

$$L_b = 5 \times 2,5 + 3,35 + 1,15 + 1,5 + 1,3 = 19,8\text{m}$$

$$L_b = 19,8\text{m}$$

e. Dimensions des portes :

- Porte principale : $4 \times 3,2$

- Porte secondaire : $2 \times 2,2$

- Porte sanitaire et local commande électrique : $2 \times 1,1$

f. Dimensions des fenêtres :

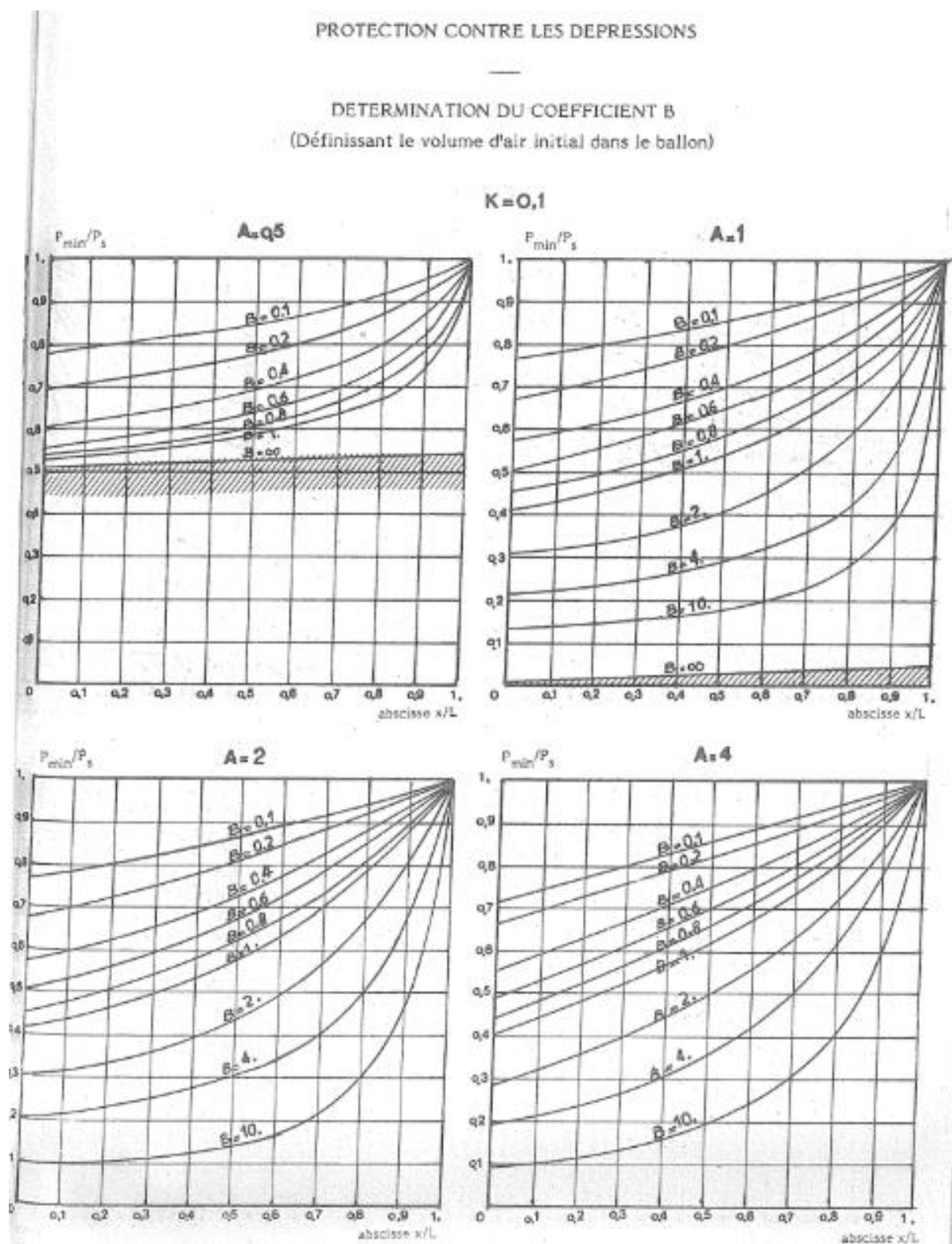
$$\sum S_{f2} = 11,6 \times 19,8 \times 0,11 = 25,26\text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres est :

$$n_2 = \frac{25,26}{1,5 \times 3} = 7 \text{ Fenêtres.}$$

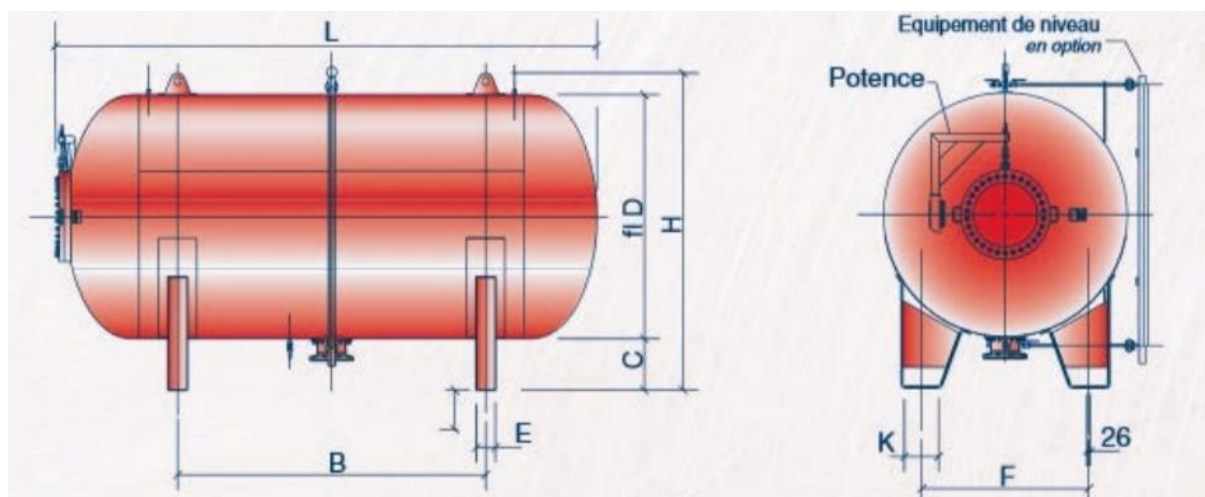
Annexe VI :

Annexe VI : Abaque de PUECH-MUNIER



Annexe VII :

Annexe VII : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.



Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400	Non
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400	Non
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400	Oui
10000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400	Oui
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400	Oui
12000	2100	4150	2670	2200	300	1600	328	400	Oui
15000	1900	5920	2470	3700	150	1300	268	400	Oui
15000	2100	4940	2670	3000	300	1600	328	400	Oui
18000	1900	7200	2470	5200	150	1300	268	400	Oui
18000	2100	6540	2670	3900	300	1600	328	400	Oui
20000	1900	7740	2470	5500	150	1300	268	400	Oui
20000	2100	6340	2670	4400	300	1600	328	400	Oui
25000	1900	9500	2470	5700	150	1300	268	400	Oui
25000	2100	7800	2670	5500	300	1600	328	400	Oui
25000	2500	5560	3300	3150	500	1900	500	590	Oui
30000	2100	9400	2670	5700	300	1600	300	400	Oui
30000	2500	6840	3300	4200	500	1900	500	590	Oui
35000	2500	7960	3300	5400	500	1900	500	590	Oui
35000	3000	5830	3800	3000	500	1900	500	590	Oui
40000	3000	6430	3800	3600	500	1900	500	590	Oui
50000	3000	7830	3800	5000	500	1900	500	590	Oui
60000	3000	9330	3800	6000	500	1900	500	590	Oui
70000	3000	10830	3800	7500	500	1900	500	590	Oui

Pour capacités supérieures : nous consulter. Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.