الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵔⵔⴰⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵡⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'approvisionnement en eau potable des localités ' ZAOUIA et RAS ELMA ', commune de AZZABA (W. Skikda)

Présenté par :
BENSADOUNE Hana

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Président
ZAIBAK Issam	M.C.B	Examinateur
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promoteur

Session Novembre 2025

Remerciements

Tout d'abord, je rends grâce à **Dieu Tout-Puissant** pour m'avoir accordé la santé, la patience et la force nécessaires afin de mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à ma promotrice, **Mme MOKRANE Wahiba**, pour son encadrement rigoureux, ses conseils avisés et la confiance qu'elle m'a accordée tout au long de la réalisation de ce mémoire. Mes sincères remerciements vont également à **Mme KADI Latifa**, pour son soutien et ses orientations scientifiques précieuses.

Je remercie vivement les **membres du jury**, qui ont accepté d'évaluer ce travail et de l'enrichir par leurs remarques constructives. J'exprime aussi toute ma gratitude à l'ensemble de mes enseignants de l'**ENSH**, pour la qualité de leur enseignement et leur dévouement, qui ont constitué le socle de ma formation.

Je n'oublie pas d'adresser mes remerciements à **Mme BENHMIDCHA Esma**, mon encadrante de stage de fin d'études, pour son accompagnement et sa disponibilité.

Mes remerciements s'adressent également à **M. GASMI**, Directeur de la Direction de l'Hydraulique de la wilaya de Skikda, ainsi qu'aux responsables des structures visitées : le **Directeur de la station de dessalement de La Marsa (Skikda)** et la **Directrice de la station de traitement d'Azzaba**, pour leur accueil, leur collaboration et les informations précieuses qu'ils m'ont communiquées.

À toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail, je dis : **merci**.

Dédicaces

À la mémoire de mon **père bien-aimé**, parti trop tôt, mais dont les sacrifices, l'amour et les valeurs demeurent à jamais gravés dans mon cœur. C'est grâce à toi que je suis parvenue jusqu'ici. Bien que ton absence soit une blessure profonde, ta présence vit en moi et continue de m'accompagner et de guider chacun de mes pas. Que ce travail soit un humble hommage à tout ce que tu as représenté pour moi, et je le dédie avec tout mon amour et mon respect éternel.

À ma **mère chérie**, pilier de ma vie, pour son amour sans limite, sa patience infinie et ses sacrifices silencieux. Tes prières constantes ont été ma plus grande force dans les moments difficiles. Ce travail est aussi le fruit de ton dévouement et je te le dédie avec une profonde gratitude et amour.

À mon **frère Rami** et à ma **sœur Maïssa**, compagnons de toujours, dont l'affection et la présence m'apportent courage et sérénité.

À ma **tante Zahia** et à mon **oncle Sadek**, pour leur générosité et leur accueil chaleureux, qui m'ont offert un foyer et un soutien indéfectible tout au long de mon parcours universitaire.

À ma **tante Anissa**, pour son soutien constant et ses encouragements bienveillants, qui ont souvent éclairé mes pas.

À mes cousines **Nardjess, Selma et Douaa**, pour leur tendresse, leur complicité et leur présence réconfortante.

Enfin, à mes chers amies **Monir**, **Malak, Nada, Mouna, Aya, Sabria et Hanane**, avec qui j'ai partagé rires, défis et instants précieux. Votre amitié sincère, vos encouragements et vos présences constantes ont allégé mes épreuves et rendu ce chemin plus lumineux. Vous êtes, chacun à votre manière, une part essentielle de cette réussite.

À vous tous, famille et amis, je dédie ce mémoire avec une gratitude infinie et une profonde affection.

ملخص

تعاني بلدية عزابة بولاية سكيكدة من صعوبات متزايدة في **تزويد السكان بالمياه الصالحة للشرب**، خاصة في منطقتي رأس الماء وزاوية. يهدف هذا البحث إلى دراسة وتصميم نظام جرّ مختلط يجمع بين الجاذبية والضخّ لضمان تزويد موثوق ودائم. وقد تم اقتراح مشروع متكامل يشمل محطة ضخّ، خزانات للتخزين والتوزيع، إضافة إلى شبكة قنوات مجهزة بأنظمة حماية ضد ضغط المياه والتآكل. يهدف هذا المشروع إلى تلبية احتياجات السكان من المياه الصالحة للشرب في أفق سنة 2055.

الكلمات المفتاحية

تزويد بالمياه الصالحة للشرب، جرّ مختلط، محطة الضخّ، خزانات التخزين، بلدية عزابة، أفق 2055.

Résumé

La commune d'Azzaba, dans la wilaya de Skikda, connaît des difficultés croissantes en matière d'approvisionnement en eau potable, notamment dans les localités de Ras Elma et de Zaouia. Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de l'étude et du dimensionnement d'une adduction mixte, combinant alimentation gravitaire et refoulement, afin d'assurer une desserte fiable et durable. L'étude a permis de proposer un système complet comprenant une station de pompage, des réservoirs de reprise et de distribution, ainsi qu'un réseau de canalisations protégé contre les surpressions et la corrosion. L'ensemble du projet vise à garantir la couverture des besoins en eau potable de la région à l'horizon 2055

Les mots clés

Approvisionnement en eau potable, Adduction mixte, Station de pompage, Réservoir de stockage, Commune d'Azzaba, Horizon 2055.

Abstract

The commune of Azzaba in Skikda province faces increasing challenges in providing reliable drinking water, particularly in the localities of Ras Elma and Zaouia. This dissertation focuses on the study and design of a mixed conveyance system, combining gravity supply and pumping, to ensure sustainable service. The proposed solution includes a pumping station, storage and distribution reservoirs, and a pipeline network protected against overpressure and corrosion. The project aims to secure the drinking water needs of the population up to the year 2055.

Key words

Drinking water supply, Mixed conveyance system, Pumping station, Storage reservoir, Azzaba commune, Horizon 2055.

Sommaire

Remerciements
Dédicaces
Résumé en arabe français et anglais
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des planches
Introduction générale 1

Chapitre I Etude préliminaire

Introduction 3
I.1.Description géographique de la wilaya de Skikda 3
I.2. Description de la zone d'étude Azzaba 3
I.3. Situation géographique des localités Zaouia et Ras El Ma à Skikda 4
I.4 Situation climatologique 5
I.4.1. Pluviométrie 6
I.4.2. Température 6
I.4.3. Vents 7
I.4.4. Humidité 7
I.5. Situation sismique 7
I.6. Situation topographique 8
I.7 Situation géologique 8
I.8 Situation démographique 9
I.9 Situation hydrographique 9
I.10 Situation hydraulique 10
I.11 Système d'approvisionnement en eau potable 10
I.11.1 Source primaire et infrastructure de production 10
I.11.2 Chaîne de traitement de l'eau 11
I.11.3 Infrastructures de stockage et régulation 11
I.11.4 Bilan capacitif et adéquation au projet 12
Conclusion 13

Chapitre II: Estimation des besoins en eaux

Introduction 14
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude 14
II.2. Catégories de consommation de la région d'étude 16
II.3. Evaluation des besoins en eaux potables 16
II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation 16

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière 17
II.4. Calcul des besoins en eau 17
II.4.1 Besoins domestiques 17
II.4.2 les besoins des équipements publics 18
II.4.3 Récapitulatif des différentes consommations journalières 19
II.4.4 Fuites et gaspillages 20
II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières 20
II.5.1 Consommation maximale journalière 20
II.5.2 Consommation minimale journalière 21
II.6 Variations des débits horaires 21
II.6.1 Variation du débit horaire pour Ras Elma 22
II.6.2 variation du débit horaire pour Zaouia 23
II.7 Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau 24
Conclusion 25

Chapitre III : Etude de stockage

Introduction 27
III.1. Définition 27
III.2. Fonctions des réservoirs 27
III.3. Classification des réservoirs 28
III.3.1. Selon l'emplacement 28
III.3.2. Selon la forme 28
III.3.3. Selon le matériau 28
III.4. Équipements des réservoirs 28
III.5. Hygiène et sécurité 29
III.6. Nombre et emplacement des réservoirs 29
III.6.1. Nombre de réservoirs 29
III.6.2. Emplacement 29
III.7. Dimensionnement des réservoirs de distribution projetés 30
III.7.1. Calcul du volume utile 31
III.7.2. Calcul du volume total 32
III.7.3. Choix du volume normalisé 32
III.7.4. Calcul de la section et du diamètre du réservoir 32
III.7.5. Capacité du réservoir de Ras Elma 33
III.7.6. Capacité du réservoir de Zaouia 34
Conclusion 34

Chapitre IV : Etude d'adduction

Introduction 35
IV.1. Types d'adduction 35
IV.1.1. Adduction gravitaire 35
IV.1.2. Adduction par refoulement 35
IV.1.3. Adduction mixte 35
IV.2. Adduction et types d'écoulement 36
IV.2.1. Écoulement à surface libre 36
IV.2.2. Écoulement en charge 36
IV.3 choix du materiau de la conduite 36
IV.4. Choix du tracé 37
IV.4.1. Critères de sélection 37
IV.4.2. Choix du type d'adduction et mode d'écoulement 38
IV.5. Dimensionnement hydraulique 39
IV.5.1. Dimensionnement de conduite gravitaire 39
IV.5.1.1. La formule de la charge disponible 40
IV.5.1.2. La formule de pertes de charge de DARCY-WEISBAKH 40
IV.5.1.3. La vitesse d'écoulement 40
III.5.1.4 Résultats de calcul des conduites gravitaires 41
IV.5.2. Dimensionnement des conduites de refoulement 41
IV.5.2.1.Détermination du débit forcé 41
IV.5.2.2. Dimensionnement 42
IV.6. Calcul de la cote piézométrique au point de ramification 47
IV.7. Calcul des pressions aux nœuds 47
Conclusion 49

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction 50
V.1 Définition 50
V.2. L'emplacement de la station de pompage 50
V.1.1. Les critères de choix 50
V.3. Choix des équipements hydromécanique et énergétique 51
V.3.1. Détermination du débit forcé 51
V.3.2. La hauteur manométrique totale 51
V.3.3. Choix de nombre et dimensionnement des collecteurs d'aspiration 53
V.4 Choix de nombre et dimensionnement du collecteur de refoulement 54
V.4.1 Choix du nombre de conduites principales et leur dimensionnement 54
V.4.2. Dimensionnement 54

V.5. Les équipements en amont et en aval de la pompe 55
V.5.1.Equipement en amont de la pompe 55
V.5.2. Equipement en aval de la pompe 56
V.6. L'étude de fonctionnement de la pompe 56
V.6.1. Tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement 56
V.6.2. Adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement de la pompe 58
V.7 Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage 60
V.7.1Calcul du volume utile 60
V.8. Les équipements auxiliaire 61
V.8.1.Le système de levage 61
V.8.2. Système de sellement 62
V.9. Bâtiment de la station de pompage 62
V.9.1.Réalisation des bâtiments 62
V.9.2.Partie supérieure du bâtiment 62
V.9.3. Dimensionnement du bâtiment 62
V.10. Encombrement de la pompe 64
V.11.Volume d'eau à drainer 66
V.12. Eclairage naturel 66
Conclusion 67

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Introduction 69
VI.1. Pose de canalisation 69
VI.2. Types de pose de canalisation 69
VI.2.1. Pose ordinaire 69
VI.2.2. Pose en terrain peu consistant 70
VI.2.3. Pose en terrain marécageux 70
VI.2.4. Pose en galerie 71
VI.2.5. Traversée d'une rivière (Oued) 71
VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée 72
VI.2.7. Pose en pente 73
VI.3. Stabilisation de la conduite 73
VI.4. Accessoires et pièces spéciales 73
VI.4.1. Accessoires hydrauliques 74
VI.4.2.Les pièces spéciales 74
VI.4.3. Les organes de mesures **74**
VI.5. Protection des canalisations 75

VI.5.1. Protection des conduites contre le coup de bélier 75
VI.5.2. Protection des conduites contre la corrosion 84
VI.5.3. Protection adaptées aux conditions locales 86
Conclusion 86

Chapitre VII : Organisation du chantier et management du projet

Introduction 88
VII. 1. Préparation du chantier 88
VII.1.1 Démarches administratives et réglementaires 88
VII.1.2 Planification et organisation logistique 88
VII.2. Implantation et installation du chantier 88
VII.3. Moyens humains et matériels 89
VII.3.1. Moyens humains 89
VII.3.2. Moyens matériels 89
VII.4. Etapes des travaux 90
VII.5. Calcul des volumes des travaux 91
VII.5.1. Calcul des volumes des travaux d'adduction 92
VII.5.2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage 97
IV.6. Calcul du devis quantitatif et estimatif 110
IV.6.1. Devis quantitatif et estimatif de l'adduction 110
IV.6.2. Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage 110
IV.6.3. Devis quantitatif et estimatif des réservoirs 111
IV.6.4. Devis quantitatif et estimatif Total 112
VII.7. Planification et phasage des travaux 113
VII.7.1. Définition des tâches et leurs durées 113
VII.7.2. Durée totale et chemin critique 114
VII.8. Gestion des Risques et Sécurité au Travail 117
Conclusion 118
Conclusion générale 118

Liste des tableaux

N° de tableau	Intitulé	Page
Tableau I.1	Précipitation mensuelle de la wilaya de Skikda (2018–2024) – (NASA, 2025)	06
Tableau I.2	Vent mensuel de la wilaya de Skikda (2018–2024) – (NASA, 2025)	07
Tableau I.3	Humidité mensuelle de la wilaya de Skikda (2018–2024) – (NASA, 2025)	07
Tableau I.4	Données de référence de la population	09
Tableau I.5	Étapes de traitement d'eau	11
Tableau I.6	Liste des réservoirs alimentés par la station de traitement d'Azzaba	12
Tableau I.7	Bilan capacitif de la station de traitement	12
Tableau II.1	Répartition de la population de Ras Elma à différents horizons	15
Tableau II.2	Répartition de la population de Zaouia à différents horizons	15
Tableau II.3	Estimation des besoins domestiques de Ras Elma et Zaouia	18
Tableau II.4	Estimation des besoins en eau des équipements publics actuels	18
Tableau II.5	Estimation des besoins en eau des équipements publics projetés	19
Tableau II.6	Récapitulatif des différentes consommations journalières	19
Tableau II.7	Récapitulatif des consommations journalières avec fuites	20
Tableau II.8	Consommations maximales journalières	21
Tableau II.9	Consommations minimales journalières	21
Tableau II.10	Variation du débit horaire de Ras Elma pour l'horizon 2055	22
Tableau II.11	Variation du débit horaire de Zaouia pour l'horizon 2055	23
Tableau II.12	Comparaison débit des ressources actuelles/besoins à l'horizon 2025	24
Tableau II.13	Comparaison débit des ressources actuelles/besoins à l'horizon 2055	25
Tableau III.1	Récapitulatif des équipements de réservoir et leurs rôles	28
Tableau III.2	Calcul du volume de réservoir	30
Tableau III.3	Dimensionnement du réservoir de distribution de Ras Elma (incendie)	33
Tableau III.4	Dimensionnement du réservoir de distribution de Zaouia	33
Tableau IV.1	Caractéristiques de la variante choisie	39
Tableau IV.2	Coefficients K, m et β selon le matériau	40
Tableau IV.3	Dimensionnement des conduites gravitaires	41
Tableau IV.4	Valeurs de M, α, β, m selon le matériau	42

N° de tableau	Intitulé	Page
Tableau IV.5	Calcul des frais d'investissement	43
Tableau IV.7	Coût d'exploitation du tronçon SP–PP1	45
Tableau IV.8	Résultats de dimensionnement de la conduite PP1–R	46
Tableau IV.9	Récapitulatif des pertes de charge	48
Tableau IV.10	Récapitulatif des pressions	48
Tableau V.1	Résultat du calcul de la HMT de la station de pompage	52
Tableau V.2	Choix de la variante du nombre de pompes	53
Tableau V.3	Dimensionnement de la conduite de refoulement	54
Tableau V.4	dimensionnement des équipements en amont de la pompe	55
Tableau VI.1	Profil en long absolu de l'adduction par refoulement	82
Tableau VII.1	Engins utilisés pour chaque phase des travaux	89
Tableau VII.2	Volume de décapage de terre végétale	92
Tableau VII.3	Volume du déblai de l'adduction	94
Tableau VII.4	Volume du lit de sable	94
Tableau VII.5	Volume occupé par la conduite	95
Tableau VII.6	Volume de remblai	96
Tableau VII.7	Volume de transport des terres en excès	96
Tableau VII.8	Volume des travaux d'adduction	97
Tableau VII.9	Volume du béton armé pour la station de pompage	102
Tableau VII.10	Volumes des travaux de la station de pompage	104
Tableau VII.11	Caractéristiques des réservoirs	105
Tableau VII.12	Volumes des déblais pour réservoirs et chambres de manœuvre	106
Tableau VII.13	Volumes du tout-venant	106
Tableau VII.14	Volume du béton de propreté	107
Tableau VII.15	Volume du béton armé	107
Tableau VII.16	Volume du béton armé pour les coupoles	108
Tableau VII.17	Volume du remblai compacté	108
Tableau VII.18	Volumes des travaux des réservoirs	109
Tableau VII.19	Devis quantitatif et estimatif de l'adduction	109
Tableau VII.20	Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage	110
Tableau VII.21	Devis quantitatif et estimatif des réservoirs projetés	111
Tableau VII.22	Devis total des travaux du projet	112
Tableau VII.23	Notation et durées des travaux du projet	113

Liste des figures

N° de figure	Intitulé	Page
Figure I.1	Délimitation de la Wilaya de Skikda (Google Earth, 2025)	3
Figure I.2	Situation de la zone de projet (Google Earth, 2025)	4
Figure I.3	Carte géographique de la zone étudiée (DRE Skikda)	5
Figure I.4	Carte des altitudes de la wilaya de Skikda (ArcGIS)	7
Figure I.5	Situation topographique d'Azzaba (Alt. moy. 173 m, min. 43 m, max. 526 m)	8
Figure I.6	Schéma fonctionnel simplifié	13
Figure IV.1	Schéma d'adduction (partie gravitaire : Réservoir de Azzaba – Station de pompage)	38
Figure IV.2	Schéma d'adduction (partie refoulement : Station de pompage – Réservoirs de distributions)	39
Figure IV.3	Courbe d'optimisation du tronçon Sp-Pp1	46
Figure V.1	Schéma des équipements en amont de la pompe	55
Figure V.2	Schéma des équipements en aval de la pompe	56
Figure V.3	Courbe de fonctionnement de la pompe	57
Figure V.4	Adaptation de la pompe	60
Figure V.5	Encombrement de la pompe (Caprari Pump Tutor)	66
Figure VI.1	Tube en PE posé en tranchée (Catalogue Chiali)	70
Figure VI.2	Pose en galerie (Saint-Gobain PAM France)	71
Figure VI.3	Pose en immersion (Saint-Gobain PAM France)	72
Figure VI.4	Forage dirigé (Pose sans ouverture de tranchée)	72
Figure VI.5	Étapes du coup de bélier (M. Bouchelaghem, Master 2019)	78
Figure VI.6	Réservoir anti-bélier	84
Figure VI.7	Corrosion de conduite en acier (AquaSwiss System)	85
Figure VII.1	Diagramme de Gantt du projet	114

Liste des planches

Planche 1 : Plan de masse des localités RAS ELMA et ZAOUIA :

A. Localité de ZAOUIA

B. Localité de RAS ELMA

Planche 2 : Tracé du réseau d'adduction projeté des localités RAS ELMA et ZAOUIA

Planche 3 : Plan de la station de pompage

Planche 4 : Profil en long de la conduite de refoulement (Station de pompage – réservoir de RAS ELMA)

Introduction générale

Introduction générale

L'alimentation en eau potable constitue un enjeu fondamental pour le développement socio-économique et l'amélioration du cadre de vie des populations. La commune d'Azzaba, située dans la wilaya de Skikda, connaît des besoins croissants en eau, notamment dans les localités de Ras Elma et de Zaouia. Face à cette situation, le présent mémoire s'inscrit dans une démarche d'**étude et de conception d'un système d'adduction mixte** (gravitaire et par refoulement) visant à garantir une desserte fiable, durable et économiquement optimisée, capable de satisfaire les besoins actuels et futurs de la population à l'horizon **2055**.

Le travail est structuré en sept chapitres complémentaires, permettant de couvrir l'ensemble des aspects techniques et organisationnels du projet :

Le premier chapitre est consacré à l'étude préliminaire**,** comprenant la présentation du site d'étude, l'analyse des contraintes topographiques et hydrogéologiques, ainsi que les éléments de contexte nécessaires à la définition du projet. Il est suivi du second chapitre , qui porte sur l'estimation des besoins en eau potable**,** en tenant compte des dotations unitaires, de l'évolution démographique et de l'estimation des débits caractéristiques à l'horizon **2055**.

Le troisième chapitre présente l'étude du stockage, en détaillant le calcul des volumes utiles, le rôle de chaque réservoir (tampon, régulation, distribution) et leur implantation stratégique dans le réseau.

Le quatrième chapitre traite de **l'**étude de l'adduction**,** avec l'établissement du profil en long, la détermination des sections gravitaires et de refoulement, ainsi que le calcul des pertes de charge linéaires et singulières. Alors que, le cinquième chapitre est dédié à **l'**étude du système de pompage, comprenant le dimensionnement de la station de reprise, le choix et l'adaptation des pompes, ainsi que la conception de la bâche de reprise et des dispositifs de protection contre les coups de bélier.

Le sixième chapitre aborde la pose et la protection des canalisations**,** en présentant les techniques de mise en œuvre adaptées aux différents terrains, les accessoires et pièces spéciales, ainsi que les mesures de protection contre la corrosion et les surpressions.

Le septième chapitre traite de l'organisation du chantier**,** avec la planification des travaux par diagramme de Gantt, l'affectation des engins et ressources, ainsi que le devis quantitatif et estimatif détaillant le coût global du projet.

Chapitre I : Etude préliminaire

Introduction :

Le présent chapitre vise à présenter le contexte géographique, climatique, géologique, démographique et hydraulique de la zone d'étude située dans la wilaya de Skikda, plus précisément au niveau des localités de Zaouia et Ras El Ma, dans la commune d'Azzaba.

Cette analyse préliminaire est essentielle pour comprendre les spécificités environnementales et socio-économiques qui influencent la gestion et la planification des ressources en eau potable. La connaissance du relief, du climat, des conditions sismiques, ainsi que de la démographie et des ressources hydrauliques disponibles, permet d'identifier les contraintes et les potentialités du territoire.

I.1.Description géographique de la wilaya de Skikda :

Située au Nord-Est Algérien, La wilaya de Skikda s'étend sur environ 4 137,68 km² avec un littoral de 130 km de la mer Méditerranéenne. Elle est bordée par les wilayas d'Annaba, Guelma, Constantine, Mila et Jijel

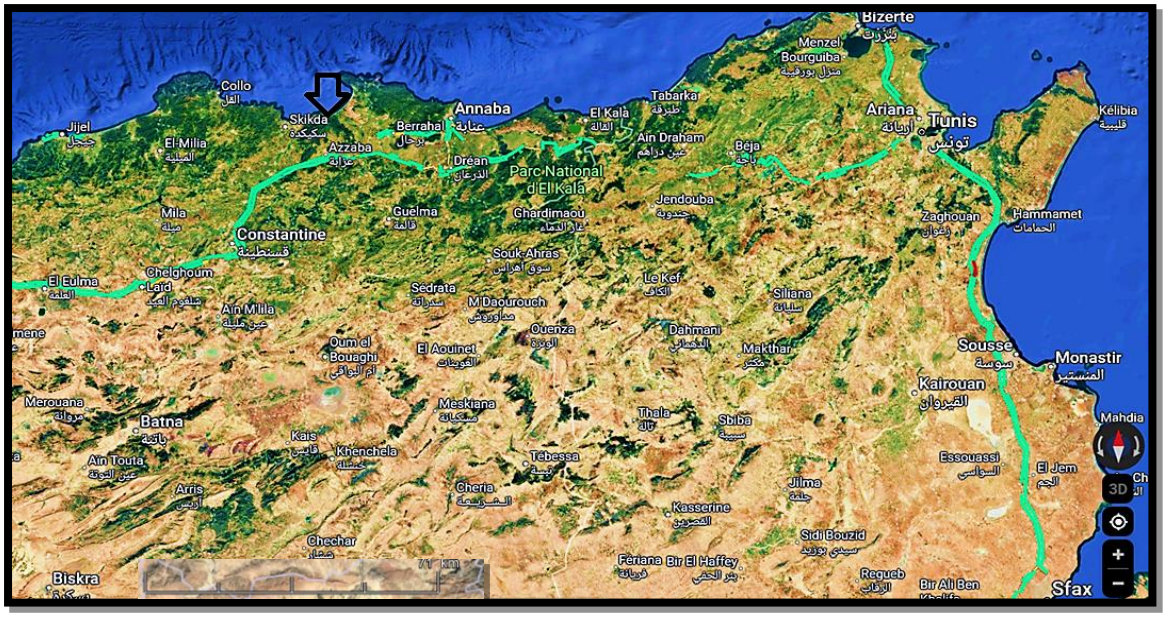


Figure.I.1. Délimitation de la Wilaya de Skikda (Google Earth2025)

I.2. Description de la zone d'étude Azzaba :

Azzaba est une commune de la wilaya de Skikda, située à l'est du chef-lieu de wilaya. Elle est la plus vaste daïra de la région et la deuxième commune la plus peuplée après Skikda. Azzaba est nichée entre le littoral méditerranéen et les montagnes, occupant une position stratégique

dans la vallée du Fendek, un passage clé reliant Annaba à Constantine. Elle se trouve à environ 40 km de Skikda, 73 km d'Annaba, 59 km de Guelma et 89 km de Constantine.

I.3. Situation géographique des localités Zaouia et Ras El Ma à Skikda

- Zaouia:

Zaouia (Frères Souici) est situé dans la commune d'Azzaba dans une zone caractérisée par des reliefs variés, comprenant des plaines et des collines, et se trouve dans un environnement principalement rural avec une forte vocation agricole.

- Ras El Ma:

Ras El Ma (Djouad Tahar) est situé dans la commune d'Azzaba, étant une partie de cette commune, ses coordonnées sont 36°41'48"N (latitude) et 7°00'39"E (longitude). Elle est localisée dans une zone qui est principalement rurale, avec une activité économique centrée sur l'agriculture, mais aussi avec des industries en développement.

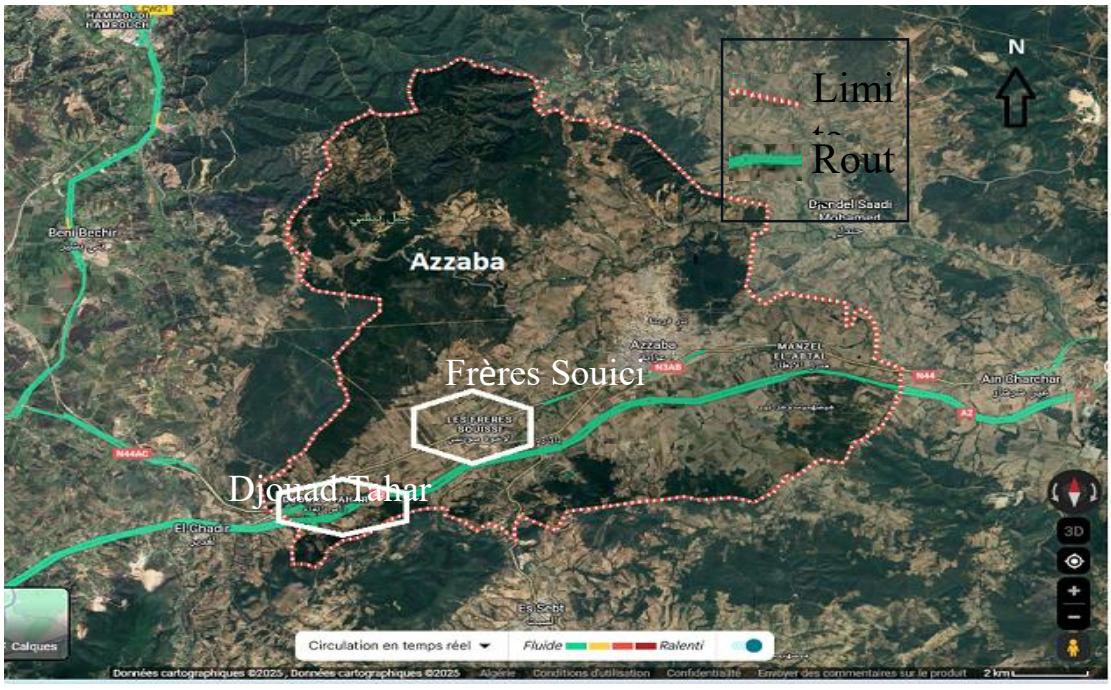


Figure.I.2. Situation de la zone de projet (Google Earth2025)



Figure I.3. Carte géographique de la zone RAS ELMA [Google Earth]

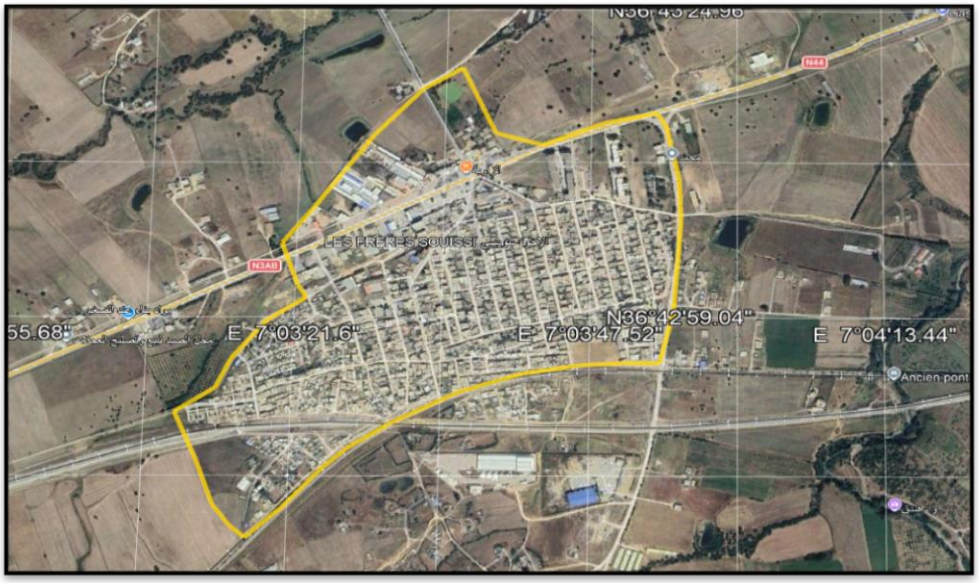


Figure I.4. Carte géographique de la zone ZAOUIA [Google Earth]

I.4 Situation climatologique :

La région d'Azzaba, comme l'ensemble de la wilaya de Skikda, bénéficie d'un climat méditerranéen. Les étés sont chauds et secs, avec des températures moyennes atteignant 29°C. Les hivers sont doux et pluvieux, avec des températures autour de 12°C. Les précipitations annuelles moyennes sont d'environ 629 mm, concentrées entre novembre et mars. La région est également soumise à des vents modérés et à une variabilité climatique saisonnière.

I.4.1. Pluviométrie :

La wilaya de Skikda bénéficie d'un climat de type **méditerranéen humide**, marqué par une pluviométrie relativement abondante et bien répartie durant la saison froide. Les précipitations annuelles oscillent en moyenne entre **850 et 1 100 mm/an**, avec des écarts interannuels notables liés à la variabilité climatique. Les séries récentes (2018–2024) montrent une moyenne annuelle de **851 mm en 2024**, légèrement inférieure aux moyennes historiques des décennies 1960–1990 qui dépassaient régulièrement les 1 000 mm/an. La distribution saisonnière est très contrastée : près de **75 % des pluies tombent entre octobre et mars**, avec des maxima observés en **novembre, décembre et janvier** où les cumuls mensuels dépassent fréquemment les 100 mm. En revanche, la période estivale (juin à août) est caractérisée par une sécheresse quasi totale, avec des précipitations souvent inférieures à 20 mm/mois. Cette saisonnalité bien marquée conditionne fortement l'hydrologie de la région, notamment les débits de l'Oued El Kebir et l'alimentation des nappes. Les dernières années confirment une **tendance à la baisse progressive des précipitations**, en cohérence avec les observations régionales en Méditerranée, ce qui souligne l'importance de prendre en compte les variations climatiques dans la planification des ressources en eau potable et agricoles de la région.

Tableau I.1 : Précipitation mensuel de la wilaya de skikda de la péride (2018-2024) (NASA.2025)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitation (mm/mois)	116	98	88	70	46	20	8	14	50	95	121	98

I.4.2. Température :

En ce qui concerne les **températures**, la wilaya de Skikda présente un régime typiquement méditerranéen, marqué par une amplitude saisonnière modérée grâce à l'influence maritime. La **température moyenne annuelle** se situe entre **17 et 19 °C** sur le littoral, légèrement plus élevée dans l'intérieur des terres (jusqu'à 20–21 °C vers Azzaba). Les **mois les plus chauds** sont **juillet et août**, avec des moyennes maximales de l'ordre de **30 à 33 °C**, et des pics pouvant dépasser ponctuellement les **40 °C** lors d'épisodes de sirocco. Les **mois les plus froids** sont **janvier et février**, avec des températures minimales moyennes proches de **6 à 8 °C**, rarement négatives sauf en altitude. L'écart thermique annuel est donc de l'ordre de **25 °C**, ce qui traduit un climat tempéré chaud avec un été sec marqué. Les données récentes (2018–2024, NASA POWER et ONM) confirment cette dynamique : une tendance à une **légère hausse des températures**

moyennes annuelles, de l'ordre de **+0,2 à +0,3 °C par décennie**, en cohérence avec le réchauffement observé dans l'ensemble du bassin méditerranéen. Cette évolution, combinée à la baisse progressive des précipitations, renforce les pressions sur les ressources hydriques locales, notamment à travers une augmentation de l'évapotranspiration et une réduction des réserves disponibles pour l'alimentation en eau potable et l'agriculture

I.4.3. Vents :

La zone littorale de la wilaya de Skikda, est particulièrement soumise à des vents très violents dont la vitesse peut atteindre les 130 km/h.

- La direction des vents dominants est Sud-Ouest à Sud-est.

Tableau I.2 : Vent mensuel de la wilaya de skikda dans la période (2018 – 2024) (NASA.2025)

Mois	mars	avr	mai	juin	Juil	aout	sept	oct	nov	déc	jan	fév
Vitesse de vent (m/s)	4.7	4.1	4	3.5	3.6	3.7	3.8	4.2	4.8	5.3	5.4	4.8

I.4.4. Humidité :

L'humidité relative de la wilaya de Skikda enregistre une valeur très importante elle atteint une moyenne de 65,5 % et fluctuent entre une valeur minimale de 68,91 % et une valeur maximale de 75,34 %. La mer joue un rôle important dans le maintien d'une humidité élevée durant la saison estivale, diminuant ainsi la durée de sécheresse en été.

Tableau I.3 : humidité mensuel de la wilaya de skikda dans la période (2018-2024) (NASA.2025)

Mois	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc	jan	fév
Humidité (%)	73.5	68.5	74	69.5	62	63	67	65.5	73	73	75	74

I.5. Situation sismique :

La région de Skikda est située dans une zone de sismicité modérée. Bien que l'activité sismique ne soit pas très intense, des tremblements de terre de faible à modérée intensité ont été enregistrés, liés à la tectonique de la plaque africaine et à la présence de failles géologiques.

I.6. Situation topographique :

Le relief est accidenté à travers la wilaya de Skikda, surtout sur la frange littorale et dans les massifs de Collo, Azzaba et La Marsa, avec des montagnes représentant 60 % de la superficie totale et des altitudes dépassant 1 000 mètres.

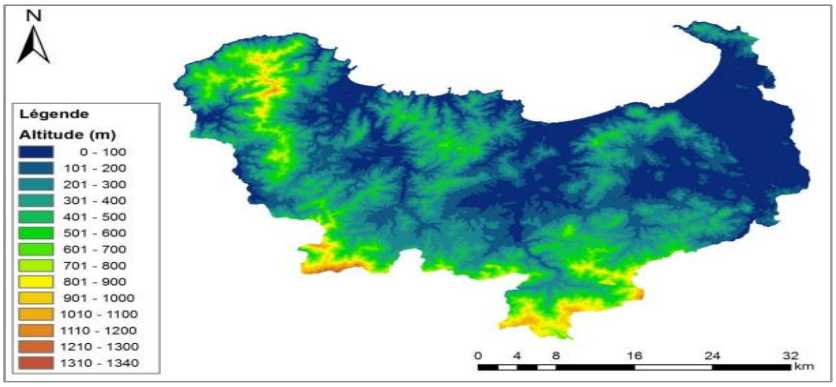


Figure I.6.Carte des altitudes de la wilaya de Skikda (DRE Skikda)

On rencontre différentes classes de pentes :

- Les pentes faibles (0 à 3%) occupent les plaines de l'ouest, notamment la plaine de Benazzouzet un petit bout de la ville de Skikda et sa plaine côtière. Elles occupent 9% du territoire.
- Les pentes moyennes (3 à 12%) représentent 23% du territoire.
- Les pentes fortes (12% et plus) occupent 68% de la superficie totale de la wilaya, c'est la zone des hauts piémonts de montagnes .Le relief d'Azzaba est caractérisé par une plaine centrale d'environ 8 km de largeur, entourée de montagnes culminant entre 300 et 500 mètres d'altitude. L'oued el Fendek traverse la région, irriguant la vallée et favorisant l'agriculture.

I.7 Situation géologique :

La commune d'Azzaba, située dans la wilaya de Skikda, se caractérise par une grande diversité pédologique liée à sa position géographique entre la plaine alluviale de l'Oued El Kebir et les contreforts des monts environnants. Les sols dominants de la région sont principalement des **sols alluviaux récents**, développés sur les dépôts fluviatiles de l'oued, à texture **limono-argileuse à argilo-limoneuse**, relativement fertiles et adaptés aux cultures irriguées. Ces sols présentent un pH généralement **neutre à légèrement basique (7 à 8)** avec une teneur variable en matière organique, souvent modérée à faible selon l'occupation agricole. Sur les zones de

piémont et de collines, on retrouve des **sols bruns méditerranéens** développés sur substrats marneux et calcaires, à texture fine (argilo-limoneuse) et riches en **calcaire actif**, ce qui leur confère une bonne structure mais aussi une certaine sensibilité à la battance et à la compaction. Dans les dépressions mal drainées et les bas-fonds, apparaissent des **sols hydromorphes** marqués par une nappe superficielle temporaire, parfois chargés en sels, ce qui peut conduire à des phénomènes de salinité et d'alcalinité localisées. Enfin, sur les versants et zones de colluvions, se rencontrent des **sols peu évolués et caillouteux**, issus de formations détritiques, généralement pauvres en matière organique et à faible capacité de rétention en eau. Cette mosaïque pédologique influence fortement les usages agricoles (céréales, cultures maraîchères, arboriculture) ainsi que le choix des techniques de fondation et de pose des réseaux hydrauliques, qui doivent prendre en compte la présence possible de gypse, de sols salins et de zones hydromorphes.

I.8 Situation démographique :

Concernant les agglomérations de Ras El Ma et Zaouia les caractéristiques démographiques sont représentées dans le tableau qui suit :

Tableau I.4: Données de référence de la population

Localités	Année de recensement	Nombre d'habitants	Taux d'accroissement
Ras Elma	2008	8014	1.2 %
Zaouia	2008	5958	1.2 %

Source : APC Skikda.

I.9 Situation hydrographique :

Dans sa partie Nord-est, la wilaya de Skikda englobe un réseau hydrographique important, constitué par plusieurs oueds tels que oued El Kébir, oued Fendekh, oued Maboul, oued Magroune, oued Aneb, oued Dem El Bagraat, oued Bou Djenane et oued Ennkouche. Différents oueds constituent le bassin versant occidental de l'oued El Kébir, auquel viennent s'ajouter les sous-bassins versants de l'Est de Skikda et de l'Ouest d'Annaba ainsi que le bassin versant de Collo dans la partie Ouest de la région.

Azzaba possède deux nappes aquifères principales : la nappe des dépôts de l'Oligocène et une nappe profonde. Ces nappes, ainsi que l'oued el Fendek, sont des sources d'eau importantes pour l'agriculture et l'approvisionnement en eau potable.

L'alimentation de la nappe phréatique, dans la localité d'Azzaba, se fait à partir des formations numidiennes Nord-Sud selon des gradients hydrauliques différents

I.10 Situation hydraulique :

La zone d'étude est actuellement alimenté par une source souterraine de 14.37 l/s ce qui est très insuffisant par rapport aux besoins quotidiens des agglomérations actuelles. Les habitants sont alimentés par des citernes surtout pour la région de Zaouia, actuellement.

I.11 Système d'approvisionnement en eau potable :

I.11.1 Source primaire et infrastructure de production :

L'alimentation en eau brute du projet est assurée par le barrage Zit Emba, dont les eaux sont traitées par la station de traitement d'Azzaba. Cette station constitue le maillon central de la chaîne d'approvisionnement, avec les caractéristiques techniques suivantes :

- Débit d'entrée (eau brute) : 190 L/s (soit 16 416 m^3/j).
- Capacité nominale de production : 16 000 m^3/j d'eau potable, correspondant à un rendement de traitement de 97,5 %.
- Normes de qualité : Conformité aux standards algériens (JO 06-05) et directives de l'OMS pour les paramètres physico-chimiques et microbiologiques.

I.11.2 Chaîne de traitement de l'eau :

La station applique un processus conventionnel en six étapes, détaillé ci-dessous :

Tableau I.5 : Etapes de traitement d'eau

Étape	Procédé	Paramètres techniques
1. Dégrillage	Élimination des matières grossières	Tamisage à 10 mm
2. Coagulation-floculation	Ajout de PACl (5–15 mg/L)	Bassins à turbulence contrôlée (G = 50 s^{-1})
3. Décantation	Décanteurs lamellaires	Temps de rétention : 2 h
4. Filtration	Filtres à sable multicouches	Vitesse de filtration : 5 m/h
5. Désinfection	Chloration (Cl_2 résiduel ≥ 0,3 mg/L)	Dose moyenne : 1,5 mg/L
6. Stabilisation	Correction du pH ($CaCO_3$)	pH final : 7,2 ± 0,2

I.11.3 Infrastructures de stockage et régulation

a) Réservoirs tampons :

- Nombre : 2 unités.
- Volume utile : 2 × 2 500 m³ (total : 5 000 m³).
- Caractéristiques :
  - Hauteur de chute nominale : 5 m.
  - Temps de séjour maximal : 7,5 heures (à débit nominal).
  - Fonction : Lissage des variations de production et sécurisation du réseau amont.

b) Réservoirs de distribution :

La liste des réservoir alimenté par la station de traitement de AZZABA est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : liste de réservoir alimenté par la station de traitement de AZZABA

Type	Volume unitaire (m³)	Nombre	Volume total (m³)
Réservoirs principaux	2 500	2	5 000
Réservoirs secondaires	1 000	2	2 000
Réservoir AADL	1 000	1	1 000

- Fonctions :
  - Réponse aux pics de demande horaire (coefficient de pointe = 1,3).
  - Autonomie garantie : 18 heures en charge maximale.
  - Répartition géographique optimisée pour limiter les pertes de charge.

I.11.4 Bilan capacitif et adéquation au projet :

Le tableau ci-après indique le bilan capacitive de la station de traitement de Azzaba.

Tableau I.7 : bilan capacitif de la station de traitement

Paramètre	Valeur	Marge opérationnelle
Production journalière	16 000 m³/j	15 % (2 400 m³/j)
Volume tampon disponible	5 000 m³	31 % des besoins journaliers

La figure suivante représente un schéma fonctionnel simplifié de la station de traitement de Azzaba :

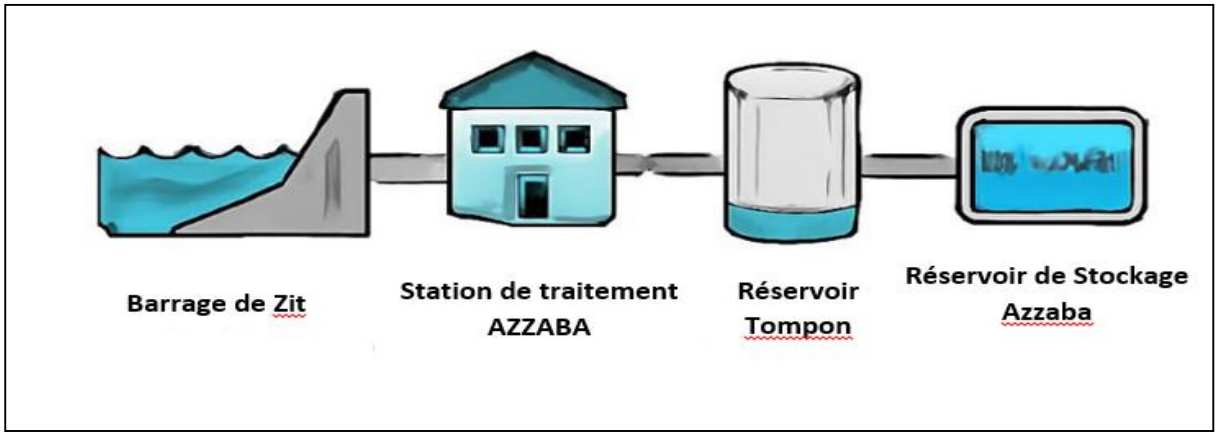


Figure I.5: Schéma fonctionnel simplifié

Conclusion :

L'étude préliminaire de la wilaya de Skikda et des localités de Zaouia et Ras El Ma a permis de mettre en évidence plusieurs éléments clés :

- La région est caractérisée par un climat méditerranéen avec des précipitations moyennes annuelles d'environ 851 mm et une topographie majoritairement accidentée, qui influence la gestion des ressources hydriques.
- La population en croissance, combinée à une source souterraine actuelle limitée (14,37 L/s), génère un déséquilibre manifeste entre l'offre et la demande en eau potable.
- La station de traitement d'Azzaba, alimentée par le barrage Zit Emba, dispose d'une capacité nominale de 16 000 m^3/j.

Ces constats soulignent la nécessité d'une étude approfondie du réseau d'adduction d'eau potable, qui sera développée dans le chapitre suivant. Cette étude visera à dimensionner et optimiser le réseau afin de garantir un approvisionnement fiable et durable pour les populations actuelles et futures.

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction

Cette phase permet d'anticiper la demande future en fonction de l'évolution démographique, des modes de vie et du développement des infrastructures publiques.

Le présent chapitre s'attache à estimer la croissance démographique des sites étudiés, à définir les différentes catégories de consommation, puis à calculer les besoins en eau potable en intégrant les pertes liées aux fuites et gaspillages. Enfin, une comparaison entre les besoins projetés et les ressources disponibles est réalisée afin d'évaluer l'adéquation entre la demande et l'offre en eau, et d'orienter les choix d'aménagement et de gestion.

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

L'estimation de la population future aux horizons 2025 et 2055 a été réalisée pour chaque localité de la commune concernée. Ces projections démographiques sont indispensables pour évaluer les besoins futurs en eau potable et planifier les infrastructures nécessaires.

Cette estimation s'appuie sur les données du dernier recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008, ainsi que sur un taux d'accroissement annuel de 1,2 % communiqué par l'A.P.C d'Azzaba. La population à un horizon donné est calculée selon la formule suivante:

$$Pn=P0(1+\tau)^n \qquad \text{II.(1)}$$

Où :

- Pn : Population à l'horizon cible (2055).
- P_0 : Population de référence (2025).
- τ : Taux d'accroissement annuel (1,2 % ou 0,012).
- n : Nombre d'années entre l'année de référence et l'horizon d'étude (30 ans).

a) Évolution de la population du site Ras Elma

Conformément au plan d'aménagement, le site Ras Elma, situé dans la commune d'Azzaba, est en construction de 1 940 logements dans la zone POS 03, avec un taux d'occupation de six personnes par logement, ainsi que les équipements publics dans la zone POS 02, afin de répondre aux besoins croissants des habitants.

Le tableau ci-dessous présente l'évolution prévisionnelle de la population du site Ras Elma (POS 03) selon différents horizons temporels :

b) Évolution de la population du site Zaouia

Tableau II.1 : Répartition de la population de Ras Elma à différents horizons

Localités		Année de recensement	Population de référence (habitant)	Population actuelle (2025) (habitant)	Taux d'accroissement (%)	Horizon d'étude (ans)	Population futur (2055) (habitant)
Ras Elma	POS_3	2008	8014	21456	1,2	30	25679

Pour le site Zaouia, également dans la commune d'Azzaba, le plan d'aménagement prévoit l'accueil de 6 000 habitants dans la zone POS 04 en 2025, ainsi que la construction de 28 logements et d'équipements publics dans la zone POS 06, avec un taux d'occupation de six personnes par logement, afin de satisfaire les besoins en logement et services des résidents.
Le tableau suivant illustre l'évolution projetée de la population pour les zones POS 04 et POS 06 du site Zaouia :

Tableau II.2 : Répartition de la population de Zaouia à différents horizons

Localités		*Année de recensement*	*Population de référence (habitant)*	*Population actuel (2025) (habitant)*	*Taux d'accroissement (%)*	*Horizon d'étude (ans)*	*Population futur (2055) (habitant)*
Zaouia	*POS 4 et POS 6*	*2008*	*4958*	*12241*	*1,2*	*30*	*14853*

Ces projections démographiques permettront de dimensionner précisément les infrastructures d'approvisionnement en eau et les équipements publics nécessaires pour assurer un développement harmonieux et durable des sites Ras Elma et Zaouia.

II.2. Catégories de consommation de la région d'étude

La planification de l'approvisionnement en eau potable pour une agglomération dépend étroitement des types de consommateurs présents, car leurs besoins varient en quantité et en qualité. Il est donc essentiel d'identifier et de recenser toutes les catégories de consommateurs afin d'adapter efficacement la gestion des ressources en eau. Dans la région étudiée, les infrastructures d'approvisionnement en eau potable sont actuellement inexistantes ou très limitées. Les équipements nécessaires pour répondre aux besoins en eau potable, notamment pour les usages domestiques et scolaires, devront donc être réalisés dans un futur proche. On distingue principalement deux grandes catégories de consommation : les besoins domestiques, qui concernent l'usage quotidien des ménages pour la boisson, la cuisine, l'hygiène et le nettoyage, et les besoins scolaires, qui correspondent à la consommation d'eau dans les établissements éducatifs pour les élèves, le personnel et les activités pédagogiques. Cette distinction permettra d'optimiser la distribution future et de garantir un approvisionnement suffisant et adapté à chaque usage, tout en préservant la qualité de l'eau distribuée.

II.3. Evaluation des besoins en eaux potables

II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation

L'évaluation des besoins en eau potable est réalisée à partir des consommations journalières moyennes observées dans l'agglomération, exprimées en litres par habitant et par jour (l/hab/j). Cette estimation nécessite la définition d'une norme unitaire, dite **dotation**, qui représente la quantité moyenne d'eau consommée quotidiennement par un usager, en fonction des caractéristiques socio-économiques et des ressources hydriques disponibles.

La dotation est déterminée en tenant compte des contraintes hydrauliques, des capacités d'approvisionnement actuelles, ainsi que des prévisions d'évolution démographique et des niveaux de vie.

Dans le cadre de cette étude, la dotation actuelle et à l'horizon futur est fixée à **150 l/hab/j**, correspondant aux conditions d'approvisionnement et de consommation dans la région Algérienne**.**

Ces valeurs sont conformes aux recommandations techniques et aux données statistiques fournies par la Direction des Ressources en Eau (DRE) de la wilaya de Skikda, qui prend en compte les spécificités locales en matière de ressources et de consommation.

L'utilisation de ces normes unitaires permettra de dimensionner avec précision les infrastructures d'adduction, de stockage et de distribution d'eau potable nécessaires pour répondre à la demande présente et future.

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{Q_{moy,j}=\frac{Dot\times N}{1000}\ (m^3/j)} \qquad \mathbf{II.\ (2)}$$

Où :

- Qmoy,j : représente la consommation moyenne journalière en mètres cubes par jour (m^3/j) ;
- Dot : correspond à la dotation journalière en litres par habitant et par jour (l/j/hab) ;
- N désigne le nombre total de consommateurs (habitants).

Cette formule permet de convertir la consommation unitaire en volume total d'eau consommée par jour, facilitant ainsi le dimensionnement des infrastructures d'approvisionnement.

II.4. Calcul des besoins en eau

II.4.1 Besoins domestiques

Les besoins domestiques correspondent à l'ensemble des usages de l'eau liés à la vie quotidienne, tels que : la consommation pour la boisson, la préparation des repas, l'hygiène corporelle (douches, bains), le nettoyage, le lavage de la vaisselle et du linge, ainsi que d'autres usages domestiques courants.

Les résultats des calculs relatifs à ces besoins sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Estimation des besoins domestiques de Ras Elma et Zaouia

Localités		**Année**	**Nombre d'habitant**	**Dotation (l/j/hab)**	**Consommation moyenne journalière (m^3/j)**
Ras Elma	POS 3	2025	21456	150	3218,4
		2055	25679	150	3851,85
Zaouia	POS 4 et POS 6	2025	12409	150	1861.35
		2055	14853	150	2227.95

II.4.2 les besoins des équipements publics

II.4.2.1 Les équipements actuels

Les équipements actuels concernant les deux localités Ras Elma et Zaouia sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Estimation des besoins en eau des équipements publics actuels

Localités	Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy.j (l/j)	Qmoy.j (m^3/j)	Oéquip,tot (m^3/j)
Ras ELMA POS 2	Ecole primaire	élève	800	15	12000	120	337,5
	Collège	élève	650	15	9750	97,5	
	Mosquée	Fidèle	800	15	12000	120	
ZAOUIA POS 6	Mosquée	Fidèle	60	15	900	9	9

II.4.2.2 Les équipements projetés

Les équipements projetés concernant les deux localités Ras Elma et Zaouia sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Estimation des besoins en eau des équipements publics projetés

Localités	POS	Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy.j (m^3/j)	Total (m^3/j)
Ras Elma	POS 2	Ecole primaire	Elève	1000	20	20	127,24
		Block administratif	Employé	80	25	2	
		Lycée	Elève	2000	40	80	
		salle de soins	Patient	500	50	25	
		Bibliothèque	employé	12	20	0,24	
Zaouia	POS 6	Block administratif	employé	120	25	3	3

II.4.3 Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

Localités	POS	horizon	Besoins domestiques (m3 /j)	Besoins des équipements Publics (m3 /j)	Consommation moyenne total (m3 /j)
Ras Elma	POS 2 et POS 3	2025	3218,4	337,5	3555.9
		2055	3851,85	464,74	4316.59
Zaouia	POS 4 et POS 6	2025	1861,35	9	1845.15
		2055	2227,95	12	2239.95

II.4.4 Fuites et gaspillages :

Les pertes d'eau dans les réseaux d'alimentation potable sont inévitables et résultent principalement de fuites, de ruptures ou de gaspillages. Ces pertes, exprimées par le coefficient Kf (rapport entre le volume perdu et le volume produit), varient généralement de 10 à 20 %, mais peuvent atteindre jusqu'à 40 % dans les réseaux anciens ou mal entretenus.

Pour cette étude, les pertes sont estimées à 15 % de la consommation totale moyenne d'eau.

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des consommations journalières avec fuites.

Localités	horizon	Consommation moyenne journalière total (m3 /j)	Pourcentage de fuites et de gaspillages	Fuites et gaspillages (m^3 /j	Total (m^3 /j)
Ras Elma	2025	3555,9	0,15	533,385	4089,285
	2055	4316,59	0,15	647,4885	4964,0785
Zaouia	2025	1845,15	0,15	276,7725	2121,9225
	2055	2239,95	0,15	335,9925	2575,9425

II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

II.5.1 Consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière correspond au débit requis pour satisfaire les besoins durant la journée la plus chargée de l'année. Elle est calculée en appliquant un **coefficient d'irrégularité journalière maximale** (Kmax,j) à la consommation moyenne journalière (Qmoy,j)

$Q_{max,j}=K_{max,j}\times Q_{moy,j}$ (II.3)

- **Plage de variation** : $K_{max,j}\in[1{,}1 – 1{,}3]$ (valeur retenue : $K_{max,j}=1{,}3$).

Tableau II.8 : Consommations maximale journalière

Localités	horizon	$\boldsymbol{Qmoy}$j (m3/j)	K maxj	Q maxj (m3/j)
Ras El Ma	2025	4089,285	1,3	5316,071
	2055	4964,0785	1,3	6453,302
Zaouia	2025	2121,9225	1,3	2758,499
	2055	2575,9425	1,3	3348,725

II.5.2 Consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière reflète le débit minimal observé durant la journée la moins consommatrice. Elle est déterminée à l'aide d'un **coefficient d'irrégularité journalière minimale** (Kmin,j) :

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

- **Plage de variation** : Kmin,j∈[0,7 – 0,9] (valeur retenue : Kmin,j=0,9).
- Ce coefficient permet d'éviter le surdimensionnement des infrastructures lors des périodes de faible demande.

Ces coefficients garantissent une couverture intégrale des besoins en eau tout au long de l'année et servent de base pour dimensionner les réseaux d'adduction (débit maximal) et évaluer la résilience du système lors des périodes critiques (débit minimal).

Tableau II.9 : Consommations minimale journalière

Localités	horizon	$Qmoy$j (m3/j)	K minj	Q minj (m3/j)
Ras El Ma	2025	4089,285	0,9	3680,3565
	2055	4964,0785	0,9	4467,67065
Zaouia	2025	2121,9225	0,9	1909,73025
	2055	2575,9425	0,9	2318,34825

II.6 Variations des débits horaires

Les débits de consommation en eau potable subissent des variations non seulement journalières, mais aussi **horaires**. Pour calculer le débit nécessaire à chaque heure de la journée, on utilise les pourcentages horaires du débit maximal journalier fournis en **Annexe 1**, en fonction de la taille de la population desservie.

Formule de calcul du débit horaire :

Le débit horaire requis (Q_h) est déterminé par la relation suivante :

$$Q_h=\frac{p\%\times Q_{moy,j}}{100} \quad \textbf{(II.5)}$$

Où :

- Q_h : Débit horaire nécessaire (en m³/h) ;
- p% : Pourcentage horaire du débit maximal journalier (valeur issue de l'Annexe 1) ;
- Qmoy,j : Consommation moyenne journalière (en m³/j).

II.6.1 Variation du débit horaire pour Ras Elma

La population de Ras Elma est entre 10 001 habitants et 50 000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II.10 : Variation du débit horaire de Ras Elma pour l'horizon 2055.

Heures	Consommation totale Qmax.j=6453,302 m3 /j		Consommation cumulée	
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1,5	96,800	1,5	96,800
1—2	1,5	96,800	3	193,599
02—03	1,5	96,800	4,5	290,399
03—04	1,5	96,800	6	387,198
04—05	2,5	161,333	8,5	548,531
05—06	3,5	225,866	12	774,396
06—07	4,5	290,399	16,5	1064,795
07—08	5,5	354,932	22	1419,726
08—09	6,25	403,331	28,25	1823,058
09—10	6,25	403,331	34,5	2226,389
10—11	6,25	403,331	40,75	2629,721
11—12	6,25	403,331	47	3033,052
12—13	5	322,665	52	3355,717
13-14	5	322,665	57	3678,382
14-15	5,5	354,932	62,5	4033,314
15-16	6	387,198	68,5	4420,512
16-17	6	387,198	74,5	4807,710
17-18	5,5	354,932	80	5162,642
18-19	5	322,665	85	5485,307
19-20	4,5	290,399	89,5	5775,705
20-21	4	258,132	93,5	6033,837
21-22	3	193,599	96,5	6227,436
22-23	2	129,066	98,5	6356,503
23-24	1,5	96,800	100	6453,302
Total	100	6453,302		

Le débit de pointe Qmax.h pour la localité Ras Elma est de 403.331 m^3 /h et se situe entre 08h du matin et 12h de l'après-midi.

II.6.2 variation du débit horaire pour Zaouia :

La population de Zaouia est également entre 10 001 et 50 000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II.11: Variation du débit horaire de Zaouia pour l'horizon 2055

Heures	Consommation totale Qmax.j=3348,725 m3 /j		Consommation cumulée	
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1,5	50,231	1,5	50,231
1—2	1,5	50,231	3	100,462
02—03	1,5	50,231	4,5	150,693
03—04	1,5	50,231	6	200,924
04—05	2,5	83,718	8,5	284,642
05—06	3,5	117,205	12	401,847
06—07	4,5	150,693	16,5	552,540
07—08	5,5	184,180	22	736,720
08—09	6,25	209,295	28,25	946,015
09—10	6,25	209,295	34,5	1155,310
10—11	6,25	209,295	40,75	1364,605
11—12	6,25	209,295	47	1573,901
12—13	5	167,436	52	1741,337
13-14	5	167,436	57	1908,773
14-15	5,5	184,180	62,5	2092,953
15-16	6	200,924	68,5	2293,877
16-17	6	200,924	74,5	2494,800
17-18	5,5	184,180	80	2678,980
18-19	5	167,436	85	2846,416
19-20	4,5	150,693	89,5	2997,109
20-21	4	133,949	93,5	3131,058
21-22	3	100,462	96,5	3231,520
22-23	2	66,975	98,5	3298,494
23-24	1,5	50,231	100	3348,725
Total	100	3348,725		

Le débit de pointe Qmax.h pour la localité Zaouia est de 209.295 m^3 /h et se situe entre 08h et 12h.

II.7 Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau

La confrontation entre les besoins projetés en eau potable et les ressources hydriques disponibles constitue un indicateur clé pour la planification hydraulique.

Le bilan hydrique est établi en distinguant :

- Les ressources globales disponibles, incluant les eaux souterraines et superficielles ;

Dans ce contexte, la ressource exploitable est considérée constante jusqu'en 2055, conformément aux données actuelles,et la seule ressource disponible est celle souterraine.

Le déficit est calculé par la différence entre le débit des besoins totaux projetés (Qbesoins) et le débit des ressources disponibles (Qressources) :

Tableau II.12 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins à l'horizon 2025

Localités	Besoins en eau (m3/j)	Besoins Totaux (m3/j)	Besoins Totaux (l/s)	Production en eau existante (m3 /j)	Déficit (l/s)
Ras Elma	5316.0705	7074.57	81.88	14,37	-67.51
Zaouia	2758,499				

Tableau II 13 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins à l'horizon 2055

Localités	Besoins en eau (m3/j)	Besoins Totaux (m3/j)	Besoins Totaux (l/s)	Production en eau existante (m3 /j)	Déficit (l/s)
Ras Elma	6453.302	9802.027	113.45	14,37	-99.08
Zaouia	3348.725				

Les résultats indiquent un déficit hydrique important, variant de 79.441 L/s en 2025 à 99.621 L/s en 2055, ce qui souligne une inadéquation croissante entre l'offre et la demande.

Ce déséquilibre impose la mise en œuvre de mesures correctives, telles que l'amélioration de l'efficacité du réseau, la diversification des sources d'approvisionnement, ou encore la promotion d'usages économes de l'eau.

Conclusion

L'analyse détaillée menée dans ce chapitre a permis d'établir une estimation précise des besoins en eau potable pour les sites de Ras Elma et Zaouia à l'horizon 2025 et 2055.

Les projections démographiques, basées sur un taux d'accroissement annuel de 1,2 %, indiquent une augmentation significative de la population, passant respectivement de 21 456 à 25 679 habitants pour Ras Elma, et de 12 241 à 14 853 habitants pour Zaouia. Cette croissance démographique se traduit par une augmentation conséquente des besoins en eau, avec une dotation unitaire de 150 litres par habitant et par jour.

Les calculs des consommations moyennes, maximales et minimales journalières, ainsi que les variations horaires, ont permis de dimensionner les débits nécessaires pour répondre aux fluctuations de la demande. Les pertes liées aux fuites et gaspillages, estimées à 15 % de la consommation totale, ont également été intégrées dans le bilan global.La comparaison entre les besoins projetés et les ressources hydriques disponibles révèle un déficit hydrique croissant, avec un manque estimé entre 67.51 L/s en 2025 et 99.0 L/s en 2055. Ce déséquilibre souligne la nécessité d'une planification rigoureuse et proactive pour assurer la pérennité de l'approvisionnement en eau potable.

Ces résultats constituent une base essentielle pour la suite de cette étude, qui portera sur l'**étude détaillée du réseau d'adduction d'eau potable**. Le chapitre suivant analysera les capacités actuelles du réseau, proposera des scénarios d'optimisation et de développement, et visera à garantir la satisfaction des besoins existants et futurs en eau potable pour les deux localités.

Chapitre III: Etude de stockage

Introduction

Le stockage d'eau potable joue un rôle essentiel dans le fonctionnement des réseaux d'alimentation hydraulique des agglomérations. Il assure la régulation des débits et des pressions dans le réseau, la continuité de la distribution lors des périodes de pointe ou d'arrêts temporaires des stations de pompage, ainsi que le maintien d'une réserve suffisante pour la lutte contre l'incendie.

Dans les régions spécifiques de Ras El Ma et Zaouia, le dimensionnement adapté des réservoirs de stockage est un élément clé pour garantir un approvisionnement stable, sécuritaire et durable en eau potable. Ce chapitre présente les principes, les fonctions, et les critères de conception des réservoirs, ainsi que le choix des emplacements et du nombre optimal des ouvrages nécessaires selon les besoins projetés à l'horizon 2055.

L'approche méthodologique retenue permet d'assurer que les installations de stockage respectent les normes d'hygiène, de sécurité, et d'efficacité hydraulique, tout en tenant compte des caractéristiques propres à la zone d'étude.

III.1. Définition

Un réservoir d'eau potable est une structure fermée destinée à stocker l'eau pour assurer une alimentation stable et sécurisée. Sa capacité est choisie pour répondre aux fluctuations instantanées et journalières de la consommation, ainsi qu'aux besoins de réserve incendie et de sécurité.

III.2. Fonctions des réservoirs

- **Stabilisation des pressions** dans le réseau en absorbant les pics de consommation et en prévenant les coups de bélier.
- **Stockage tampon** pour compenser les variations horaires voire journalières de la demande.
- **Réserve de sécurité** en cas de panne ou d'arrêt des installations de production (pompes, traitement).
- **Réserve incendie** pour assurer un débit et une pression suffisants en cas d'incendie.
- **Optimisation des coûts** en réduisant les diamètres de conduites et la puissance de pompage.

III.3. Classification des réservoirs

III.3.1. Selon l'emplacement

- **Réservoirs enterrés** : avantageux pour la protection sanitaire et thermique, mais coût de terrassement important.
- **Réservoirs semi-enterrés** : compromis entre coût et protection.
- **Réservoirs hors sol / sur tours** : hauteur utile pour pression statique, utiles en terrain plat.

III.3.2. Selon la forme

- **Rectangulaire / carrée** : adapté pour les grandes capacités, facilité de construction en béton armé.
- **Circulaire** : meilleure résistance aux contraintes, adaptées aux réservoirs de taille moyenne.

III.3.3. Selon le matériau

- Béton armé (le plus courant)
- Métallique (acier, fonte)
- Matériaux composites (moins fréquents)

III.4. Équipements des réservoirs

Chaque réservoir doit disposer des équipements suivants pour assurer sa fonction et sa sécurité :

Tableau III.1 : tableau récapitulatif des équipements de réservoir et leurs rôles

Équipement	Description et rôle
Conduite d'arrivée (alimentation)	Arrivée en siphon noyé ou en entrée basse, côté opposé à la sortie pour garantir un bon brassage et éviter les dépôt.
Conduite de départ (distribution)	Placée au fond, près du radier, équipée d'une crépine anti-vortex pour éviter l'aspiration d'air et un robinet à survitesse.
Conduite de vidange	Permet la vidange intégrale pour entretien, raccordée à la canalisation de trop-plein.

Conduite de trop-plein	Assure l'évacuation de l'excès d'eau en cas de sur-remplissage, dirigée vers un exutoire contrôlé.
Conduite by-pass	Permet le passage de l'eau lors de l'arrêt temporaire du réservoir pour entretien.
Matérialisation réserve incendie	Système à siphon assurant le maintien d'une réserve constante dédiée à l'incendie.

III.5. Hygiène et sécurité :

- Revêtement intérieur étanche, lisse et conforme aux normes sanitaires (peinture époxy ou matériaux inertes).
- Accès sécurisé avec dispositifs anti-intrusion.
- Ventilation filtrée antibactérienne.
- Programmes réguliers de nettoyage et désinfection au moins une fois par an et idéalement deux fois par an.
- Installation prévue pour l'échantillonnage d'eau afin de contrôler la qualité.

III.6. Nombre et emplacement des réservoirs

III.6.1. Nombre de réservoirs

Selon l'étude hydraulique et la géographie du site, quatre réservoirs sont prévus :

- ✓ **Réservoir de distribution de Ras Elma** (capacités importantes pour couvrir la demande et réserve sécurité).
- ✓ **Réservoir de distribution de Zaouia** (pour les besoins spécifiques de la zone).

En plus d'une bâche de reprise dont le dimensionnement est inclue dans l'étude du pompage.

III.6.2. Emplacement

- ✓ **Le réservoir principal** est implanté à proximité de Ras Elma, à une altitude supérieure à la cote piézométrique maximale à desservir, assurant une pression suffisante dans l'ensemble du réseau.
- ✓ **La bâche de reprise** est située directement à la sortie de la station de pompage, ce qui stabilise les débits et atténue les variations.
- ✓ **Le réservoir de Zaouia** est localisé en aval de la première station de pompage.

III.7. Dimensionnement des réservoirs de distribution projetés

Le dimensionnement du réservoir d'alimentation constitue une étape incontournable pour garantir la régularité et la continuité de l'approvisionnement en eau potable, en assurant un stockage entre la station de pompage et le réseau de distribution. La méthode analytique, fondée sur l'analyse fine des variations horaires de consommation et de refoulement, permet d'estimer précisément la capacité nécessaire pour répondre aux fluctuations quotidiennes de la demande.

La station de pompage qui alimentent les réservoirs fonctionnent sur un cycle de 20 heures par jour, avec des périodes de pompage (refoulement) et d'arrêt, influençant le niveau d'eau dans les réservoirs. On choisit les horaires d'arrêt de la pompe dans la période de faible consommation entre 00h et 04h.

On dimensionner le réservoir d'alimentation par la méthode analytique représenté par le tableau horaire, basé sur les pourcentages de consommation (%) et de refoulement (%) ainsi que les variations du volume d'eau stocké.

Tableau III.2 : tableau de calcul du volume de réservoir

Heures	Ch (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
00-01	1,5	0		1,5	7,5
01—02	1,5	0		1,5	6
02—03	1,5	0		1,5	4,5
03—04	1,5	0		1,5	3
04—05	2,5	5	2,5		5,5
05—06	3,5	5	1,5		7
06—07	4,5	5	0,5		7,5
07—08	5,5	5		0,5	7
08—09	6,25	5		1,25	5,75
09—10	6,25	5		1,25	4,5
10—11	6,25	5		1,25	3,25
11—12	6,25	5		1,25	2
12—13	5	5		0	2

Tableau III.2 : tableau de calcul du volume de réservoir (suite)

Heures	Ch (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
13-14	5	5		0	2
14-15	5,5	5		0,5	1,5
15-16	6	5		1	0,5
16-17	6	5		1	-0,5
17-18	5,5	5		0,5	-1
18-19	5	5		0	0
19-20	4,5	5	0,5		0,5
20-21	4	5	1		1,5
21-22	3	5	2		2,5
22-23	2	5	3		5,5
23-24	1,5	5	3,5		9

Le tableau présente les pourcentages de consommation horaire, le pourcentage d'eau refoulée par la station de pompage, et le volume restant dans le réservoir à chaque heure.

La variation maximale et minimale dans le volume stocké correspond respectivement aux valeurs max +9 et min −1, exprimées en pourcentage du débit maximal journalier.

III.7.1. Calcul du volume utile

La formule analytique pour le volume utile nécessaire Vu du réservoir est donnée par :

$$\mathbf{Vu = = [|rest\ max| + |rest\ min|]\ 100 \times Qmax\ j\ (m^3)} \qquad \mathbf{(III.1)}$$

Avec :

- **reste max :** volume max qui reste dans le réservoir
- **reste min:** volume min qui reste dans le réservoir
- **Qmax,j :** débit max journalier de l'agglomération en m^3/j

III.7.2. Calcul du volume total

Le volume total d'un réservoir d'alimentation en eau potable correspond à la capacité globale que doit posséder ce réservoir pour assurer une alimentation stable et continue en tenant compte des besoins journaliers moyens, des variations horaires de consommation, ainsi que des réserves nécessaires pour des usages spécifiques comme la lutte contre les incendies ou le nettoyage.

Le volume total :

Vt = Vu + V inc (m^3) **(III.2)**

Avec :

- *Vu* : Volume utile du réservoir (m^3)
- Vin*c* : Volume d'incendie (m^3)
- Vinc=120 m^3

III.7.3. Choix du volume normalisé

Afin de s'adapter aux volumes standardisés facilitant la construction et la coordination dans le système d'approvisionnement, il est conseillé d'arrondir à un volume normalisé supérieur.
Les volumes normalisés usuels sont des multiples de 250 ou 500 m^3.

III.7.4. Calcul de la section et du diamètre du réservoir

Hauteur optimale du réservoir :

Pour faciliter la construction et la gestion du réservoir, on adopte une hauteur optimale d'eau H. Cette hauteur est compatible avec les contraintes techniques et facilite la maintenance et vérifie la condition : $\frac{\mathbf{H}}{\mathbf{D}} \approx \mathbf{0.7}$

Section du réservoir :

La surface de la section transversale du réservoir S est calculée par la relation volumique :

$$\mathbf{S} = V / H \qquad \textbf{(III.3)}$$

Diamètre du réservoir :

Pour une forme cylindrique classique pour le réservoir, le diamètre D est déduit de la formule de l'aire du cercle :

$$\mathbf{S}=\frac{4D^2}{\pi} \qquad \textbf{(III.4)}$$

D'où : $\mathbf{D=\sqrt{\frac{4S}{\pi}}}$

III.7.5. Capacité du réservoir de Ras Elma

Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : tableau récapitulatif de dimensionnement de réservoir de distribution de Ras Elma

Paramètre	**Valeur calculée**
Débit maximal journalier (m^3/j)	6458,3020
Volume utile Vu (m^3)	645,83
Volume d'incendie Vinc (m^3)	120
Volume total Vt (m^3)	765,83
Volume normalisé retenu (m^3)	**1000**
Hauteur du réservoir (m)	7
Section transversale (m^2)	142.86
Diamètre du réservoir (m)	13.47
Rapport H/D	0,52

- La valeur de H/D se rapproche de 0.7 d'où le choix et vérifié.

III.7.6. Capacité du réservoir de Zaouia

Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : tableau récapitulatif de dimensionnement de réservoir de distribution de zaouia

Paramètre	Valeur calculée
Débit maximal journalier (m^3/j)	3348.725
Volume utile Vu (m^3)	334.87
Volume incendie Vinc (m^3)	120
Volume total Vt (m^3)	454.87
Volume normalisé retenu (m^3)	**500**
Hauteur du réservoir (m)	7
Section transversale (m^2)	71.43
Diamètre du réservoir (m)	9.53
Rapport H/D	0,73

- La valeur de H/D se rapproche de 0.7 donc le choix est validé.

Conclusion :

Le dimensionnement des réservoirs d'eau potable dans la zone d'étude de Ras Elma et Zaouia a été réalisé avec une méthodologie analytique rigoureuse, prenant en compte les variations horaires de la demande, les réserves nécessaires pour la sécurité incendie, et la continuité de la distribution.

Les capacités calculées pour les réservoirs répondent aux besoins futurs estimés à l'horizon 2055. Le réservoir principal de Ras Elma a ainsi été dimensionné avec un débit maximal journalier de 6458,3 m³, un volume utile de 645,8 m³, et un volume total normalisé de 1000 m³. De même, le réservoir de distribution de Zaouia, conçu pour un débit maximal journalier de 3348,7 m³, présente un volume utile de 334,9 m³ et un volume total normalisé de 500 m³.

Par ailleurs, les bâches de reprise situées à la sortie des stations de pompage seront dimensionnées dans l'étude de pompage.

En conclusion, cette étude de stockage garantit un dimensionnement adapté, fiable et pérennité des infrastructures de stockage, contribuant à une alimentation en eau potable stable, sécurisée et conforme aux exigences réglementaires et techniques.

Chapitre IV: Etude d'adduction

Introduction

Le chapitre IV porte sur l'étude du réseau d'adduction d'eau potable destiné à alimenter les localités de Ras Elma et Zaouia. Ce travail s'appuie sur l'évaluation des besoins en eau potable à l'horizon 2025 et 2055 ainsi que sur les contraintes topographiques et techniques du terrain.
L'objectif principal est de concevoir un réseau hydraulique fiable, économique et performant, capable de s'adapter aux variations de la demande. Le chapitre présente les types d'adduction (gravitaire, refoulement, mixte), les différents modes d'écoulement (surface libre, en charge), le choix des matériaux de canalisation, le tracé optimal des conduites, ainsi que leur dimensionnement hydraulique associé.

IV.1. Types d'adduction

Les systèmes d'adduction d'eau potable peuvent être classés en trois grandes catégories selon leur mode de fonctionnement hydraulique :

IV.1.1. Adduction gravitaire

L'adduction gravitaire repose sur l'écoulement de l'eau sous l'effet de la gravité, uniquement. Ce type d'adduction est applicable lorsque la source d'eau se situe à une altitude supérieure à celle du point de distribution ou du réservoir. L'écoulement peut se faire en charge (tuyaux pleins sous pression) ou à surface libre (canaux ou conduites partiellement remplies).

IV.1.2. Adduction par refoulement

Dans ce cas, la source d'eau est située à une altitude inférieure à celle du point d'arrivée. L'eau est alors transportée sous pression grâce à une énergie extérieure fournie par des pompes.
Ce système est utilisé lorsque la configuration topographique ne permet pas un écoulement gravitaire direct.

IV.1.3. Adduction mixte

L'adduction mixte combine les deux modes précédents. Elle intervient lorsque le tracé impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire qui reçoit l'eau soit gravitairement, soit par refoulement, puis la redistribue en refoulant ou en gravitant vers le réservoir final. Ce type d'adduction est souvent nécessaire dans les terrains accidentés ou présentant des variations d'altitude importantes.

IV.2. Adduction et types d'écoulement

Le choix du type d'écoulement est fondamental pour la conception hydraulique du réseau. On distingue principalement deux types d'écoulement :

IV.2.1. Écoulement à surface libre

Ce type d'écoulement se rencontre exclusivement dans les adductions gravitaires, où l'eau circule avec une surface libre exposée à l'atmosphère. L'écoulement peut se faire dans des canaux ouverts ou des conduites partiellement remplies. La pente du terrain est un paramètre déterminant pour maintenir un débit adéquat.

IV.2.2. Écoulement en charge

L'écoulement en charge concerne les adductions où la conduite est entièrement remplie d'eau sous pression. Il s'applique aussi bien aux adductions gravitaires sous pression qu'aux adductions par refoulement. Ce mode permet de transporter l'eau sur de longues distances et à travers des reliefs variés, tout en maîtrisant les pertes de charge.

IV.3 choix du materiau de la conduite :

*Selon les critères suivants :

- Type de sol : salin gypseux
- Qualité de l'eau refoulée : eau traité
- Flexibilité
- Disponibilité sur le marché
- Résistance à la pression
- Prix du ml de la conduite

*Pour ce projet On choisit le PEHD pour les raisons suivantes :

- **Flexibilité et Résilience** : Le PEHD est particulièrement apprécié pour sa flexibilité, ce qui lui permet de s'adapter aux mouvements du sol sans se casser.
- **Résistance à la corrosion** : Ce matériau résiste bien aux agressions chimiques, ce qui est un atout dans des environnements potentiellement corrosifs.

- **Installation facile** : Sa légèreté facilite le transport et l'installation, même dans des terrains difficiles
- **Disponible sur le marché pour les différents diamètres**
- **Prix abordable**
- **Bonne résistance à la pression**

IV.4. Choix du tracé :

Le tracé du réseau d'adduction est un élément clé qui influence à la fois la performance hydraulique, le coût d'investissement et la facilité d'entretien. Plusieurs critères doivent guider ce choix :

IV.4.1. Critères de sélection

- **Trajet le plus court et direct** : Le tracé doit minimiser la distance entre la source et le point de distribution pour réduire les coûts d'installation et les pertes de charge.
- **Stabilité du terrain** : Il est essentiel de choisir un terrain stable pour éviter les risques d'affaissement, de glissement ou de rupture des conduites.
- **Accessibilité** : Le tracé doit être facilement accessible pour les travaux de construction, la maintenance et les interventions en cas de réparation.
- **Éviter les contre-pentes** : Les contre-pentes génèrent des points hauts où l'air peut se cantonner, compliquant l'évacuation et pouvant entraîner des phénomènes de coup de bélier.
- **Terrain peu accidenté** : Il est préférable d'éviter les zones rocheuses, les traversées d'oueds, les routes et voies ferrées pour limiter les coûts et les difficultés techniques.
- **Profil en long adapté** : Le profil doit être étudié pour minimiser les coudes serrés et les butées, favorisant ainsi un écoulement fluide et limitant les pertes de charge.
- **Suivi des accotements de route** : Installer la conduite le long des routes facilite l'accès, le transport des matériaux et la gestion des travaux.
- **Prévoir les infrastructures associées** : Le tracé doit tenir compte de la présence ou de la nécessité d'un réseau électrique pour alimenter les équipements de pompage ou de contrôle.

IV.4.2. Choix du type d'adduction et mode d'écoulement

Le système d'adduction d'eau potable étudié s'appuie sur une organisation hydraulique rigoureuse et adaptée aux contraintes topographiques du secteur. Le point de départ est constitué par un réservoir principal d'une capacité de 2 × 2500 m³, alimenté par la station de traitement d'Azzaba.

- **Variante du tracé**

L'eau est initialement transportée par adduction gravitaire jusqu'au point B.

À cet endroit stratégique, une station de pompage est installée pour élever l'eau et la conduire vers le réservoir projeté de Ras Elma. Dans cette conduite, un point de piquage P1 est situé à une distance de 2457 m de la staion de pompage afin d'alimenter le réservoir de Zaouia.

Le type d'écoulement est donc mixte :

- Écoulement gravitaire en charge dans la première partie du réseau.
- Écoulement en charge sous pression dans la deuxième partie.

Schéma général retenu de l'adduction :



Figure IV.1 : Schéma d'adduction (partie gravitaire : Réservoir de Azzaba – Station de pompage)

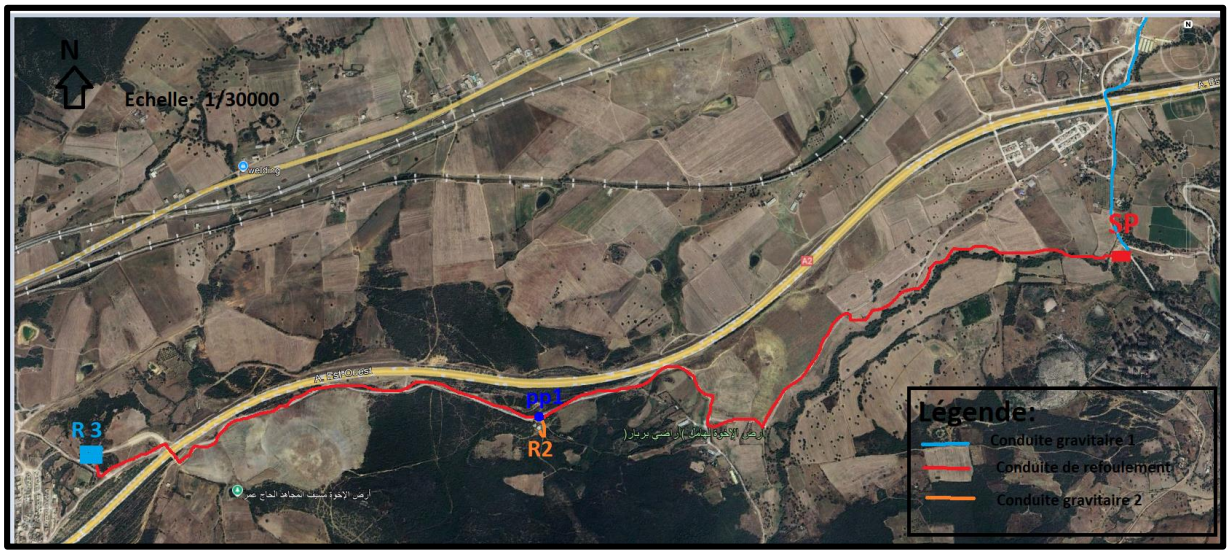


Figure IV.2 : Schéma d'adduction (partie refoulement : Station de pompage – Réservoirs de distributions)

Annotation :

R1 : Réservoir de Azzaba

R2 : Réservoir de Zaouia

R3 : Réservoir de Ras Elma

SP : Station de pompage

PP1 : Point de piquage 1

Tableau IV.1 : Caractéristiques de la variante choisie

Tronçon	Type d'adduction	Linéaire de canalisation
Réservoir deAzzaba- St Pompage1	Gravitaire	12949 m
ST Pompage 1- Point de piquage 1	Refoulement	2457m
Point de piquage1- Réservoir Ras Elma	Refoulement	1946.726 m
Point de piquage 1- réservoir de Zaouia	gravitaire	27.6 m

IV.5. Dimensionnement hydraulique

IV.5.1. Dimensionnement de conduite gravitaire :

Le dimensionnement de la conduite gravitaire se fait avec le diamètre avantageux en connaissant les conditions aux limites et en assimilant la charge disponible à la perte de charge.

IV.5.1.1. La formule de la charge disponible :

$$\Delta H = C_1 - C_2$$

Avec :

C_1 : Niveau d'arrivée (m) et C_2 : niveau de départ (m)

IV.5.1.2. La formule de pertes de charge de DARCY-WEISBAKH :

Elle est donnée par [2]:

$$\Delta Ht = \frac{K * Le * Q^{\beta}}{D^{m}}$$

Avec :

ΔHt : perte de charge totale (m)

K : coefficient de perte de charge

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Le : longueur équivalente de la conduite (m)

$Le = Lg + Le\varepsilon$ (III.2)

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m)

$Le\varepsilon$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Les pertes de charge singulière sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta Ht = 1,10 \times \Delta hlin \Rightarrow Le = 1,10 \times Lg$$

ΔH: Perte de charge linéaire (m)

Tableau IV.2 : Les coefficients K, m et β sont données en fonction du type du matériau

Matériau	K	M	β
Acier et fonte	0.001735-0.00179	5.-5.3	1.9-2
Plastique	0.001052	4.772	2

On tire la valeur du diamètre avantageux à partir de la formule précédente :

$$\text{Dav} = \sqrt[m]{\frac{K * Le * Q^{\beta}}{\Delta H}}$$

IV.5.1.3. La vitesse d'écoulement :

On a : $Q = S * V$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m3/s)

S : section de la canalisation (m2).

$$S = \frac{\pi * D^2}{4}$$

D : diamètre de la conduite (m)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

III.5.1.4 Résultats de calcul des conduites gravitaires :

Les résultats obtenus à l'issue du dimensionnement des conduites gravitaires sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : dimensionnement des conduites gravitaires

Tronçon	Lg (m)	Le (m)	$C_{arrivé}$ (m)	ΔH_d (m)	Q (m^3/s)	D_{cal} (mm)	DN (mm)	PN	DN_{int} (mm)	V (m/s)
R_{Azzaba}-B_{st}	12949	14243.9	77.91	54.17	0.099	290	400	16	327.8	1.1720

IV.5.2. Dimensionnement des conduites de refoulement :

IV.5.2.1.Détermination du débit forcé :

- Débit d'équipement :

$$Qeq = \alpha \times \frac{Qmaxj}{\sum ti}$$

Avec α : coefficient de majoration

$\alpha = (0{,}4 \div 0{,}8)$

Débit forcé :

$$Qf = Qeq + \frac{V\,maxj + V\,n + Vi}{24}$$

Vmax : Le volume maximal demandé au cours de la journée.

Vmax = Volume maximal consommée pendant la journée

Vi : Volume d'incendie

Vn : Le volume prévu à être pris le long de la conduite de refoulement

Il faut que : $1{,}1 < \frac{Qf}{Qeq} < 1{,}2$

IV.5.2.2. Dimensionnement :

La conduite alimentée par refoulement se dimensionne par le diamètre appelé diamètre technico-économique. Ce dernier est un diamètre qui compromit entre le cout d'investissement qui augmente quand le diamètre augmente et inversement avec le cout d'exploitation qui diminue quand le diamètre augmente.

IV.5.2.2.1. Formules générales et empiriques du diamètre économique :

- Formule générale [1] :

$$Dec = E^{\frac{1}{\propto+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} * Ci^{\frac{\beta}{\alpha+m}}$$

Avec :

E : Facteur économique

$$E = 10\, M * \delta * \gamma$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

e : prix de kW/h.

δ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de travail de la station de pompage. Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 * K_j * K_h}$$

K0 : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : K0 = 1.03 à 1.04

Kj : coefficient de la variation journalière de la consommation : Kj= 1.1 à 1.3

Kh : coefficient de la variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation : Kh = 2

Q : débit de la conduite.

Ci : rapport des débits : $\boldsymbol{Ci = Qi / Qt}$

Nous avons les valeurs des paramètres de la formule comme suit :

Tableau IV.4 : Les valeurs de M, α, β, m en facteur de matériau

Tuyau	M	A	β	m
Plastique	**0.13**	**1.95**	**2**	**4.772**

- **Formule de BRESSE : $\mathbf{Dec = 1.5\sqrt{Q}}$**

Cette formule est valable pour les petits projets avec conduite unique et pour des vitesses qui se rapprochent de 0.55m/s et des linéaires d'adduction ne dépassant pas 1km.

- **Formule de BONNIN : Dec** $= \sqrt{Q}$

Valable pour des linéaires de conduite inférieure à 1.5km, cette formule est utilisée en cas de petits projets aussi pour des vitesses qui se rapprochent de 1.25 m/s

Avec :

Dec : diamètre économique de la conduite (m)

Q : débit véhiculé par la conduite (m3 /s)

IV.5.2.2.2. Méthode technico-économique :

Elle se base sur la courbe d'optimisation, résultant du bilan entre le cout d'investissement dans la conduite et celui de l'exploitation en relation avec l'énergie consommée

Après avoir proposé une série de diamètres, on réalise l'étude technico-économique de la conduite du refoulement

❖ **Calcul des frais d'investissement :**

Le cout de l'investissement est évalué en tenant compte des frais d'amortissement et qui sont donnés par la relation suivante :

Fam= Pum* A*Lref

Pum : prix de la conduite (DA)

A : Amortissement annuel, tel que :

$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + 1$

i: Taux d'annuité (i=8%)

n: nombres d'années d'amortissement (n=30ans)

Tableau IV.5 : Calcul des frais de l'investissement

DN(mm)	Epaisseur (mm)	Dint(mm)	A	Pum (DA)	Lref (m)	Fam (DA)	Finv (DA)
125	11,4	102,2	0,089	3222,23	2457	704614,701	8621633,81
140	12,7	114,6	0,089	3966,58	2457	867383,948	10613271
160	14,6	130,8	0,089	5141,53	2457	1124313,79	13757053

Tableau IV.5 : Calcul des frais de l'investissement

DN(mm)	Epaisseur (mm)	Dint(mm)	A	Pum (DA)	Lref (m)	Fam (DA)	Finv (DA)
200	18,2	163,6	0,089	7955,84	2457	1739727,4	21287226,3
225	20,5	184	0,089	9986,92	2457	2183869,76	26721732,2
250	22,7	204,6	0,089	12216,38	2457	2671392,46	32687038,1
280	25,4	229,2	0,089	15233,86	2457	3331233,87	40760827,9
315	28,6	257,8	0,089	19194,83	2457	4197391,06	51359088,4
355	32,2	290,6	0,089	24336,71	2457	5321781,39	65117077,9
400	36,3	327,4	0,089	30798,42	2457	6734782,9	82406500,8
450	40,9	368,2	0,089	38826,44	2457	8490294,11	103886857

❖ **Calcul des frais d'exploitation :**

Fexp =E × Pu (DA).

E = Pabs ×T (Kwh).

Avec

E : Nombre de Kwh consommé en une année **(365 j)** pour une période de pompage de **20h/j**.

T : Le temps de consommation **T= 365 * Tp = 365 * 20= 7300 h/année.**

P : Puissance absorbé avec : Pabs = $\frac{Put}{\eta sp}$

Put= $\rho \times g \times Qf \times H$

- ηsp =ηau ×ηres ×ηm ×ηp (%).

η_{acc} : Rendement d'accouplement = 1

η_{res}: Rendement de transmission = 0.98

η_{p} : Rendement de la pompe choisie =0.708

η_{m} : Rendement du moteur électrique =0.85

- La hauteur manométrique : H = Hg+Δh (m).

Δh : Les pertes de charge totale : Δh=1,05× $\Delta h\ lin = 1{,}1(\lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v\text{^}2}{2\times g})$ (m).

$$\lambda = (1.14 - 0.86ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2}$$

v = $\frac{4\times Q}{\pi \times D^2}$ (m/s).

❖ On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Calcul du cout d'exploitation pour le tronçon Station de pompage- Point de piquage PP1

DN (mm)	Dint(mm)	Hg (m)	Lref (m)	Q (m3/s)	λ	V (m/s)	V^2/(2g)	ΔH_lin (m)	ΔH (m)	H (m)	Put (KW)	ηsp (%)	Pabs (KW)	E(*10^5)	Fexp (DA)
160	130,8	96,73	2457	0,1017	0,01158	7,57	2,92	635,09	698,60	795,33	7934	0,59	468,16	34.18	19104073,1
180	147,2	96,73	2457	0,1017	0,01133	5,98	1,82	344,24	378,66	475,39	474	0,59	279,83	20.43	11419013,9
200	163,6	96,73	2457	0,1017	0,01112	4,84	1,19	199,23	219,15	315,88	315	0,59	185,94	13.57	7587595,65
225	184	96,73	2457	0,1017	0,01088	3,82	0,75	108,32	119,15	215,88	215	0,59	127,07	9.28	5185525,28
250	204,6	96,73	2457	0,1017	0,01068	3,09	0,49	62,55	68,80	165,53	165	0,59	97,44	7.11	3976123,45
280	229,2	96,73	2457	0,1017	0,01047	2,46	0,31	34,76	38,23	134,96	134	0,59	79,44	5.80	3241830,41
315	257,8	96,73	2457	0,1017	0,01025	1,95	0,19	18,90	20,79	117,52	117	0,59	69,18	5.05	2822872,2
355	290,6	96,73	2457	0,1017	0,01004	1,53	0,12	10,17	11,19	107,92	107	0,59	63,52	4.64	2592251,79
400	327,4	96,73	2457	0,1017	0,00984	1,21	0,07	5,49	6,04	102,77	102	0,59	60,49	4.42	2468598,09
450	368,2	96,73	2457	0,1017	0,00965	0,96	0,05	2,99	3,29	100,02	99.7	0,59	58,88	4.30	2402586,72

❖ **La courbe d'optimisation :**

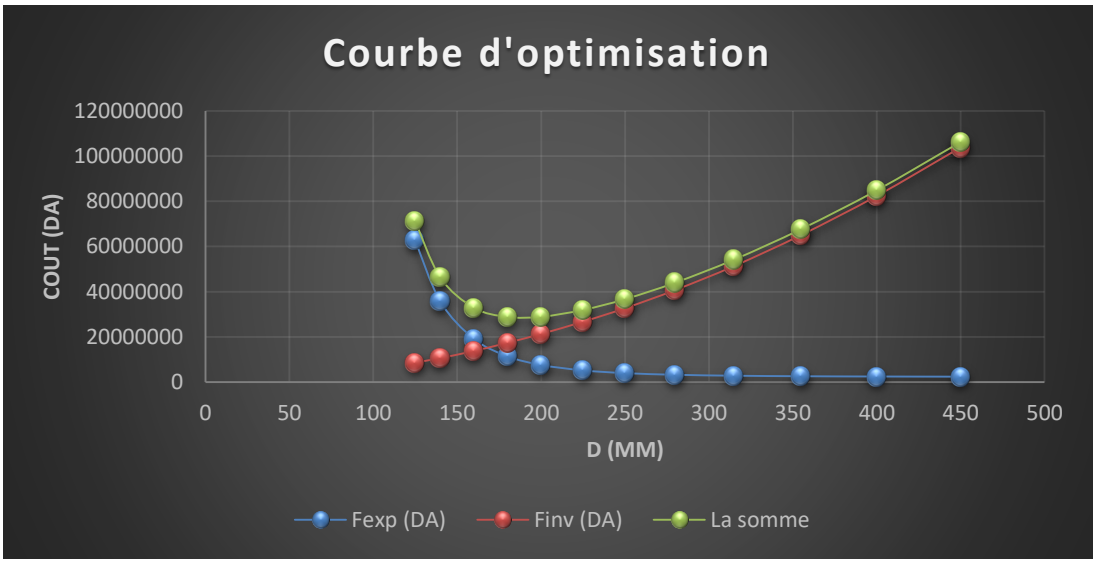


Figure IV.3 : Courbe d'optimisation du tronçon Sp-Pp1

Analyse de la courbe d'optimisation :

Le diamètre économique est : Dec = 160 mm

Dr $_{int}$= 130.8 (mm)

❖ On a Vr = $\frac{4\times Qf}{\pi\times Dr\ int^2}$ = 7.57 > 3 m/s

On choisit un diamètre plus grand afin de garantir une vitesse adéquate

Dr = 400 mm ➔ Drint = 327.8 mm

❖ On calcule la nouvelle vitesse :

⇨ Vr = 1.21 m/s

1m/s< Vr< 3 m/s ➔ la condition est vérifiée

D'où on opte pour un dimètre **DN = 400 mm avec PN16.**

- **Dimensionnement du tronçon Pp1 - R$_{Ras\ Elma}$:**

Le tronçon étudié est considéré comme une ramification, on utilise donc la formule générale.

Avec les coefficients α, β,M et m du PEHD.

Tableau IV.8 : Les résultats de dimensionnement de la conduite Pp1- R$_{_Ras\ Elma}$

E	Q (m3/s)	C_i	Dec (mm)	DN (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	ΔH (m)
4.320	0.0747	0.7344	0.356	400	327.4	0.72	1.85

- Dimensionnement du tronçon pp1-réservoir Zaouia :

Formule de Hazen Williams :

$$D = \left[\frac{Q}{0.278.C.S^{0.54}}\right]^{0.38}$$

S=0.71

C= 150 (coefficient de rugosité de Hazen pour le plastique)

D=66.2mm cad DN=75mm, Dint=67.8mm, v= 7.5m/s, PN6

Prenons : DN= 125mm, Dint=115.4mm, v=2.61m/s, PN6

$$\Delta h = 0.91m$$

IV.6. Calcul de la cote piézométrique au point de ramification :

$$\Delta h = \lambda \frac{Le \times v^2}{D \times 2g} = 1.46\text{m}$$

Cpp1= 200.52-1.46=199.06m

Cp zaouia=Cpp1-Δh

Cp zaouia=198.15m

P zaouia= 1.9 bars,

vue la pression élevée on envisage de placer une vanne réductrice de pression à l'entrée du réservoir.

IV.7. Calcul des pressions aux nœuds :

Cp (i+1) = Cpi- ΔH (i+1-i)

Avec:

Cp (i+1): côte piézométrique au point (i+1)

Cpi : côte piézométrique au point (i)

ΔH (i+1-i) : la perte de charge du point (i+1) au point (i)

P = Cp – Ct

- **Pression du nœud SP :**

$$\boldsymbol{C_{pSP} = C_{R1} - \Delta H_{R1-sp}}$$

$$\boldsymbol{P_{sp} = C_{psp} - C_{Tsp}}$$

- **Pression du nœud PP1 :**

$$\boldsymbol{C_{pPP1} = Hmt - \Delta H_{SP-PP1}}$$

$$P_{pp1} = C_{ppp1} - C_{Tpp1}$$

- **Pression du nœud R2 :**

$$C_{pR2} = C_{pPP1} - \Delta H_{PP1-R2}$$

$$P_{R2} = C_{pR2} - C_{TR2}$$

- **Pression du nœud R3 :**

$$C_{pR3} = C_{pPP1} - \Delta H_{PP1-R3}$$

$$P_{R3} = C_{pR3} - C_{TR3}$$

Tableau IV.9 : tableau récapitulatif des pertes de charge

Tronçon	L (m)	DN (mm)	PN	Dint (mm)	Q (m3/s)	λ	ΔH (m)
R1 - SP	12 949	400	16	327.8	0,099	0,0099829	46,61
SP - PP1	2457	400	16	327.8	0,1017	0,00984	6.04
PP1 - R2	27,6	125	6	115.4	0,0388	0,01084214	0.91
PP1 - R3	1946,726	400	16	327.8	0,07469	0,00984	1.85

Tableau IV.10 : tableau récapitulatif des pressions

Nœud	CT (m)	Cp (m)	P (mce)
R1	132,08	139,08	7
Sp	77,91	85.47	7.56
Pp1	174,64	199.05	24.42
R2	174,37	198.15	23.41
R3	195,52	197.21	1.69

Conclusion :

L'étude d'adduction a permis de définir un schéma hydraulique adapté combinant adduction gravitaire et refoulement pour répondre aux spécificités topographiques du secteur. Le choix du système, des matériaux, et du tracé a été optimisé en fonction des critères techniques, économiques et environnementaux.

Le dimensionnement hydraulique des conduites, réalisé avec les formules et méthodes standards, garantit une distribution efficace avec un compromis optimal entre pression suffisante, pertes de charge maîtrisées et coût global.

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction

Ce chapitre présente l'étude technique de la station de pompage, élément clé du système d'alimentation en eau potable. Il couvre le choix de l'emplacement, le dimensionnement des pompes, les caractéristiques hydrauliques et le fonctionnement, ainsi que la conception du bâtiment et des équipements auxiliaires.

L'objectif est d'assurer une alimentation fiable et adaptée aux besoins actuels et futurs.

V.1 Définition

Une station de pompage est un ouvrage hydraulique composé d'une structure, représentée par le bâtiment, en plus des équipements hydromécaniques et énergétiques de pompage et des équipements d'exploitation

Cette infrastructure est indispensable pour transporter l'eau lorsque l'écoulement gravitaire est impossible, assurant ainsi l'alimentation en eau potable, l'irrigation ou l'évacuation des eaux usées à travers les réseaux sous pression.

V.2. L'emplacement de la station de pompage

V.1.1. Les critères de choix

1. Le site doit être géologiquement stable.
2. Tracé le plus économique en rapprochant les ouvrages (Prise d'eau, station de pompage, ouvrage d'arrivé).
3. Eviter les zones inondables.
4. La prise d'eau doit être placée en amont de l'agglomération.
5. Tenir compte du processus hydro biologique au niveau de la prise d'eau, le site de la prise d'eau par les services publics de la santé.
6. Tenir compte de la variation du plan d'eau d'aspiration.
7. Tenir compte du taux de transport solide.
8. Eviter les propriétés privées et les terrains agricoles et station balnéaires.
9. Eviter les contre pentes.

10. Respecter une distance minimale avec un aéroport de 30 Km.
11. Réduire les travaux de terrassement.
12. Prévoir l'accès aux ouvrages de l'adduction.
13. Prévoir au moins un réseau électrique.
14. Prévoir un système de drainage pour la station de pompage.
15. Prévoir une plateforme plus élevée d'au moins 15 cm à l'entrée de la station de pompage.
16. Prévoir une verdure autour de la station de pompage.

V.3. Choix des équipements hydromécanique et énergétique

V.3.1. Détermination du débit forcé

❖ Débit d'équipement :

$$\boldsymbol{Qeq = \alpha \times \frac{Qmaxj}{\sum ti}} \qquad \textbf{(V.1)}$$

Avec α : coefficient de majoration

$$\alpha = (0{,}4 \div 0{,}8)$$

Débit forcé :

$$\boldsymbol{Qf = Qeq + \frac{V\,maxj + V\,n + Vi}{24}} \qquad \textbf{(V.2)}$$

Vmax : Le volume maximal demandé au cours de la journée.

Vmax = Volume maximal consommée pendant la journée

Vi : Volume d'incendie

Vn : Le volume prévu à être prélevé le long de la conduite de refoulement

Il faut que : $1{,}1 < \frac{Qf}{Qeq} < 1{,}2$

V.3.2. La hauteur manométrique totale

❖ **Calcul de la hauteur géométrique**

$$\boldsymbol{Hg = C_{p\ Ras\ elma} - C_{st}} \qquad \textbf{(V.3)}$$

Hg=120.61m

❖ **Calcul des pertes de charge**

$\Delta h = \Delta h\ asp + \Delta h\ ref$ **(V.4)**

$\Delta h = \Delta h\ asplin + \Delta h\ aspsin + \Delta h\ reflin + \Delta h\ ref$ **sin** **(V.5)**

✓ Les pertes de charge : $\Delta h = \lambda \frac{Le \times v^2}{D \times 2g} = \frac{8 \times \lambda \times Le}{\pi^2 \times g \times D^5} Q^2$ **(V.6)**

Avec :

❖ Le= 1.1 Lg (pour tenir compte des pertes de charge singulières)

❖ $\lambda = \left(1{,}14 - 0{,}86\ ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)\right)^{-2}$

- ε : la rugosité du matériau de la conduite
- Q : $Débit\ de\ pompage$

➢ **Calcul de la hauteur d'élévation de la pompe :**

$$\mathbf{Hmt = Hg + \Delta H + Pex} \qquad \mathbf{(V.7)}$$

Avec :

- Pex : la pression d'exhaure
- Pex = [1-1.5] m = 1 m

- On calcul la perte de charge et la hauteur manométrique avec un diamètre normalisé de 315mm

Tableau V.1 : Résultat de calcul de la HMT de la station de pompage

Qequip (l/s)	Q(l/s)	Hg (m)	ΔH1 (m)	ΔH2 (m)	ΔH_T (m)	HMT (m)
90.76	101.7	120.61	11.2	1.85	13.05	134.65

Afin de réaliser ce choix on utilise le logiciel de sélection **CAPRARI** en faisant entrer ces données pour différentes variantes.

On choisit par la suite la variante qui répond aux critères suivants :

- **Critère de choix du type et nombre de pompes :**

  - Assurer Q et HMT.
  - Nombre minimale de la pompe.
  - Rendement maximal.

- Puissance absorbé minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH) r minimale.
- Encombrement réduit.

Tableau V.2 : Choix de la variante du nombre de pompes

np	Q (l/s)	H (m)	**Qp (l/s)**	**Hp (m)**	**η (%)**	**Pabs (kw)**	**N (tr/min)**	**(NPSH)r (m)**
1	101.7	134.65	-	-	-	-	-	-
2	50.85	134.65	60.6	140	71.1	75	2900	3.52
3	33.9	134.65	30.0	131	71.5	22	2900	2.25
4	25.46	134.65	24.6	133	69.7	15	2900	1.98

- D’après les critères : On choisit la variante n°2 : np = 2 pompes

On a alors 2 pompes, en plus d’une pompe de secours identiques.

V.3.3. Dimensionnement des conduites d’aspirations

Le nombre des conduites d’aspiration est de trois

- ***Dimensionnement :***

Pour cette méthode on suppose le Da :

Tel que : Da > da

Avec :

- **da : (DNa)** Diamètre de la tubulure d’aspiration de la pompe

da = 100 mm

- **Da :** Diamètre de la conduite d’aspiration.

On suppose

Da = 160 mm (Dint= 130.8 mm)

- Il faut vérifier la vitesse d’écoulement de l’aspiration pour la conduite de PEHD :

$\mathbf{0,5\ m/s \leq Va \leq 1,5\ m/s}$.

$$\mathbf{Va = \frac{4 \times Q}{\pi \times Da^2}} \qquad \mathbf{(V.8)}$$

$$\mathbf{Q = \frac{Qf}{np} = 0.05085\ (m^3/s)} \qquad \mathbf{(V.9)}$$

Va= 3.78 m/s > 1.5 m/s

- On suppose un diamètre plus grand pour régler la vitesse d'écoulement :

Da= 400 mm (Dint= 327.8 mm)

Va= 0.61 m/s

- La condition est donc vérifiée :

0,5 m/s≤ Va=0.61≤1,5 m/s.

V.4 Choix de nombre et dimensionnement de la conduite de refoulement :

V.4.1 Choix du nombre de conduites principales et leur dimensionnement :

- Pour des raisons économiques et d'exploitation, nous optons pour une seule conduite principale de refoulement, en PEHD, ayant un diamètre nominale de 400mm avec un PN16 (chap IV)

V.4.2. Dimensionnement :

- Pour déterminer le diamètre de la conduite de refoulement il faut réaliser une étude technico-économique.
- D'après, le chapitre précédent, nous rappelons les résultats suivants :

Tableau V.3 : Dimensionnement de la conduite de refoulement

DN (mm)	DN intérieur (mm)	Vitesse de refoulement (m/s)
400	327.8	1.21

V.5. Les équipements en amont et en aval de la pompe

V.5.1.Equipement en amont de la pompe

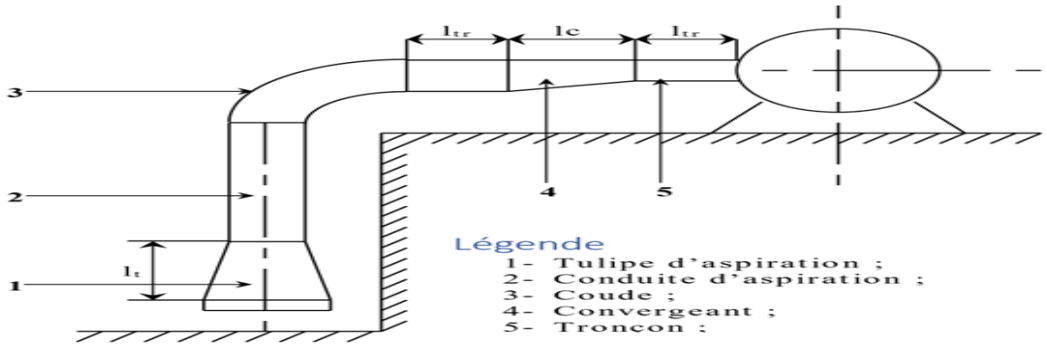


Figure V.1. Schéma des équipements en amont de la pompe

Tableau V.4 : dimensionnement des équipements en amont de la pompe

Da (mm)	da (mm)	De (mm)	Ltr (mm)	Lc (mm)	Y (mm)
280	100	336	600	630	30

- **Da :** Diamètre de la conduite d'aspiration.
- **da :** Diamètre de la tubulure d'aspiration.
- **De :** Diamètre de la tulipe.

$$De = (1,2 \div 1,5)\, Da = 1,2\, Da \qquad (V.10)$$

Ltr :

$$ltra > 2\, Da \rightarrow ltr > 560mm$$

lc :

$$lc = (3,5 \div 4)\,(Da - da)\text{ , on prend : } lc = 3.6\,(Da - da)$$

y : On a Da < 500 (mm) alors y= 30 (cm).

V.5.2. Equipement en aval de la pompe

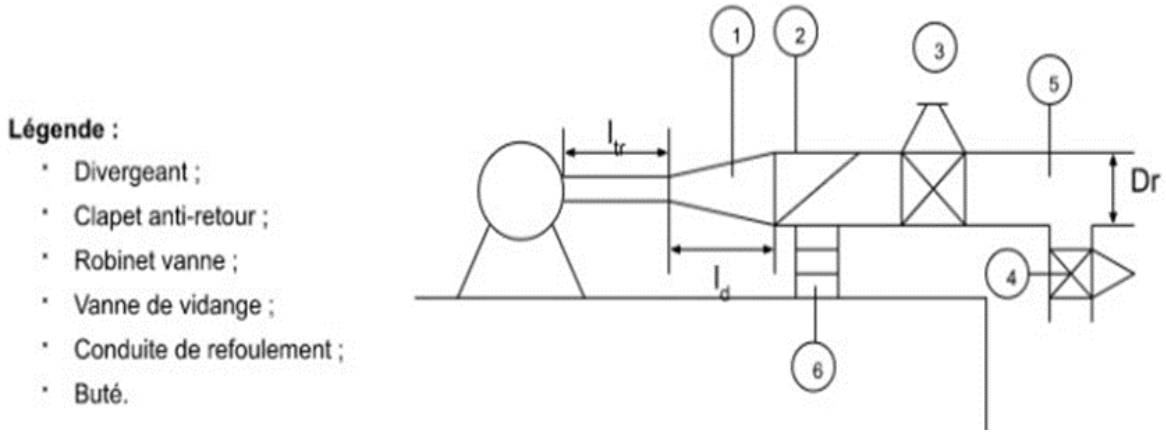


Figure V.2. Schéma des équipements en aval de la pompe

Tableau V.5 : Dimensionnement des équipements en aval de la pompe

Dr (mm)	dr (mm)	dvid (mm)	Ltref (mm)	Ldiv (mm)
400	80	100	1000	560

- **ltref > 2 Dr**

ltref > 800 mm ltref = 1000 (mm)

d vidange = $\frac{Dr}{4} = \frac{400}{4}$ **= 100 (mm)**

L div = (3,5 ÷ 4) (Dr – dr) = 3,5 (400-80) =1120 (mm)

Avec :

- **dr :** Diamètre de la tubulure de refoulement = **80 (mm)**
- **Dr :** Diamètre de la conduite de refoulement.

V.6. L'étude de fonctionnement de la pompe

V.6.1. Tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement

- On trace les 2 courbes :

1/ La courbe : **Hc=f(2Q)**

tel que :

$$Hc = Hg + \Delta h \qquad (V.11)$$

$$\Delta h = R(2Q)^2 = 4RQ^2 \qquad (V.12)$$

- Calcul de la résistance de la conduite :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times Le}{g \times \pi^2 \times D^5} \qquad (V.\ 13)$$

Avec : Le= 1.1*L

Hg = 120.61 m; L = 2457 m ; D=0.3278m ; λ= 0.00984 ; R =527.8 Pa.s/m3

Δh = 2322.32 Q^2

Hc = 120.61+2322.32Q^2

2/ La courbe : Hp=f(Q)

- On la tire à partir de la fiche technique de la pompe
- On a deux pompes identiques en parallèle

D'où : **Q= Q1(H) +Q2(H) = 2 Q1(H)**

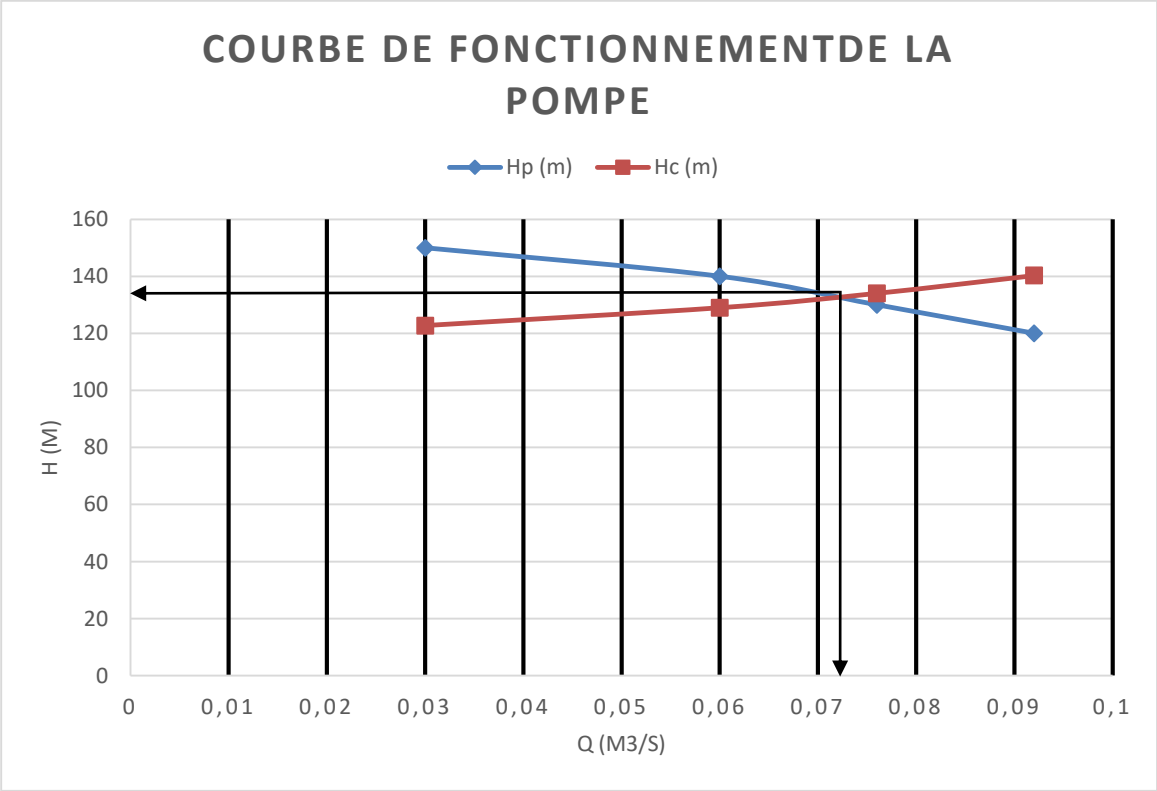


Figure V.3 : Courbe de fonctionnement de la pompe

- Point de fonctionnement : **(Q=0.073 m3/s ; H= 132 m)**
- Plage de bon fonctionnement : **[(Qpf-10%Qpf) – (Qpf+10%Qpf)]**

- **Qpf :** Le débit au point de fonctionnement.
  - La pompe est bien adaptée Si : **0.9 Q_{pf} < Qapp < 1,1 Qpf**
- **Qapp :** Le débit appelé par le réseau (débit demandé) Qf (l/s).

- Qapp = 101.7 l/s
- 0.9 Q_{pf} = 65.7l/s
- 1.1 Q_{pf} = 80.3 l/s

➢ **Qapp > 80.3 l/s ➔ la pompe n'est pas bien adaptée**

V.6.2. Adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement :

L'adaptation de la pompe consiste à vérifier et à ajuster les conditions de fonctionnement de l'équipement hydraulique afin de garantir son efficacité, sa longévité et sa compatibilité avec les besoins du réseau. En effet, les pompes sont conçues pour fonctionner dans une plage de débits et de hauteurs manométriques définie par le constructeur. Tout écart significatif entre les conditions réelles et les conditions nominales peut engendrer des pertes de rendement, une usure prématurée ou même des dysfonctionnements.

- **Principes de l'adaptation**

- **Débit de fonctionnement** : le débit fourni par la pompe doit correspondre au débit demandé par le réseau. Si le débit de fonctionnement est inférieur au débit appelé, plusieurs solutions peuvent être envisagées, telles que l'utilisation de plusieurs pompes en parallèle ou la régulation par variateur de vitesse.
- **Hauteur manométrique totale (HMT)** : elle doit couvrir la hauteur géométrique, les pertes de charge linéaires et singulières, ainsi que la pression résiduelle minimale nécessaire à l'exploitation.
- **Point de fonctionnement** : l'adaptation vise à rapprocher le point de fonctionnement réel du **point de meilleur rendement** indiqué par la courbe de la pompe.
- **Souplesse et sécurité de fonctionnement** : le dimensionnement doit permettre de faire face aux variations de demande, sans surcharge mécanique ou électrique.

Méthodes d'adaptation

- **Pompes en parallèle** : pour couvrir des débits élevés avec flexibilité, plusieurs pompes identiques peuvent être utilisées en parallèle, permettant une adaptation progressive selon les besoins.
- **Pompes en série** : utilisées lorsque la hauteur manométrique requise est importante, afin de partager la charge entre plusieurs machines.

- **Variateurs de vitesse** : solution moderne permettant d'ajuster la vitesse de rotation de la pompe en fonction du débit demandé, ce qui améliore le rendement énergétique.
- **Régulation par vanne** : utilisée pour ajuster le débit, mais moins économique car elle entraîne des pertes de charge supplémentaires.

Adaptation de la pompe par la méthode d'augmentation de la vitesse :

On fait l'adaptation pour une seule pompe avec la courbe d'adaptation :

$Hadp = a \times Q^2$

Avec: $a = Happ / Qapp^2 = 13342.5\ s^2/m^5$

Tableau V.5 : Calcul des d'adaptation

Q (l/s)	15	20	38	46	92	120
Hp (m)	150	140	130	120	115	112
Hadp (m)	3	12	19	28	112,9	161,4
Hc (m)	121,1	122,7	123,9	125,5	140,3	154,1

On obtient la courbe d'adaptation suivante :

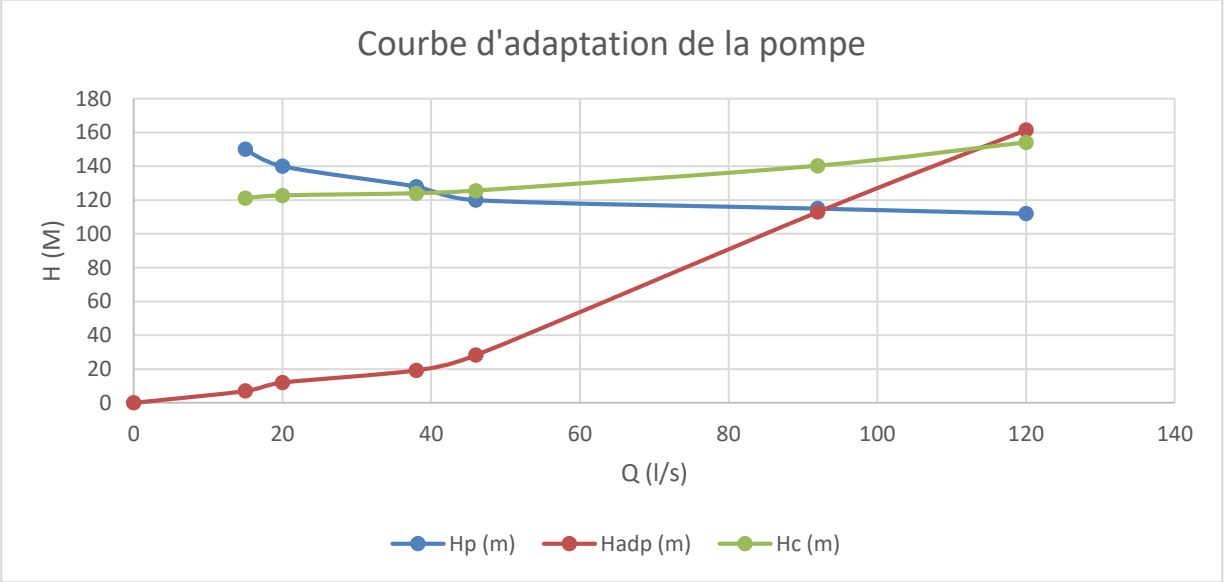


Figure V.4 : Adaptation de la pompe

- Le point de similitude aura donc les coordonnées : [0.092 m3/s ; 113 m]

Facteurs et vitesses

- Facteur de vitesse requis pour atteindre Qapp :

$$\frac{Qapp}{Q} = \frac{n}{N}$$

- Vitesse nominale actuelle : N= 2950 tr/min
- Vitesse nouvelle : n=N* $\frac{Qapp}{Q}$ = 3260 tr/min

V.7 Dimensionnement de la bâche de reprise de la station de pompage

La bâche de reprise est un élément hydraulique essentiel pour assurer la stabilité du réseau d'alimentation en eau potable. Elle permet de pallier les variations de débit et de pression causées par les cycles de démarrage et d'arrêt des pompes, ce qui garantit un fonctionnement optimal et protège les équipements mécaniques.

V.7.1Calcul du volume utile

Le volume utile V de la bâche correspond à la réserve d'eau disponible entre le niveau maximal de démarrage et le niveau minimal d'arrêt des pompes. Cette réserve permet de limiter le nombre de démarrages, évitant ainsi une usure prématurée des pompes. Ce volume peut être calculé par la formule :

$$\boldsymbol{V = \frac{Q*\frac{1}{n}}{4*(N-1)}} \qquad \textbf{(V. 14)}$$

Où :

- **Q** : le débit unitaire de la pompe en m³/h,
- **N** : le nombre total de pompes identiques installées,
- **n** : correspond au nombre maximal de démarrages par heure (limité à 5 pour assurer la durabilité de la pompe).

➢ **Application pratique :**

Pour le présent projet, les données suivantes sont retenues :

- Débit nominal Q=0.1017 m3/s
- Nombre de pompes N= 3
- Nombre maximal de démarrages n=5.

Le calcul donne :

$$\mathbf{V_{Bache} = 9.153\ m3}$$

- **Majoration liée au temps de fermeture des vannes**

Pour sécuriser le fonctionnement et prendre en compte le phénomène transitoire de fermeture des vannes, on ajoute une marge de volume correspondant à la quantité d'eau consommée durant ce temps, exprimée par :

$$V_{sécurité} = \frac{Q*t}{2} \qquad \textbf{(V. 15)}$$

Où :

t : le temps de fermeture de la vanne, pris égal à 15 minutes (0.25 heure), pour éviter les coups de bélier et garantir un débit stable.

Ainsi :

$$V_{sécurité} = 22.761\ m^3$$

- **Volume d'alarme :**

Sbache= V/H avec H= 3÷5 m

Val= Sbache*0.01

Val= 0.06 m3

- **Volume total**

Le volume total de la bâche de reprise est donc :

$$V_{total} = V + V_{sécurité} + V_{al}$$

$$V_{total} = 32\ m^3$$

Ce volume est arrondi à un volume normalisé communément disponible sur le marché :

$$Vn = 50\ m^3$$

V.8. Les équipements auxiliaire :

V.8.1.Le système de levage :

Considérons ' P_{GEP} ' le poids le plus lourd dans la station de pompage (poids du GEP : Groupe Electro Pompe).

$$P_{GEP} = P_{moteur} + P_{pompe}$$

- D'après Caprari on a

$$P_{GEP} = 465\ kg$$

Pm : Le poids le plus lourd dans la station de pompage majoré.

Alors

$$P = 1{,}3 \times 172 = 604.5\ kg < 1\ tonne$$

Donc le système de levage à commande manuelle

V.8.2. Système de sellement

On prend un socle de la même valeur de r

Hsocle = r = 0.5 m

V.9. Bâtiment de la station de pompage

V.9.1.Réalisation des bâtiments

Le type de construction de la station de pompage est déterminé en prenant en considération plusieurs paramètres :

- Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
- Variation de plan d'eau dans l'Oued.
- Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
- Types des bâtiments des stations de pompage :

➢ La nature du sol (il faut qu'il soit stable).

➢ Type des moteurs et pompes utilisés.

➢ Conditions géologiques et hydrologiques.

V.9.2.Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
  - ➢ Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m.
  - ➢ Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de l > 2m.
  - ➢ Dimensions des portes 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4.
  - ➢ La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

V.9.3. Dimensionnement du bâtiment

➢ **La hauteur du bâtiment :**

Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9

- **h5** : Distance verticale

h5 = hp + hsocle + hreserve = 1.31 (m)

- hreserve = **0,5 m**
- hsocle = (30 ÷50) = 30 (cm) = **0,5 m**
- hp : Hauteur de la pompe d'après Caprari : Hp =310 mm = **0.310 m**
- **h6** : Hauteur réservée à l'homme. h6 = **2,2 m**
- **h7** : Hauteur de pont roulant h7 = **0,5 m**
- **h8** : Hauteur profilée h8 = **0,8 m**
- **h9** : Hauteur de sécurité h9 = **0,5 m**

$$H_b = 1.31 + 2.2 + 0.5 + 0.8 + 0.5$$

$$H_b = 5.3 \text{ m}$$

- On prend $H_b = 6$ m

➢ ***Largeur du bâtiment :***

$l_b = Bm + l_{bureau} + 1,2$

- **Bm :** largeur de la chambre des pompes (m)
- $S_{Burreau}$ = longueur ×largeur= 5×3 = 15 m²
- l_{bureau} **:** largeur du bureau=3 m

$$Bm = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S = 4.31 \text{ m}$$

Avec :

- **S :** l'épaisseur du mur S=20 cm= **0,2 m**
- l_1 **:** Distance entre le mur et le 1er organe = (0,2÷0,3) m= **0,2 m**
- l_2 **:** Distance entre les tubulures (asp-ref) d'après caprari : C=294 mm = **0,294 m**
- l_3 **:** Longueur des accessoires a l'aspiration.
- l_4 **:** Longueur des accessoires au refoulement.

$l_3 + l_4 = lp + ltr + lta + lc + ldiv + lj = 3.477$ m

- **lp :** largeur de la pompe+ moteur d'après caprari c'est **D+E = 312 + 200 = 512 mm = 0.512 m**
- **ltr :** Longueur de tubulure de refoulement = **0,42 m**
- **lta :** Longueur de tubulure d'aspiration = **0,31 m**
- **lc** : Longueur de convergent = **0,715 m**
- **ldiv** : Longueur de divergent = **0,42 m**
- **lj :** Longueur des joints = **1 m**

$$l_b = 4.31 + 3 + 1.2 = 8.51 \text{ m}$$

- On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **lb= 9 m**

➢ **La longueur du bâtiment :**

$$Lb = (np \times L_{GEP}) + Lint + Lpf + Lr + 2 \times S + d$$

Avec :

- **L_{GEP} :** Longueur de groupe électro pompe d'après Caprari c'est A=**1163 mm = 1.163 m**
- **np :** nombre des pompes + pompe de secours = **3(pompes)**
- **L_{int}**: Distance entre 2 deux GEP voisines= (0,8÷1,2)

- Si la tension de la pompe u< 1000 Volts alors L_{int} < 1 m = (0,8÷1)
- Sinon L_{int} > 1 m = (1÷1,2)

Et car on a la tension de pompe u= 400 V Alors on prend **Lint =0,8 m**

- **Lpf** : Longueur de la plateforme de montage = **2 m**
- **Lr :** Longueur de l'armoire électrique = **3 m**
- **d :** distance entre l'armoire et premier = **2,5 m**

$$Lb = 2x1.163 + 0.8 + 2 + 3 + 2* 0.2 + 2.5$$

$$Lb = 11.026 \text{ m}$$

- On prend comme longueur de bâtiment une longueur normalisé qui est égale à :

$$Lb = 12 \text{ m}$$

➢ **Locaux du personnel :**

- Bureau : S= (5* 3) = 15 m^2
- Salle de commande et autre : S=10 m^2
- Les dimensions des portes : Sp = 3*3 = 9 m^2
- Les dimensions des fenêtres : Sf = 1.4* 2.2 = 3.08 m^2

V.10. Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe désigne l'espace physique nécessaire à son implantation et à son exploitation dans la station de pompage. Cet aspect revêt une importance particulière, car une mauvaise anticipation peut entraîner des difficultés d'installation, des problèmes de maintenance ou encore des contraintes de sécurité pour le personnel.

L'étude de l'encombrement prend en compte plusieurs paramètres :

- **Les dimensions propres de la pompe** : longueur, largeur, hauteur et masse de l'équipement. Ces données sont généralement fournies par le fabricant dans les fiches techniques.
- **Les espaces de service et de maintenance** : une zone de dégagement doit être prévue autour de la pompe afin de faciliter les interventions (démontage du moteur, remplacement des garnitures, accès aux organes d'aspiration et de refoulement).
- **L'accessibilité et la manutention** : la disposition des pompes doit permettre leur manutention par pont roulant, palan ou chariot élévateur sans risque pour les opérateurs.
- **L'intégration avec les autres équipements** : canalisations d'aspiration et de refoulement, clapets, vannes d'isolement, instrumentation et câblages électriques doivent être positionnés de manière ergonomique et sans gêner la circulation.
- **Les contraintes de ventilation et de sécurité** : l'implantation doit permettre un refroidissement adéquat du moteur et respecter les normes de sécurité (distances minimales, issues de secours, passages dégagés).

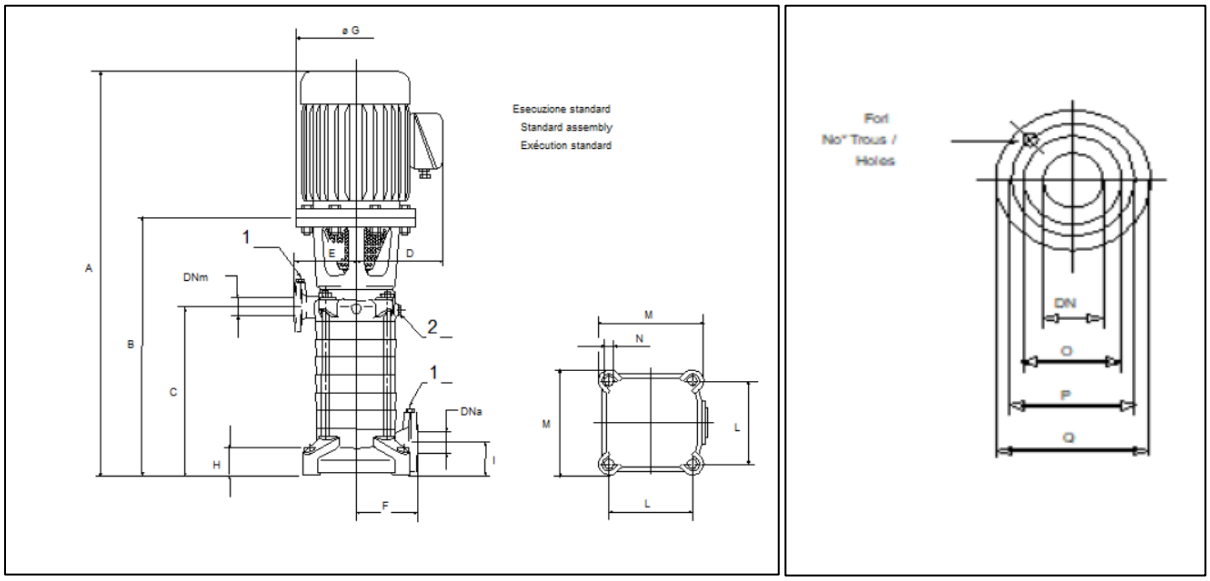


Figure V.5 : Encombrement de la pompe [Caprari Pump Tutor]

Dimensions:

1 = G3/8	D = 428	I = 112	P = 145
2 = G3/8	E = 275	L = 350	Q = 185
A = 1407	F = 275	M = 410	
B = 615	G = 450	N = 22	
C = 311	H = 100	O = 122	

V.11.Volume d'eau à drainer

Le volume d'eau à drainer dans une station de pompage correspond à la quantité d'eau qui doit être évacuée ou gérée pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité des équipements. Ce volume inclut les fuites potentielles au niveau des joints, des presses-étoupes, et des infiltrations à travers les murs ou autres structures.

Le calcul de ce volume est important pour dimensionner les systèmes de drainage, garantir la propreté, éviter les inondations et prévenir les dégâts potentiels.

On a :

$$\mathbf{V_d = T \left(\sum_{i=1}^{3} q_i\right)}$$

Avec :

- q_1 : débit de fuite au niveau de la pompe ($q_1 = 0$)
- q_2 : débit de fuite à travers les presses étoupes ($q_2 = 0.1$ l/s/pompe)
- q_3 : débit d'infiltration à travers les murs ($q_3 = 0.01$ l/s)

$$\mathbf{\sum_{i=1}^{3} q_i = q_1 + q_2 + q_3 = 0.11\ l/s}$$

- On prend : **T = 800 s**

$$\mathbf{V_d = 0.11 * 800}$$

$$\mathbf{V_d = 88\ l}$$

- Débit d'eau drainée :

$$\mathbf{Q_{dr} = (1.5 \div 2) \sum q_i = 1.5 * 0.11}$$

$$\mathbf{Q_{dr} = 0.165\ l/s}$$

V.12. Eclairage naturel :

L'éclairage naturel d'une station de pompage est un facteur clé dans la conception du bâtiment. Il permet de minimiser la consommation énergétique liée à l'éclairage artificiel, d'améliorer le confort des opérateurs et de garantir une meilleure visibilité pour les opérations de maintenance.

La conception de l'éclairage naturel se base généralement sur :

- La surface des fenêtres par rapport à la surface du local des machines, entre 10% et 15% généralement.
- La taille, le nombre, et la position des fenêtres pour optimiser la diffusion de la lumière naturelle.

On a :

$$\mathbf{n_{fenêtre}} = \frac{\sum S_f}{S_{fenetre}}$$

Avec :

$$\sum S_f = 12\% * \textbf{Surfase de la salle des machines} = 12\% * (12*9) = 12.96\ m^2$$

$$S_{fenêtre} = L_f * l_f = 1.4 * 2.2 = 3.08\ m^2$$

$$n_{fenêtre} = 12.96 / 3.08$$

- On trouve :

$$n_{fenêtre} = 4.21 \approx 5 \text{ fenêtres}$$

Conclusion :

L'étude de la station de pompage a permis de définir une conception technique complète et cohérente, répondant aux exigences hydrauliques, mécaniques et environnementales spécifiques au site. Le choix rigoureux de l'emplacement assure la stabilité et la sécurité de la station, tout en minimisant les coûts d'installation et d'exploitation.

Le dimensionnement des pompes, basé sur les calculs du débit, de la hauteur manométrique totale et de la performance des équipements, garantit un fonctionnement optimal, avec une capacité suffisante pour assurer un approvisionnement continu même en régime de pointe. Le couplage des pompes permet une flexibilité opérationnelle adaptée aux variations de la demande.

Par ailleurs, la conception du bâtiment et l'intégration des équipements auxiliaires (levage, ventilation, drainage, éclairage naturel, sécurité incendie) assurent un environnement opérationnel favorable, facilitant les interventions techniques et optimisant les conditions de travail du personnel.

Chapitre VI: Pose et protection des canalisations

Introduction

Dans ce chapitre, nous étudions les différents modes de pose adaptés aux terrains rencontrés, ainsi que les techniques de protection permettant de préserver les conduites contre les contraintes mécaniques, la corrosion et les phénomènes hydrauliques tels que le coup de bélier..

VI.1. Pose de canalisation

La pose de canalisation désigne l'ensemble des opérations techniques permettant de mettre en place, dans le sol ou en surface, les conduites destinées au transport et à la distribution de l'eau potable.

VI.2. Types de pose de canalisation

Le choix de la méthode de pose dépend des caractéristiques géotechniques du sol, de l'hydrogéologie locale, de la topographie et des contraintes d'exploitation. Une pose correcte doit assurer :

- la **stabilité mécanique** de la conduite,
- la **limitation des efforts internes** (tassements, poussées, flottabilité),
- la **protection contre les agressions chimiques et physiques**,
- et la **facilité d'entretien**.

VI.2.1. Pose ordinaire

La pose ordinaire est la méthode la plus utilisée dans les terrains fermes et homogènes. Elle consiste à ouvrir une tranchée de largeur adaptée, préparer un lit de pose en sable ou matériau meuble sur 10 à 15 cm d'épaisseur, puis installer la conduite en veillant à son alignement. Le remblaiement est effectué par couches successives compactées, afin d'assurer la stabilité et la protection mécanique de la canalisation.

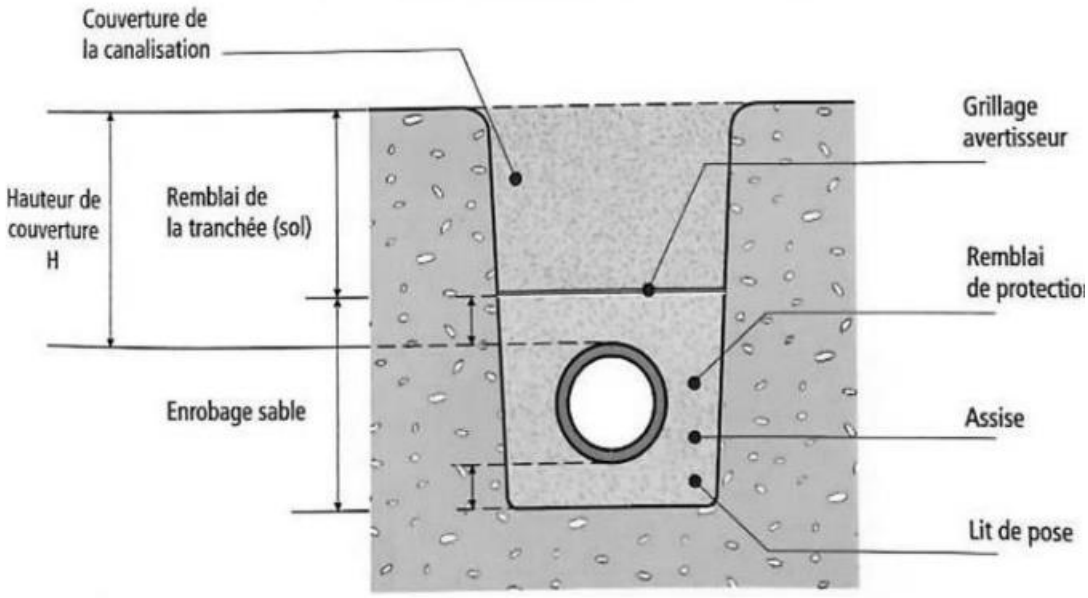


Figure VI.1 : Tube de PE posé en tranchée [source : catalogue technique – Chiali]

VI.2.2. Pose en terrain peu consistant

Dans les terrains peu porteurs, tels que les argiles molles, les remblais récents ou les sols organiques, la pose ordinaire ne garantit pas la stabilité de la conduite. Le risque de tassements différentiels et de déformation est élevé. Pour y remédier, des dispositions spécifiques sont adoptées, comme l'utilisation de blindages métalliques pour maintenir les parois de la tranchée, le remplacement du sol de fond de fouille par un matériau granulaire bien compacté, ou encore la mise en place d'un radier en béton maigre.

VI.2.3. Pose en terrain marécageux

La pose en terrain marécageux présente des contraintes particulières liées à la saturation en eau et au manque de portance du sol. Dans ce type de milieu, les conduites risquent non seulement de s'affaisser mais aussi de flotter sous l'effet de la poussée d'Archimède. Pour garantir leur stabilité, il est nécessaire de recourir à des solutions techniques adaptées telles que l'aménagement de radiers en béton armé, le lestage de la conduite par des colliers ou massifs en béton, ou encore l'installation de banquettes drainantes afin d'améliorer le drainage et la portance.

VI.2.4. Pose en galerie

La pose en galerie est utilisée principalement dans les zones urbaines denses ou pour les franchissements d'ouvrages stratégiques. Elle consiste à installer les conduites dans une galerie technique, généralement en béton armé, qui reste visitable pour permettre l'entretien, les réparations et les inspections. Bien que cette méthode soit coûteuse et longue à exécuter, elle offre une protection maximale contre les contraintes extérieures, une grande facilité d'exploitation et une durabilité accrue.



Figure VI.2 : pose en galerie [source : Saint-Gobain PAM France]

VI.2.5. Traversée d'une rivière (Oued)

Le franchissement d'un cours d'eau ou d'un oued impose des solutions particulières, car la conduite doit résister aux sollicitations hydrauliques, aux risques d'érosion et aux crues. Plusieurs techniques peuvent être employées : pose immergée et lestée dans une fouille aménagée sous le lit de la rivière, fixation sous le tablier d'un pont existant, ou encore construction d'un aqueduc spécifique. Le choix dépend des conditions hydrauliques, de la largeur de la traversée et des contraintes de sécurité. Dans tous les cas, la protection mécanique et l'ancrage de la conduite sont essentiels pour garantir sa pérennité.



Figure VI.3 : Pose en immersion [source : Saint-Gaubain PAM France]

VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée

La pose sans ouverture de tranchée, également appelée *trenchless technology*, est une méthode moderne permettant de poser des conduites sans excavation continue. Elle repose sur des techniques comme le fonçage ou le forage dirigé, qui permettent de traverser des routes, des voies ferrées ou des zones urbanisées sans perturber la surface. Cette solution limite fortement les nuisances et les perturbations, mais elle nécessite des équipements spécialisés et reste plus coûteuse que la pose traditionnelle. Elle est particulièrement adaptée aux zones urbaines et aux sites sensibles.



Figure VI.4 : Forage dirigé (pose sans ouverture de tranché) [source : Saint-Gobain PAM France]

VI.2.7. Pose en pente

La pose en pente concerne les tracés implantés dans des terrains accidentés ou montagneux. Les conduites y sont soumises à des efforts longitudinaux importants, notamment en raison de la gravité, des vitesses élevées et des coups de bélier. Pour prévenir les désordres, des dispositifs spécifiques sont mis en place : massifs de blocage en béton armé aux changements de direction, ventouses aux points hauts pour évacuer l'air, purges aux points bas pour la vidange, ainsi que des systèmes anti-bélier.

VI.3. Stabilisation de la conduite

La stabilisation de la conduite désigne l'ensemble des mesures techniques visant à assurer le maintien en place des canalisations, à éviter leur déplacement ou leur déformation sous l'effet des charges internes (pression, coups de bélier) et externes (charges de sol, trafic, poussées hydrauliques).

La stabilisation est assurée par plusieurs dispositifs complémentaires :

- **Lit de pose et remblaiement soigné** : un lit de sable ou de gravier bien compacté répartit uniformément les charges et évite les points de concentration d'efforts.
- **Massifs de blocage en béton** : réalisés au niveau des changements de direction, des tés ou des points singuliers, ils absorbent les poussées dues à la pression interne.
- **Lestage** : dans les zones saturées en eau ou lors de franchissements de rivières, les conduites peuvent être équipées de colliers ou de massifs en béton pour contrer la poussée d'Archimède et éviter leur flottement.
- **Ancrages et dispositifs anti-glissement** : en terrain pentu, des massifs d'ancrage sont nécessaires pour s'opposer au glissement de la conduite sous l'effet de la gravité.
- **Protection externe** : gaines de protection, revêtements anticorrosion ou géotextiles sont parfois utilisés pour renforcer la durabilité et limiter les désordres liés aux sols agressifs.

VI.4. Accessoires et pièces spéciales

Dans un système d'adduction d'eau potable, les conduites ne peuvent pas fonctionner seules. Elles doivent être complétées par un ensemble d'accessoires et de pièces spéciales qui assurent le bon fonctionnement hydraulique**,** la sécurité du réseau et la facilité d'exploitation et de maintenance**.**

VI.4.1. Accessoires hydrauliques

- **Vannes de sectionnement (ou robinets-vannes)** : permettent d'isoler une partie du réseau lors des opérations de maintenance ou en cas de panne. Voir planche n°3
- **Clapets anti-retour** : empêchent le reflux d'eau dans le sens inverse, protégeant ainsi les pompes et les réservoirs. Voir planche n° 3
- **Ventouses à doubles fonction** : un dispositif de décompression et d'évacuation d'air placé sur les canalisations et permet de gérer l'air aussi bien en phase de remplissage qu'en phase de vidange ou de fonctionnement. Voir planche n° 3
- **Réducteurs de pression** : installés en aval des zones à forte pression, ils limitent la pression à une valeur acceptable pour les usagers et les équipements. Voir planche n°2

VI.4.2.Les pièces spéciales

- **Coudes** : permettent de modifier la direction de la canalisation. Voir planche n°3
- **Tés et dérivations** : servent à créer une bifurcation pour alimenter plusieurs tronçons du réseau. Voir planche n°3
- **Manchons et raccords** : assurent l'assemblage des conduites, en particulier lors de réparations. Voir planche n°3
- **Réductions (concentriques ou excentriques)** : permettent de raccorder deux conduites de diamètres différents. Voir planche n°3
- L**es manchons et brides** : utilisées pour connecter les conduites aux ouvrages hydrauliques (réservoirs, stations de pompage, usines de traitement). Voir planche n°3

VI.4.3. Les organes de mesures

- **Les compteurs volumétriques** : mesurent les volumes d'eau écoulés, généralement installés en tête de réseau, en sortie de réservoir ou au niveau des usagers collectifs.
- **Les débitmètres** : assurent la mesure instantanée du débit dans les conduites et facilitent le contrôle des performances hydrauliques du réseau.
- **Les manomètres** : donnent une indication précise de la pression interne dans la canalisation, permettant de vérifier le bon fonctionnement du système et de prévenir les surpressions.
- **Les capteurs de niveau** : utilisés dans les réservoirs, ils indiquent la hauteur d'eau disponible et permettent l'automatisation des pompes et vannes.

- **Les enregistreurs de données (data loggers)** : associés aux capteurs, ils stockent les informations sur le débit, la pression et le niveau afin de suivre l'évolution du réseau dans le temps.

VI.5. Protection des canalisations

ll vise à éviter les fuites, les ruptures, la corrosion et les désordres structurels qui compromettent la pérennité du réseau.

On distingue plusieurs types de protection :

- Protection mécanique
- Protection contre la corrosion
- Protection hydraulique
- Protection environnementale

La combinaison de ces protections permet d'assurer la **sécurité hydraulique**, de prolonger la **durée de vie des conduites** et de réduire les coûts d'entretien et de renouvellement. Leur choix dépend à la fois des caractéristiques du sol, des matériaux employés et des contraintes hydrauliques du réseau.

VI.5.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.5.1.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique transitoire caractérisé par une brusque variation de pression dans une conduite, résultant d'un changement rapide de vitesse de l'eau en mouvement. Il survient typiquement lors de la fermeture ou de l'ouverture soudaine d'une vanne, de l'arrêt brutal d'une pompe.

VI.5.1.2. Risques associés au coup de bélier

- **Rupture ou fissuration des conduites**

Lors d'une surpression, la contrainte interne dans la paroi du tuyau peut dépasser la **pression nominale (PN)** du matériau. Cela entraîne :

- la **rupture brutale** des conduites métalliques fragilisées par la corrosion ;

- la **fissuration longitudinale** dans les conduites en PEHD ou PVC ;
- l'endommagement des **joints d'assemblage**, provoquant des fuites massives.

❖ **Cavitation et dépressions dangereuses**

Lorsque le coup de bélier provoque une chute rapide de pression, la valeur peut descendre **en dessous de la pression de vapeur de l'eau**. Cela génère des bulles de vapeur qui implosent brutalement, causant :

- une **érosion localisée** des parois internes
- la création de **vides d'air** pouvant désamorcer les pompes
- des **phénomènes vibratoires** dus aux implosions répétées des bulles.

❖ **Endommagement des équipements électromécaniques**

Les pompes et vannes sont particulièrement sensibles aux transitoires hydrauliques :

- arrachement des turbines ou désalignement des arbres de pompe ;
- détérioration des garnitures mécaniques ;
- **usure prématurée** des clapets anti-retour (claquement violent lors du reflux).

❖ **Vibrations et efforts dynamiques**

Les surpressions et dépressions successives génèrent des **ondes de choc** qui se traduisent par :

- des vibrations continues transmises aux supports de conduite et aux ouvrages de génie civil ;
- un **risque de rupture par fatigue** après des cycles répétés ;
- des nuisances sonores perceptibles (bruits de coups sourds).

❖ **Perturbations de l'exploitation**

Un réseau sujet au coup de bélier peut connaître :

- des **arrêts intempestifs** de pompes suite à désamorçage ou cavitation ;
- des **fuites récurrentes** qui augmentent les pertes d'eau non facturée ;
- une **réduction de la durée de vie** des conduites et organes hydrauliques ;
- une **augmentation des coûts d'entretien** et des interruptions de service.

VI.5.1.3. Analyse physique du coup de bélier :

Considérons le cas d'un arrêt brutal d'un groupe électropompe alimentant la canalisation de refoulement.

Les différentes figures représentent sept (07) phases :

- Phase 1 : à l'arrêt brutal de la pompe, la conduite n'étant plus alimentée en eau, on remarque une dépression dans le point d'origine qui se propage du départ jusqu'à l'extrémité de la conduite a la vitesse a, appelée vitesse de propagation de l'onde ou célérité. Cette onde laisse derrière elle une partie du tuyau qui se resserre
- Phase 2 : au moment où l'onde arrive à l'extrémité, la dépression règne dans toute la conduite, mais cet état n'est pas un état d'équilibre
- Phase 3 : sous l'action du vide causé par la dépression et la gravité, les particules d'eau se précipitent vers l'origine
- Phase 4 : la vitesse des particules liquides vient buter l'obstacle, et son énergie cinétique se transforme en travail de déformation qui se répercute sur le tuyau et les organes de front
- Phase 5 : les parois du tuyau s'allongent et l'eau se dirige vers le réservoir
- Phase 6 : l'eau revient en arrière et retourne vers l'origine avec une vitesse a
- Phase 7 : le coup de bélier s'est amorti, la canalisation a été soumise à des dépressions et à des surpressions suivies qui vont influer sur sa durée de vie

Selon l'intensité de la célérité, on peut enregistre plusieurs fois des coups de bélier

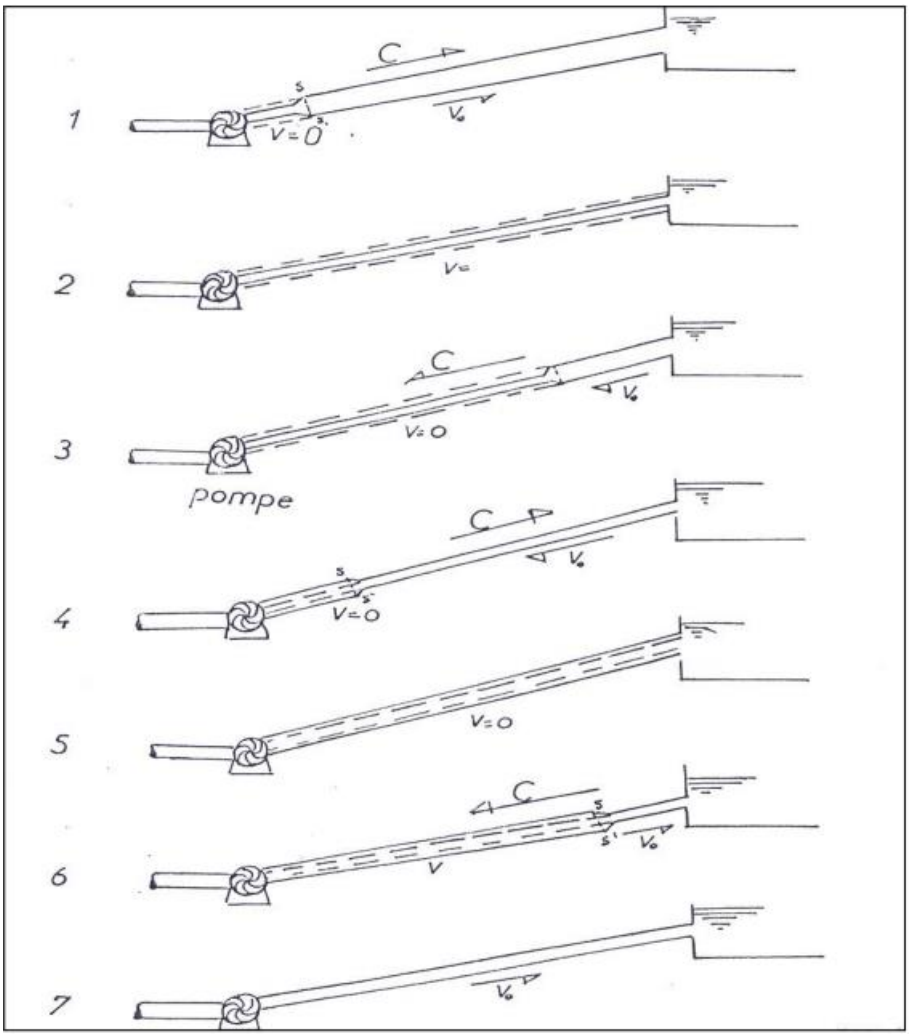


Figure VI.5 : étapes de coup de bélier pour un cas d'arrêt brutal de pompe [M.BOUCHELAGHEM, Master 2019]

VI.5.1.3. Protection de la conduite contre le coup de bélier

Dans les systèmes de refoulement, le phénomène est **plus critique** car il s'ajoute à la pression de pompage. Les vitesses d'écoulement y sont généralement plus élevées, et l'arrêt d'une pompe est beaucoup plus brutal qu'une manœuvre manuelle de vanne.

- **Arrêt brutal d'une pompe** suite à une panne électrique ou un défaut mécanique, provoquant une inversion du flux.
- **Fermeture soudaine du clapet anti-retour** situé en sortie de pompe, générant un claquement violent et une onde de surpression.
- **Variations rapides de vitesse** lors des démarrages ou arrêts de pompes sans régulation progressive (absence de variateur de fréquence).

- ❖ **Inertie importante de la colonne d'eau** sur de longues conduites de refoulement, accentuant l'énergie transmise à la paroi lors des transitoires.

Méthodes de protection

- **Clapets anti-retour amortis** : Installés en sortie de pompe, ils empêchent l'inversion du flux et se ferment progressivement, réduisant le claquement brutal et la surpression associée.
- **Réservoirs d'air (chambres d'expansion)** : Placés en sortie de station, ils contiennent un volume d'air compressible qui absorbe la surpression lors de l'arrêt de la pompe et restitue l'eau lors des dépressions.
- **Soupapes de décharge** : Elles évacuent l'excès de pression dès qu'elle dépasse une valeur prédéfinie, protégeant ainsi la conduite et les équipements.
- **Démarrage et arrêt progressifs des pompes** : L'utilisation de variateurs de fréquence (VFD) ou de démarreurs progressifs permet de limiter les variations de vitesse de l'eau et donc d'atténuer l'intensité des coups de bélier.
- **by-pass** : Dans certains cas, une conduite de dérivation équipée de vannes peut permettre de dissiper une partie de l'énergie en cas d'arrêt brutal.

VI.5.1.4. Installation d'un réservoir d'air anti-bélier

Un **réservoir d'air anti-bélier** (chambre d'expansion, réservoir hydropneumatique) est un ouvrage connecté à la conduite qui comporte une phase compressible (air libre ou poche/diaphragme) destinée à absorber l'énergie d'ondes de pression transitoires (surpressions) et à restituer de l'eau lors de dépressions. Calcul de la célérité d'onde :

La célérité d'onde est la vitesse à laquelle une onde de pression se propage à travers un fluide dans une conduite hydraulique.

La célérité d'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{A}{\sqrt{B + k\frac{D}{e}}}$$

a : Célérité en [m/s]

A : constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B : constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour le PEHD : K=83

D : diamètre interieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

- Valeurs maximales de surpression et de dépression :

La charge maximale de coup de bélier est la surpression hydraulique maximale créée dans une conduite due à une variation brusque de la vitesse du fluide, par exemple lors de la fermeture rapide d'une vanne ou l'arrêt d'une pompe. Calculée par la formule de Joukowski-Allievi :

$\Delta Hmax = \frac{c\,V0}{g}$

Où :
C *:* la célérité d'onde (m/s),
V0 :la vitesse initiale du fluide (m/s)
g : l'accélération gravitationnelle (m/s²).

- La charge statique absolue :

La charge statique absolue correspond à la somme de la hauteur géométrique de la colonne d'eau au point étudié ajoutée à la pression atmosphérique exprimée en équivalent hauteur d'eau.

$H\mathbf{0} = Hg + 10$

H0 : Pression absolue (m)

- La charge maximale absolue :

La charge maximale absolue dans un réseau hydraulique, incluant le coup de bélier, est définie par la somme de la charge statique absolue et de la charge maximale du coup de bélier :

$Habs = \boldsymbol{Zmax} = H\mathbf{0} + \Delta Hmax$

- On résume les résultats de calcul dans le tableau suivant :

a (m/s)	ΔHmax (m)	Hg (m)	H0 (m)	Habs(m)
1438.68	177.49	96.73	106.73	284.2

- La charge maximale absolue est donc supérieure à la pression de service de la conduite qui est de 160m, d'où la nécessité de placer un réservoir anti-bélier.

- Calcul du volume d'air maximal :

La méthode de Peuch et Meunier est une approche rigoureuse et précise utilisée pour dimensionner les réservoirs d'air anti-bélier dans les réseaux hydrauliques.

Notions et paramètres clés

- Longueur protégée L (m) : portion de conduite soumise au phénomène.
- Section intérieure S (m²) : section transversale des conduites.
- Vitesse initiale d'écoulement V0 (m/s).
- Célérité d'onde a (m/s) : vitesse de propagation des ondes de pression dans la conduite.
- Charge statique absolue H0 (m) : hauteur géométrique plus pression atmosphérique convertie.
- Charge maximale absolue Habs (m) : charge avec effet coup de bélier.
- Nombre adimensionnel K : pertes relatives dans la conduite,

  $K=\frac{H_{abs}-H_0}{H_0}$
- Nombre adimensionnel A : dynamique d'écoulement,

  $A=\frac{a\,V_0}{g\,H_0}$
- Coefficient volumique B : facteur obtenu dans les abaques de PEUCH et MEUNIER et utilisé pour le calcul du volume d'air.

Étapes du calcul :

1. **Complétons d'abord le tableau du profil en long :**

Tableau VI.1. : Profil en long absolu de l'adduction par refoulement

Z (m)	**77.91**	**91.2**	**109.4**	**115.28**	**174.6**
L (m)	**0**	**L/4**	**L/2**	**3L/4**	**L**
(ΔZ+10)/H0	**0.09**	**0.22**	**0.39**	**0.44**	**1**
x/L	**0**	**0.25**	**0.5**	**0.75**	**1**

2. Calculer K et A

Selon les formules précédentes à partir des données du projet on trouve :

K= 1.66 ≈2

A=1.66 ≈ 2

3. Lire le coefficient B dans l'abaque de PEUCH et MEUNIER :

Traçons l'épure de w en fonction de X/L sur les diagrammes (voir annexe II) et choisissons la valeur B correspondant à la courbe qui enveloppe notre épure, nous aurons :

B = 2

4. Calculer le volume d'air initial dans le réservoir pour la dépression :

$$U0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}}\frac{LS}{B}$$

U0 = 0.054 m3 = 54 l

5. Calcul du volume d'air maximal Umax pour la dépression *:*

La pression est plus faible lorsque le volume d'aire du réservoir est plus grand.

on a donc (voir annexe Ⅰ I)

$\frac{P_{min}}{H_0} = 0.44$

Alors : $P_{min} = 46.96\ m$

donc on a une dépression maximale égale à $H_0 - P_{min}$= 59.8 m.

et donc le volume maximal d'air sera:

$$U_{max} = U_0 * \left[\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right]^{1/1.2}$$

U_{max} = 0.24 m3 = 240 l

Nous voulons qu'il reste encore 30% d'eau lors de la dépression maximale, il nous faudra prévoir un ballon de volume V égal à:

V= 1.3 U_{max}

V= 0.312 m3 = 312 l

6. Surpression et détermination du diamètre du diaphragme :

L'abaque de Dubin et Gueneau (Annexe III) est un outil graphique permettant d'estimer la surpression maximale à prévoir et le dimensionnement du diaphragme tampon assurant la protection.

Cet abaque met en relation :

- Le rapport de pression maximale sur la pression statique,
- Les caractéristiques du régime hydraulique (débit, vitesse, diamètre),
- Le coefficient de perte de charge,
- Le rapport entre le volume d'air du réservoir et le volume d'eau déplacé,
  pour permettre de dimensionner la protection anti-bélier adaptée.

➢ **Calcul du diamètre du diaphragme**

Le diaphragme de décompression est une membrane qui permet, en cas de surpression, de libérer l'excès de pression et de protéger la conduite.
Le diamètre d*d* du diaphragme est lié au débit maximal d'air ou de liquide qu'il doit laisser passer pour laisser échapper l'excès de pression.
Selon l'abaque et les paramètres fournis, on peut calculer d à partir de la formule suivante :

$$\propto = \frac{1}{2g}\left[\frac{D^2}{0.6d^2} - 1\right]^2$$

Alors :

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{0.6(2g\sqrt{\propto} + 1)}}$$

Utilisons l'abaque de DUBIN et GUENEAU [2] (annexe Ⅱ I) avec A=2 et B= ; on trouve :

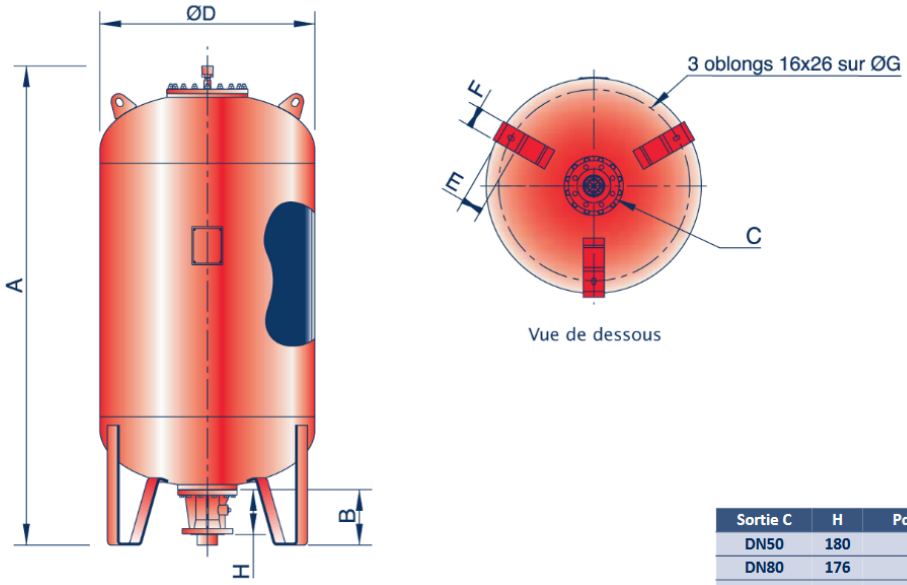
$\frac{\propto V_0^2}{H_0} =$ 5.7 et $\frac{P_{max}}{H_0} = 1.09$

D'où les résultats suivants :

Coefficient α = 415.52

Diamètre de diaphragme d = 0.021 m = 21 mm

Pression maximale dans la conduite P_{max} = 116.34 m



Sortie C	H	Pds sortie (kg)
DN50	180	12
DN80	176	14
DN100	167	12
DN125	167	13
DN150	170	14

Gamme 16 bars

Vol.	A (mm)	B	ØD (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
100	791	220	630	54	50	560	90
200	1101	220	630	54	50	560	122
300	1450	220	630	54	50	560	160
500	2076	220	630	54	50	560	222

Figure VI. 6 : Réservoir anti-Bélier

VI.5.2. Protection des conduites contre la corrosion

VI.5.2.1. Définition

La corrosion est un processus électrochimique ou chimique qui dégrade progressivement les conduites métalliques et fragilise certains matériaux en présence d'eau, d'oxygène dissous, de sels ou d'acides. Elle peut être externe (due au sol environnant) ou interne (due à la qualité de l'eau transportée).

VI.5.2.2. Facteurs de la corrosion

La corrosion des conduites est un phénomène complexe qui dépend de plusieurs paramètres liés à la nature du sol, à la qualité de l'eau, aux conditions de pose et aux caractéristiques des matériaux.

 Sol : son humidité, sa salinité (présence de chlorures et sulfates), son pH et sa résistivité électrique conditionnent fortement l'agressivité vis-à-vis des matériaux. Les sols gypseux et salins, fréquents à Azzaba, sont particulièrement corrosifs.

 Eau transportée : le pH, la dureté, la teneur en gaz dissous (O_2, CO_2, H_2S) et la conductivité électrique favorisent les réactions corrosives internes.

 Exploitation : les variations de pression (coups de bélier), la vitesse d'écoulement et la température influencent la dégradation des revêtements et des parois.

 Matériaux et pose : la sensibilité du matériau (fonte, acier, PEHD…), la qualité des revêtements protecteurs, les conditions de pose (drainage, lit de sable) et la présence éventuelle de courants vagabonds déterminent la vitesse de corrosion.

VI.5.2.3. Protection des conduites contre la corrosion

1/ **Protection externe (corrosion du sol)**

a) Choix des matériaux

- **PEHD, PVC, PRV (fibres de verre)** : naturellement résistants à la corrosion chimique et électrochimique, adaptés aux sols agressifs.
- **Fonte ductile et acier** : nécessitent obligatoirement une protection.

b) Revêtements extérieurs

- **Gaines en polyéthylène thermorétractable** autour des tuyaux métalliques.
- **Revêtements bitumineux ou époxy** appliqués en usine.
- **Enrobage ciment-mortier** pour fonte ductile (procédé standardisé).

c) Drainage et isolation

- Mise en place de **couches drainantes** (sable, gravier) dans les tranchées pour éviter le contact direct avec des sols agressifs (argiles gypseuses, sols salins).
- **Films protecteurs en polyéthylène** enveloppant les conduites de fonte ou d'acier.

d) Protection cathodique

- Utilisation d'**anodes sacrificielles (zinc, magnésium, aluminium)** dans les sols agressifs.
- Systèmes de **courant imposé** pour les réseaux sensibles (grandes adductions en acier ou fonte).

2/ Protection interne (corrosion par l'eau transportée)

a) Revêtements internes

- **Ciment-mortier** projeté à l'intérieur des conduites de fonte et d'acier, assurant une barrière passive.
- **Revêtements époxy alimentaires** (norme NSF/ANSI 61).

b) Contrôle de la qualité de l'eau

- **Stabilisation du pH** entre 6,5 et 8,5 pour éviter l'agressivité de l'eau.
- **Réduction de l'oxygène dissous** en contrôlant l'aération.
- **Inhibition de la corrosion** par ajout de polyphosphates ou silicates (cas spécifiques).

VI.5.3. Protection adaptées aux conditions locales :

Compte tenu de l'agressivité du sol, les mesures suivantes sont recommandées :

- **Choix du matériau** :
  - Le **PEHD PN 16** constitue le matériau le plus approprié dans la région d'Azzaba–Skikda en raison de sa **résistance totale à la corrosion externe** et de sa souplesse, qui permet de mieux absorber les mouvements différentiels du sol.
- **Protection externe complémentaire** :
  - Pose des conduites dans un lit de sable propre pour isoler le tuyau du sol agressif.
  - Mise en place d'un géotextile drainant dans les zones marécageuses pour éviter la stagnation d'eau autour des canalisations.

Conclusion

En définitive, la maîtrise des techniques de pose et l'application de solutions de protection adaptées aux caractéristiques du sol et de l'eau sont essentielles pour prolonger la durée de vie des canalisations et réduire les coûts d'exploitation. Dans des environnements agressifs, tels

que ceux rencontrés dans la région de Skikda et d'Azzaba, l'association de matériaux résistants, notamment le polyéthylène haute densité (PEHD), et de protections complémentaires comme les lits de pose et les revêtements anticorrosion, constitue la garantie d'une exploitation sûre et pérenne des réseaux d'adduction d'eau potable.

Par ailleurs, la mise en place d'un réservoir anti-bélier, dimensionné grâce à la méthode rigoureuse de Peuch et Meunier, a permis d'amortir efficacement les surpressions dues aux phénomènes transitoires hydrauliques. Avec un volume d'air amortisseur adapté aux besoins des tronçons critiques (environ 0,5 m^3), cette installation contribue significativement à la sécurité du réseau et à la protection des infrastructures sensibles.

Après avoir défini les principes techniques de la pose et de la protection des conduites, il convient désormais d'aborder leur mise en œuvre pratique sur le terrain, à travers l'organisation du chantier et la planification des travaux.

Chapitre VII: Organisation du chantier et management de projet

Introduction

L'organisation d'un chantier constitue une étape stratégique et déterminante pour la réussite d'un projet hydraulique. Elle vise à assurer la cohérence entre les moyens humains, matériels et financiers, à planifier efficacement les différentes phases des travaux et à garantir la qualité des ouvrages réalisés.

VII. 1. Préparation du chantier

VII.1.1 Démarches administratives et réglementaires

La planification du chantier requiert l'obtention des autorisations nécessaires auprès des autorités compétentes (permis de construire, autorisations d'occupation temporaire du domaine public, domaine ferroviaire, etc.). Une coordination avec les gestionnaires de réseau et les acteurs locaux est aussi obligatoire pour garantir la conformité réglementaire et la sécurité juridique du projet.

VII.1.2 Planification et organisation logistique

Un planning détaillé est élaboré pour prévoir :

- Les phases des travaux,
- Les besoins en matériels, en matériaux, en ressources humaines,
- Les modalités d'accès et d'installation du chantier,
- La gestion des approvisionnements et des stocks.

L'objectif est d'assurer une continuité optimale et sans interruption des travaux.

VII.2. Implantation et installation du chantier

L'implantation est réalisée par un géomètre, permettant de matérialiser l'axe des conduites, l'emplacement de la station de pompage et des réservoirs. Des piquets et bornes altimétriques assurent le respect du profil en long et des servitudes.

VII.3. Moyens humains et matériels

VII.3.1. Moyens humains

La gestion des ressources humaines sur un chantier est essentielle pour garantir l'efficacité opérationnelle et la qualité des prestations. Elle implique plusieurs aspects organisationnels, fonctionnels et humains :

VII.3.2. Moyens matériels

Les moyens matériels constituent le socle technique des travaux. Leur gestion requiert une planification précise, un entretien rigoureux et une adaptation aux contraintes du terrain, voir le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les engins utilisés pour chaque phase de travaux

Phase des travaux	Engins et matériels adaptés
Terrassement	Pelles hydrauliques, bulldozers, chargeuses, niveleuses, compacteurs, camions-bennes.
Transport des matériaux	Camions-bennes, semi-remorques, citernes d'eau (arrosage pistes), engins de levage (chariots).
Pose de canalisations	Pelles mécaniques avec godets adaptés, grues mobiles pour les conduites de gros diamètre, treuils, compacteurs manuels pour remblais.
Travaux de génie civil	Bétonnières, centrales à béton mobiles, grues, coffrages métalliques, compacteurs de plaques.
Installation électromécanique	Camions-grues, palans électriques, outillage de montage (clés dynamométriques, perceuses), groupes électrogènes.
Contrôle et essais	Bancs d'essai pour pompes, manomètres, débitmètres portatifs, compresseurs pour épreuve sous pression, détecteurs de fuites.

VII.4. Etapes des travaux

Un séquencement optimal des travaux garantit la maîtrise des risques, la qualité des ouvrages réalisés et l'optimisation des ressources. Les principales étapes sont décrites comme suit :

1. Préparation initiale du chantier

- Mise en place des infrastructures temporaires indispensables (bureaux, ateliers, zones de stockage).
- Installation des dispositifs de sécurité et de signalisation conformément au plan d'implantation.
- Repérage topographique précis pour délimiter l'emprise des travaux et positionner les jalons de référence au sol.

2. Terrassement et fouille

- Ouverture des tranchées selon les profils et dimensions spécifiés, dans le respect des normes de sécurité des fouilles.
- Gestion rigoureuse des terres excavées : tri, stockage temporaire ou évacuation vers sites autorisés.
- Ouverture des fouilles pour les regards et ouvrages ponctuels.

3. Mise en place du lit de pose

- Réalisation d'un support stable et uniforme à base de sable ou matériau granulaire de granulométrie contrôlée.
- Compactage soigné pour éviter tout affaissement ou présence de corps étrangers qui pourraient endommager les tuyaux.
- Vérification de la planéité et de la tolérance dimensionnelle avant pose.

4. Pose et assemblage des canalisations

- Acheminement et manutention soigneuse des éléments pour éviter les chocs et déformations.
- Assemblage méthodique des tubes à l'aide de techniques adaptées (soudure, joint soudé, ou manchon étanche).
- Contrôles dimensionnels, d'étanchéité préliminaires et alignement pendant la pose.

5. Enrobage et remblaiement

- Application progressive d'une couche d'enrobage fine et homogène, généralement sableuse, pour protéger la canalisation.
- Compactage contrôlé afin d'éviter tout dommage mécanique aux conduites.
- Remblaiement en couches, en respectant les niveaux et le tassement.

6. Réalisation des ouvrages annexes

- Construction et installation des regards, vannes, points de mesure.
- Aménagements spécifiques pour stations de pompage, réservoirs, et autres infrastructures connexes.

7. Contrôles finaux et essais

- Réalisation d'essais d'étanchéité (surpression de 1.5 PN) et validation des performances hydrauliques
- Vérification finale de l'alignement, des raccordements et conformité par rapport aux plans.
- Correction rapide des anomalies détectées.
- Essais de fonctionnement des pompes.
- Désinfection des réservoirs et mise en eau progressive.

8. Remise en état et réhabilitation des surfaces

- Remblaiement des dernières couches de terre apportée, remise en état des revêtements routiers, trottoirs et espaces publics.
- Nettoyage complet du chantier et évacuation des déchets.
- Démobilisation des installations temporaires.

VII.5. Calcul des volumes des travaux

La détermination précise des volumes à excaver, remblayer ou amender est une étape fondamentale pour la planification efficace, la maîtrise des coûts et la conduite rigoureuse du chantier.

VII.5.1. Calcul des volumes des travaux d'adduction

- **Volume de décapage de terre végétale :**

Le volume de décapage est donné par la formule :

Vdéc=Sdéc*L

Avec :

L : Longueur de la conduite (m)

Sdéc : surface de décapage (m2)

Sdéc= B*edéc

B=(Dex+2b)

edéc: épaisseur de décapage (m) [edéc= 0.3 m]

b= 0.4 m

Tableau VII. 2 : Volume de décapage de terre végétale

Tronçon	L (m)	B(m)	Sdéc (m2)	Vdec
R1-SP	12949	1.2	0.36	4661.64
SP-PP1	2457	1.2	0.36	884.52
PP1-R2	27.6	0.925	0.28	7.73
PP1-R3	1949.73	1.2	0.36	701.9
Volume total (m3)				6255.8

- **Volume de Déblai d'excavation :**

Le volume de terre à excaver se calcule en multipliant la surface de la section transversale de la tranchée par la longueur totale du tracé. La section comprend la largeur de la tranchée nécessaire à la pose de la canalisation, le lit de pose, l'enrobage et la marge pour les parois.

On a :

Vdéb = Sdéb × L (VII.1)

Vdéb : volume des déblais entre deux coupes consécutives

L : distance entre deux coupes consécutives

SD : Surface des déblais de chaque coupe, tel que :

$\boldsymbol{SD}$ = b × htr (VII.2)

b : largeur du tranchée

htr : profondeur du tranchée

La profondeur du tranchée : donnée par la relation suivante :

htr = D + h + e (VII.3)

htr : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol

e : épaisseur du lit de pose on prend : e = 0,20 m

Largeur de la conduite : Pour calculer la largeur de la tranchée, on prendra en compte le diamètre de la conduite tout en laissant un espace de 40 cm de part et d'autre de la conduite.

b = D + 0,8 (VII.4)

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction

Tronçon	D (mm)	L (m)	b (m)	Htr (m)	Sd (m^2)	Vd (m^3)
R1 – SP	400	12 949	1.2	1.6	1.92	24 862.08
SP – PP1	400	2547	1.2	1.6	1.92	4 890.24
PP1 – R2	225	27.6	1.025	1.425	1.46	40.296
PP1 – R3	400	1949.73	1.2	1.6	1.92	3 743.48
Volume total(m^3)						**33 536.10**

-Volume de lit de sable :

Il est essentiel de prévoir un lit de sable d'une épaisseur de 20 cm afin d'assurer un appui stable et homogène. Le volume nécessaire pour ce lit est calculé selon la formule suivante :

$VL = b \times e \times L$ (VII.5)

Où :

- b est la largeur de la tranchée en mètres,
- e correspond à l'épaisseur du lit de sable, ici fixée à 20 cm,
- L représente la longueur de la tranchée en mètres.

Les paramètres relatifs au calcul du volume de ce lit de sable sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.4 : Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	Vl (m^3)
R1 – SP	400	12 949	1.2	0.2	3107.76
SP – PP1	400	2547	1.2	0.2	611.28
PP1 – R2	225	27.6	1.025	0.2	5.66
PP1 – R3	400	1949.73	1.2	0.2	467.94
Volume total (m^3)					**4192.64**

- **Volume de la conduite :**

La pose des canalisations exige une connaissance précise de leur section transversale, utilisée pour déterminer le volume des remblais associés. Le calcul du volume de la conduite se fait selon la formule suivante :

VC = Sc × L (VII.6)

- *Sc* désigne la section de la conduite en mètres carrés,
- L correspond à la longueur de la canalisation en mètres.

La section Sc est elle-même calculée par la formule :

Sc = $\boldsymbol{\pi}\times \boldsymbol{D}^2/\boldsymbol{4}$ (VII.7)

Avec : D : diamètre de la conduite (m)

Les résultats obtenus à partir de ces calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.5 : Calcul du volume occupé par la conduite

Tronçon	D (mm)	L(m)	Sc(m2)	Vc (m3)
R1-SP	400	12 949	0.13	1 683.4
SP-PP1	400	2547	0.13	331.1
PP1-R2	125	27.6	0.01	0.3
PP1-R3	400	1949.73	0.13	253.7
Volume total (m3)				2268.5

- **Volume de remblai :** Le volume de remblai correspond à la quantité de matériau nécessaire pour remplir les espaces créés lors des travaux, en tenant compte des tassements et des matériaux ajoutés. Il est calculé comme la différence entre le volume total des déblais (terre excavée) et la somme des volumes occupés par la canalisation et le lit de sable.

$\boldsymbol{Vr} = \boldsymbol{VD} - \boldsymbol{VL} - \boldsymbol{Vc}$ (VII.7)

: Volume du remblai (m3)

$\boldsymbol{VD}$: Volume des déblais (m3)

$\boldsymbol{VL}$: Volume du lit de sable (m3)

: Volume occupé par la conduite (m3)

Tableau VII.6 : Calcul du volume de remblai

Vd (m3)	Vl(m3)	Vc(m3)	Vr (m)
33536.1	4192.64	2268.5	27074.96

- **Volume de transport des terres en excès :**

Le volume de transport des terres en excès correspond à la quantité de terre excavée qui ne peut pas être réutilisée pour le remblaiement sur le chantier et doit donc être évacuée vers un site d'enfouissement ou un autre lieu de stockage.

Vt = (Vd-Vr) Kt

Vt : volume de terre en excès (m3)

Vd : Volume de déblai (m3)

Vr : Volume de remblai (m3)

Kt : coefficient tenant compte du tassement des terres lors du remblais (compris entre 1,10 et 1,30)

Tableau VII.7 : Calcul du volume de transport des terres en éxcés

Vd (m3)	Vr (m3)	Vt (m3)
33536.1	27074.96	7753.37

On récapitule les résultats obtenus des travaux d'adduction dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : volume des travaux d'adduction.

Désignation	Unité	Quantité
Décapage de terre végétale	M3	6255.8
Déblai	M3	33536.1
Lit de sable	M3	4192.64
Conduite	M3	2268.5
Remblai	M3	27074.96
Terre en excès	M3	7753.37

VII.5.2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

- Caractéristiques de la station

La station de pompage est conçue dans un bâtiment de dimensions 12 m en longueur et 9 m en largeur, avec une profondeur de fouilles fixée à 1,5 m et une hauteur de 6 m. Les éléments constitutifs structuraux ont les caractéristiques suivantes :

Semelles : formées en carré de 1,5 m de côté et d'une hauteur de 0,40 m,

Demi-poteaux : de section carrée de 0,3 m de côté et de hauteur 1,5 m,

Poteaux : carrés, 0,3 m de côté, avec une hauteur totale de 6 m,

Dalle supérieure et chape inférieure : d'une épaisseur de 10 cm chacune,

Chape inférieure reposant sur un remblai compacté de 0,30 m d'épaisseur,

Longrines mesurant 0,60 m de hauteur et 0,40 m d'épaisseur.

- **Volume de décapage :**

On considère une couche supérieure à décaper de 10 cm sur toute la surface du bâtiment

$Vd = Sdéc * edéc$

$Sdéc = (l+2a)(L+2a)$

Avec :

Sdéc :surface à décaper (m)

edéc : épaisseur à décaper = 0.5 m

a= 3m

- **Nombre de poteaux :**

Donné par les formules :

NPL= $L/\ a$ + 1

NPl= $l\ /a$ + 1

NTP= NPL* NPl

Avec :

NPL : nombre de poteaux en longueur = 5 poteaux

NPl : nobmre de poteaux en largeur = 4 poteaux

NTP : nombre de poteaux total = 20 poteaux

- **Volume du déblai de fouille :**

Sf= af * bf

Vf= Sf * hf

VDf =Vf * Np

- **fourniture et mise en œuvre d'un béton de propreté dosé à 150Kg/m3 sous semelle:**

Donnée par la formule : VBPS= Ssem*eBP

Ssem : surface de la semelle (1.5 x 1.5) m2

ebp : épaisseur du béton de propreté (0.5 m)

D'où le volume total du béton de propreté : Vtbps = Vbps * Np

- **fourniture et mise en œuvre d'un béton armé dosé à 350Kg/m3 pour semelle :**

Donnée par la formule : V_{BAS}= Ssem*hs

hs: hauteur de la semelle =0.4 m

D'où le volume total du béton armé de la semelle est : V_{TBAS}= V_{BAS} *Np

- **fourniture et mise en œuvre d'un béton armé dosé à 350Kg/m3 pour demi-poteau:**

Donnée par la formule : VBAdp= Sdp*hdp = adp * bdp *hdp

D'où le volume total du béton armé pour le demi-poteau est :

V_{TBAdp}= V_{BAdp}* Ndp

- **Volume des remblais compactés des vides des fouilles :**

Donnée par la formule :V_{Rf}= V_{Df} - (V_{BP} +V_S+V_{DP})

Le volume total de remblai des fouilles est : V_{TRf}= V_{Rf} *N_f

- **Volume de transport des terres en excès à la décharge publique :**

Donnée par la formule : Vte=Vdéc – VTRf

- **Volume du béton de propreté sous longrine (ceinture inférieure) :**

Donnée par la formule: VBPLong= Ss-long*Ls-Long

Avec :

Ss-long= bp*eBP

Ls-Long = a – bp

$V_{TBPLong}$= V_{BPLong} * Np

- **Volume du béton armé dosé à 350Kg/m3 sous longrine :**

***Longrine Principale :**

Donnée par la formule : $V_{BA\text{-}LONG\text{-}P} = S_{Long\text{-}P} * L_{Long}$

Avec :

$S_{Long\text{-}P} = bp * hL$

$L_{Long\text{-}P} = L_B + bp$

***Longrine Secondaire :**

Donnée par la formule : $V_{BA\text{-}LONG\text{-}S} = S_{Long\text{-}S} * L_{Long\text{-}S}$

Avec:

$S_{Long\text{-}S} = bL * hL$

$L_{Long\text{-}S} = a\text{-}bp$

VTBA-LONG-S = Vba-long-s * Nlong-s

On trouve le volume total du béton armé pour longrine :

$V_{TBA\text{-}LONG} = V_{TBA\text{-}LONG\text{-}P} + V_{TBA\text{-}LONG\text{-}S}$

- **Volume du TVO (Tuff):**

$V_{TVO} = Sf * hL$

$Sf = (a - bc)^2$

D'où le volume total du TVO est: $V_{TTVO} = Vtvo* N_{long\text{-}s}$

- **Volume du béton armé dosé à 350Kg/m3 pour la dalle inférieure :**

Donnée par la formule : $V_{BA\text{-}D\ INF} = Sdalle * edalle = Ld *ld*ed$

Avec : Ld = 12.4 m

Ld=9.3 m

ed= 0.14 m

- **Volume du béton armé dosé à 350Kg/m3 pour les poteaux :**

Donnée par la formule : V_{BA-P}= Sp * hp

Avec: Sp= ap*bp

- **Volume du béton armé dosé à 350Kg/m3 pour la ceinture supérieure :**

Donnée par la formule : VBA-SUP= Scs *L

VTBA-SUP= VBA-CS *N_{pL}

- **Volume du béton armé dosé à 350Kg/m3 pour la ceinture secondaire :**

Donnée par la formule : V_{BA-SEC} = S *L

S : surface de ceinture secondaire (0.3 x 0.5) m2

L : Longueur de ceinture secondaire = 2.7 m

$V_{TBA-SEC}$= VBA-CS *N_{pl}

- **Volume du béton armé dosé à 350kg/m3 pour la dalle supérieure :**

Donnée par la formule : V_{BADS}= S_{dalle}*e_{dalle}

Avec :

S_{dalle}= (L+a)(l+a)

e_{dalle}= 0.14 m

*Majoration de 20% :

V'$_{BADS}$= 1.2* V_{BADS}

Les composants de la station de pompage réalisés en béton armé sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.9 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

Elément	Volume du béton armé (m3)
Semelle	18
Demi-poteaux	2.7
Poteaux	10.8
Sous longrine	12.31
Dalle inférieur	16.15
Dalle supérieur	30.24
Ceinture supérieure	5.54
Ceinture secondaire	3.2
Volume total du BA (m3)	98.94

- **Surface des murs réalisés en brique :**

Donnée par la formule : $S_{gmur} = P_{mur} * h_{mur}$

Avec :

h_{mur}= hp = 6 m

$P_{mur} = 2*(L+l+2a)$

*Surface nette du mur :

Donnée par la formule : Snetmur = Sgmur - Sfenetre - Sportail

Avec :

Sportail =9m2

Sfenetre = 8.4 m2

- étant donné qu'on a choisi le type de brique de dimensions : 30*20cm

Donc :

Nbrique =$Smur/\ Sbrique$

Nbrique =5110 $unités$

Nbrique (T) = Nbrique *2

*Avec majotation de 10% :

NBrique = NBrique (T) *1.1

- Surface de crépissage des murs :

* Mur intérieur :

Donnée par la formule : Sm-in = (2(L-a)+2(l-a))*h

Avec : L =12 m

l = 9m

a =0.3m

Alors :

Scr/in = Sm-in – (Sp +Sf)

b) Mur extérieur :

Donnée par la formule : Sm-ex = (2(L+a)+2(l+a))*h

*Alors : Scr/ex = Sm-ex – (Sp +Sf)

- **Surface réalisation du plafond avec le plâtre ordinaire :**

S= (L-a)(l-a)

- **Fourniture, transport et mise en œuvre des fenêtres coulissantes et portail en acier :**

N_{porte} = 1 porte

$N_{fenêtre}$ = 5 fenêtres

- **La surface de la peinture du plafond :**

S_{PP}= $S_{Plafond}$

- **La surface de la peinture intérieure :**

S_{Pint} = $S_{mur-int}$

- **La surface de la peinture extérieure :**

S_{Pext} = S_{mur-ex}

Tableau VII.10 : Volumes des travaux de la station de pompage.

Désignation des travaux	Unité	Quantité
Décapage	M3	135
Déblai	M3	120
Béton de propreté	M3	24,12
Béton armé	M3	98,94
Remblai compacté	M3	104,8
Transport de terres en excés	M3	30,2
TVO	M3	58,32
Brique	pièce	11242
Crépissage des murs	M2	501
Platre ordinaire du plafond	M2	101,79
Fenetres	Pièce	5
Portaill	Pièce	1
Peinture du plafond	M2	101,79
Peinture intérieure	M2	244,8
Peinture extérieure	M2	259,2

3. Calcul des volumes des travaux de réservoir

- Caractéristiques des réservoirs :

Tableau VII.11: Caractéristiques des réservoirs

Réservoir progeté	Capacité du réservoir V (m3)	Prof de terassement h (m)	Diamètre intérieur D (m)	Epaisseur du radier a (m)	Epaisseur des parois B (m)	Hauteur du réservoir H (m)	Flèche de la coupole f (m)
R2 (Zaouia)	500	1	9.53	0.5	0.2	7	1.5
R3 (Ras Elma)	1000	1	13.47	0.5	0.2	7	1.5

- **Calcul du volume des déblais :**

La somme des volumes de déblais provenant des réservoirs et des chambres de manœuvres constitue le volume total des déblais :

Vd = [$\boldsymbol{S}$ + ($\boldsymbol{L}$ × $\boldsymbol{l}$)]× hexc (VII.8)

Pour le réservoir cylindrique : S = $\frac{\pi Dexc^2}{4}$

Dexc : Diamètre d'excavation (m), Dexc = Dext + 2

Dext : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), Dext = Dint + (2 × 0,5)

Dint : Diamètre intérieur du réservoir (m)

L : longueur de la chambre de manœuvre (m)

l : largeur de la chambre de manœuvre (m)

hexc : profondeur d'excavation (m), hexc = 1 m

Tableau VII.12 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoir	Dint (m)	Dext (m)	Dexc(m)	L(m)	L(m)	S (m2)	Vd (m)
Zaouia (R2)	9.53	10.53	12.53	6	3	123.31	141.31
Ras Elma (R3)	13.47	14.47	16.47	6	3	213.05	231.05
Volume total (m3)							372.36

- Calcul du volume du tout-venant :

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

Vtv = S × $\boldsymbol{etv}$ (VII.9)

$\boldsymbol{etv}$: Epaisseur de la couche du tout- venant (m), $\boldsymbol{etv}$ = 0,3 m

Tableau VII.13 : Calcul des volumes de tout- venant :

Réservoir	S (m2)	Etv (m)	Vtv(m3)
Zaouia (R2)	123.31	0.3	37
Ras Elma (R3	213.05	0.3	64
Volume total (m3)			101

- Calcul du volume de béton de propreté :

L'application du béton de propreté s'étendra sur une distance de 0,6 mètres à partir des parois extérieures du réservoir. Le calcul du volume de béton de propreté sera effectué en utilisant la formule suivante :

$\boldsymbol{Vbp}$ = S × $\boldsymbol{ebp}$ (VII.10)

Pour le réservoir circulaire : S =$\frac{\pi D_{bp}^2}{4}$

Dbp: Diamètre de la couche du béton de propreté (m), Dbp = Dext + 1,2

ebp : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), ebp = 0,15 m

Tableau VII.14 : Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoir	Dbp (m)	S (m)	ebp (m)	Vbp (m3)
Zaouia (R2)	11.73	108.06	0.15	4.34
Ras Elma (R3)	15.67	192.85	0.15	28.93
Volume total (m3)				33.27

- Calcul du volume du béton armé :

Les éléments du réservoir sont estimés par la formule :

Vba = S × H (VII.11)

Pour le réservoir circulaire : S = $\frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4}$

Dext : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m)

Dint : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m)

H : Hauteur de l'élément du réservoir (m)

Tableau VII.15 : Calcul du volume du béton armé.

Réservoir	S(m2)	H (m)	Vba (m3)
Zaouia (R2)	15.76	7	110.32
Ras Elma (R3)	70.54	7	493.78
Volume totale (m3)			604.1

- Coupoles :

R = $\frac{f^2 + \frac{D^2}{2}}{2f}$ (VII.12)

R : Rayon de la coupole (m)

D : Diamètre du réservoir (m)

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m

Vc = 2 × $\boldsymbol{\pi}$ × R × f × ec (VII.13)

Vc : Volume du béton armé de la coupole (m2)

ec : Epaisseur de la coupole (m), ec = 0,1 m

Tableau VII.16 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoir	R (m)	Vc (m3)
Zaouia (R2)	10	9.42
Ras Elma (R3)	18.2	17.15
Volume total (m3)		26.57

- Calcul du volume du remblai compacté :

  Vr = Src × h

  Pour le réservoir cylindrique S= $\frac{\pi(D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4}$

  h : Profondeur d'excavation (m), h = 1 m

Tableau VII.17 : Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoir	Dexc (m)	Dext (m)	Vrc (m3)
Zaouia (R2)	12.53	10.53	36.22
Ras Elma (R3)	16.74	14.74	49.45
Volume total (m3)			85.67

- Calcul de volume des terres en excès :

Vte=Vd-VR

- Surface de la protection de la coupole en PAX ALUMINIUM :

SPAX=Sc

Sc == $2\pi * R^2$

- Surface de la peinture intérieure et extérieur :

*Peinture extérieure :

Spex=2π Rex * hp

hp=H-ht

*Peinture extérieure :

Spin=2π Rint * hp

- Calcul du volume de la maçonnerie :

Les murs au niveau du sol des chambres de manœuvre des réservoirs seront construits avec des briques mesurant 30 × 20 cm, chaque brique couvrant une surface de 0,06 m².

Pour les deux chambres de manœuvre, le total de briques à utiliser est de 870 pièces.

Tableau VII.18 : Volumes des travaux des réservoirs.

Désignation	Unité	Quantité
Déblai de fouille	M3	372,36
TVO		101
Béton de propreté	M3	33,27
BA	M3	630,67
Remblai compacté	M3	85,67
Transport des terres en excés	M3	286,69
Brique	Pièce	435
PAX ALUMINIUM	M2	2709,6
Peinture intérieur	M2	578
Peinture extérieur	M2	628,32

IV.6. Calcul du devis quantitatif et estimatif :

IV.6.1. Devis quantitatif et estimatif de l'adduction :

Le devis quantitatif et estimatif présenté ci-dessous traduit, de manière chiffrée, l'ensemble des opérations nécessaires à la mise en place de la conduite principale, en tenant compte des quantités réelles, des prix unitaires et des montants correspondants.

Tableau VII.19 : Devis quantitatif et estimatif de l'adduction

NN	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	M3	6255,8	2677,5	16749904,5
2	Déblai	M3	33536,1	300	10060830
3	Sable	M3	4192,64	344,4	1443945,22
4	Remblai	M3	27074,96	1463,7	39629619
5	transport de terre en excès	M3	7753,37	1213,8	9411040,51
				Total HT (DA)	77295339,2
				TVA (%)	19
				TTC (DA)	91981453,6

IV.6.2. Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage :

Le tableau suivant expose le devis quantitatif et estimatif associé à cet ouvrage stratégique, en détaillant chaque poste constitutif et son impact financier.

Tableau VII.20 : Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage

NN	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
6	Décapage	M3	135	300	40500
7	Déblai	M3	120	300	36000
8	Béton de propreté	M3	24,12	8000	192960
9	Béton armé	M3	98,94	45000	4452300
10	Remblai compacté	M3	104,8	300	31440
11	Transport de terres en excés		30,2	350	10570
12	TVO	M3	58,32	1500	87480
13	Brique	pièce	11242	40	449680
14	Crépissage des murs	M2	501	500	250500
15	Platre ordinaire du plafond	M2	101,79	9000	916110
16	Fenetres	Pièce	5	20000	100000
17	Portaill	Pièce	1	150000	150000
18	Peinture du plafond	M2	101,79	800	81432
19	Peinture intérieure	M2	244,8	800	195840
20	Peinture extérieure	M2	259,2	800	207360
				Total HT (DA)	7202172
				TVA (%)	19
				TTC (DA)	8570584,68

IV.6.3. Devis quantitatif et estimatif des réservoirs :

Le devis quantitatif et estimatif ci-après regroupe l'ensemble des postes de dépense liés à ces infrastructures, permettant d'appréhender leur poids financier dans l'économie générale du projet.

Tableau VII.21 : Devis quantitatif et estimatif des réservoirs projetés

NN	Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
21	Déblai de fouille	M3	372,36	300	111708
22	TVO		101	1500	151500
23	Béton de propreté	M3	33,27	8000	266160
24	BA	M3	630,67	45000	28380150
25	Remblai compacté	M3	85,67	300	25701
26	Transport des terres en excés	M3	286,69	350	100341,5
27	Brique	Pièce	435	40	17400
28	PAX ALUMINIUM	M2	2709,6	795,21	2154701,02
29	Peinture intérieur	M2	578	75,4	43581,2
30	Peinture extérieur	M2	628,32	77,91	48952,4112
				Total HT (DA)	31300195,1
				TVA (%)	19
				TTC (DA)	37247232,2

IV.6.4. Devis quantitatif et estimatif Total

Le tableau ci-dessous présente le devis total du projet :

Tableau VII.22 : Devis total des travaux du projet

Désignation	Devis (DA)
Adduction	91981453,6
Station de pompage	8570584,68
Réalisation de 2 réservoirs	37247232,2
Devis Total	137799270

VII.7. Planification et phasage des travaux :

Cette planification a pour rôle de définir l'ordre des opérations, de maîtriser les délais d'exécution et d'assurer une utilisation rationnelle des ressources. Elle permet ainsi de garantir:

- Le déroulement des activités dans une **séquence logique et ordonnée**.
- Le respect du **calendrier prévu**, en réduisant les risques de retard.
- L'**optimisation des coûts et des moyens** techniques et humains mobilisés.

Pour ce projet, l'outil de suivi retenu est le **diagramme de Gantt**, largement utilisé en gestion de projet.

VII.7.1. Définition des tâches et leurs durées :

Le projet d'adduction se décompose en plusieurs tâches principales, à représenter dans le diagramme de Gantt :

- **La pose de la conduite d'adduction**
- **La construction de la station de pompage**
- **La réalisation des réservoirs de stockage**

Chaque tâche sera associée à une **durée prévisionnelle** ainsi qu'à des jalons de contrôle, afin de faciliter le suivi de l'exécution et de comparer l'avancement réel avec le planning initialement prévu.

Le tableau ci-après illustre le phasage estimatif des travaux :

Tableau VII.23 : Notation et durées des travaux du projet

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Étude et implantation du tracé	5
B	Terrassement de la tranchée	20
C	Pose du lit de pose	5
D	Pose et assemblage des conduites	30
E	Pose des pièces spéciales et accessoires	10
F	Essais de pression et étanchéité	7

Tableau VII.23 : Notation et durées des travaux du projet (suite)

Notation	Opération	Durée (jours)
G	Remblaiement final et remise en état	15
H	Terrassement plateforme station de pompage	10
I	Génie civil station (radier, murs, dalle)	25
J	Construction de la bâche de reprise	15
K	Installation électromécanique station	20
L	Installation électrique et automatisme	15
M	Essais et mise en service station	7
N	Préparation du site réservoirs	5
O	Fondations et dallage réservoirs	15
P	Élévation des parois réservoirs	20
Q	Réalisation couverture et ventilation	10
R	Pose des conduites d'alimentation réservoirs	10
S	Étanchéité et revêtement intérieur	10
T	Installation des équipements annexes	7
U	Essais et mise en service réservoirs	7

- Planification des taches **:**

Les opérations précédentes et suivantes associées à chaque tâche de réalisation sont détaillées dans les tableaux suivants :

Tableau VII . 24 : Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau

Tâche	Opération	Durée (j)	Antécédent(s)	Successeur(s)
A	Étude et implantation du tracé	5	—	B, H, N
B	Terrassement tranchée	20	A	C
C	Pose du lit de pose	5	B	D
D	Pose et assemblage conduites	30	C	E
E	Pièces spéciales et accessoires	10	D	F
F	Essais pression & étanchéité	7	E	G
G	Remblaiement final	15	F	—
H	Terrassement plateforme station	10	A	I
I	Génie civil station	25	H	J
J	Bâche de reprise	15	I	K

Tâche	Opération	Durée (j)	Antécédent(s)	Successeur(s)
K	Installation électromécanique	20	J	L
L	Installation électrique & automatisme	15	K	M
M	Essais et mise en service station	7	L	—
N	Préparation site réservoirs	5	A	O
O	Fondations réservoirs	15	N	P
P	Élévation parois réservoirs	20	O	Q
Q	Couverture & ventilation	10	P	R
R	Conduites alimentation réservoirs	10	Q	S
S	Étanchéité & revêtement	10	R	T
T	Équipements annexes	7	S	U
U	Essais et mise en service réservoirs	7	T	—

VII.7.2. Durée totale et chemin critique :

Détermination des délais par la méthode du tableau :

Tableau VII . 25 : Détermination des délais pour le réseau.

Opération	TR	DCP	DFP	DCPP	DFPP	MT
A	5	0	5	0	5	0
B	20	5	25	10	30	5
C	5	25	30	30	35	5
D	30	30	60	35	65	5
E	10	60	70	65	75	5
F	7	70	77	75	82	5
G	15	77	92	82	97	5
H	10	5	15	5	15	0
I	25	15	40	15	40	0
J	15	40	55	40	55	0
K	20	55	75	55	75	0
L	15	75	90	75	90	0
M	7	90	97	90	97	0
N	5	5	10	28	33	23
O	15	10	25	18	33	8
P	20	25	45	33	53	8
Q	10	45	55	53	63	8
R	10	55	65	63	73	8
S	10	65	75	73	83	8
T	7	75	82	83	90	8

Opération	TR	DCP	DFP	DCPP	DFPP	MT
U	7	82	89	90	97	8

Avec

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DFP : Date de finissement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFPP : Date de finissement au plus tard

MT : Marge totale.

Détermination des délais par le diagramme de Gantt :

Il constitue l'outil le plus adapté à cet effet, car il permet de visualiser l'ensemble des opérations, leur durée, leurs enchaînements ainsi que leurs éventuels chevauchements. Ce diagramme illustre donc la répartition temporelle des travaux de l'adduction, de la station de pompage et des réservoirs, tout en mettant en évidence les tâches critiques dont le respect conditionne directement la durée totale du projet.

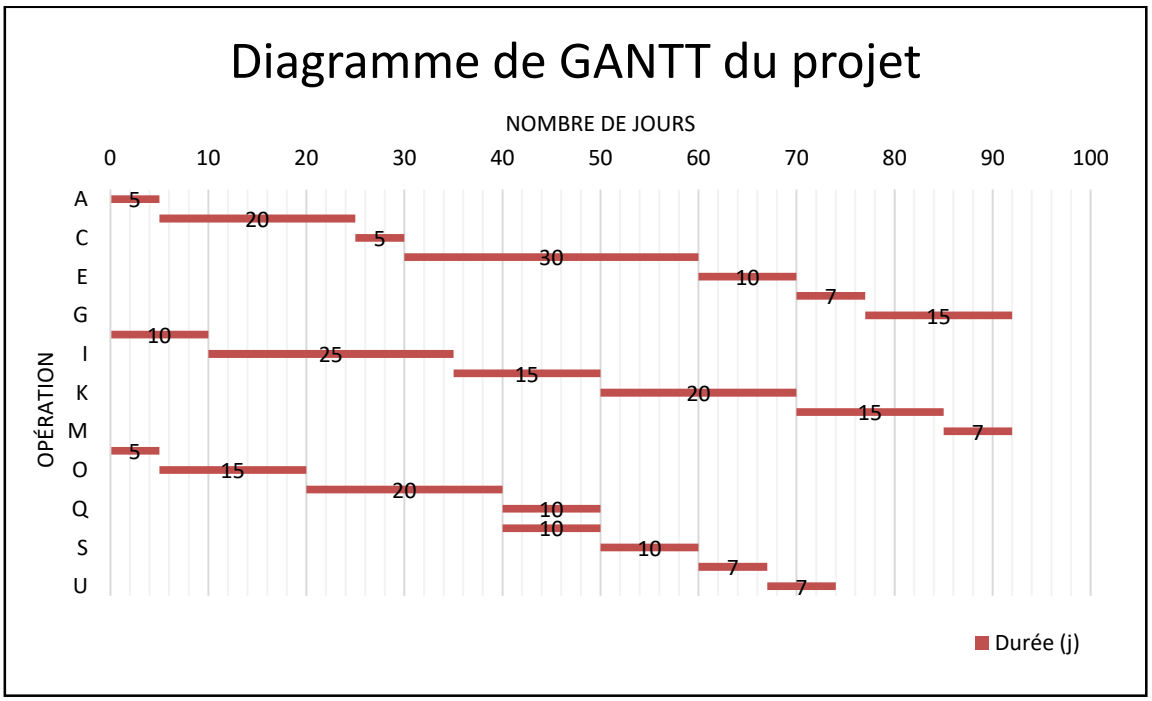


Figure VII.1 : Diagramme de Gantt du projet

- Durée totale prévisionnelle = 92 jours.

- Chemins critique atteignant 92 j :

- Chemin Conduite (A → G) : A→B→C→D→E→F→G = 92 j
- Chemin Station (H → M) : H→I→J→K→L→M = 92 j

- Ces deux chaînes sont strictement critiques : tout retard sur l'une des tâches de ces chaînes retardera la date de fin du projet.

- La chaîne réservoirs (N → U) totalise 74 jours ; elle n'est pas critique et possède une marge totale de 18 jours (92 − 74 = 18 j). Cela signifie que l'ensemble des tâches liées aux réservoirs peut être retardé jusqu'à 18 jours au total sans retarder la fin globale

VII.8. Gestion des Risques et Sécurité au Travail

La gestion rigoureuse des risques et la mise en œuvre de mesures de sécurité conformes aux réglementations sont indispensables pour prévenir les accidents et assurer le bien-être du personnel tout au long des opérations de chantier. Une politique proactive en matière de sécurité constitue aussi un levier d'efficacité opérationnelle et d'image institutionnelle.

❖ **Identification et évaluation des risques**

- Recensement systématique : Chaque phase du chantier est soumise à une analyse détaillée des risques potentiels, incluant les risques physiques (chutes, manutentions, collisions), mécaniques, chimiques, électriques, ainsi que les risques environnementaux.
- Hiérarchisation : Les risques sont évalués en fonction de leur probabilité de survenance et de la gravité de leurs conséquences, ce qui permet de prioriser les actions de prévention.

❖ **Mise en place des mesures préventives**

- Equipements de Protection Individuelle (EPI) : Casques, gants, lunettes de protection, chaussures de sécurité, protections auditives et respiratoires sont portés obligatoirement selon les postes et situations.
- Formation et sensibilisation : Des sessions régulières de formation à la sécurité sont organisées pour former les opérateurs aux bonnes pratiques, à l'utilisation des équipements et à la gestion des situations d'urgence.

- Procédures strictes : Protocoles pour les opérations à risques, consignes claires pour la manutention, l'utilisation des machines, le travail en hauteur, et les interventions en milieu confiné.

❖ **Surveillance et contrôle**

- Présence d'un responsable sécurité : Un coordinateur ou responsable HSE (Hygiène, Sécurité, Environnement) supervise le respect des règles, effectue des audits, réalise des inspections régulières et gère les incidents.
- Registre et traçabilité : Tenue d'un registre des incidents et accidents, suivi des indices de fréquence et gravité, retour d'expérience pour amélioration continue.
- Signalisation adaptée : Mise en place de panneaux, balisages et zones interdites clairement visibles pour éviter tout accès non autorisé aux zones dangereuses.

❖ **Gestion des situations d'urgence**

- Organisation d'interventions rapides : Plans d'évacuation, matériel de premiers secours, formations au secourisme, présence de personnel formé aux gestes d'urgence.
- Communication efficace : Systèmes d'alerte et de communication pour mobiliser rapidement les équipes et services compétents en cas d'accident ou incident.

❖ **Intégration environnementale**

- Prévention des nuisances : Limitation du bruit, gestion des poussières et rejets, protection des sols et cours d'eau.
- Gestion des déchets dangereux et non dangereux : Tri, stockage sécurisé, élimination conforme aux normes environnementales.

Conclusion

L'étude d'organisation du chantier a permis de quantifier et de planifier l'ensemble des travaux nécessaires à la réalisation du système d'adduction. Les résultats obtenus montrent que l'adduction constitue la part la plus importante du projet, avec un linéaire de **12,95 km** et un coût global évalué à près de **92 millions DA TTC**. La station de pompage, indispensable pour franchir la dénivelée et assurer l'alimentation en hauteur, mobilise des travaux de génie civil et d'équipements spécifiques pour un montant de **8,57 millions DA TTC**. Les réservoirs projetés,

quant à eux, représentent un investissement de **37,25 millions DA TTC** et nécessitent environ **630 m³ de béton armé**.

Au total, le projet s'élève à **137,8 millions DA TTC**, soit un budget conséquent réparti à environ **67 % pour l'adduction**, **6 % pour la station de pompage** et **27 % pour les réservoirs**.

La durée prévisionnelle du chantier est estimée à **92 jours**, avec deux chaînes critiques principales identifiées : les travaux d'adduction et ceux de la station de pompage. Leur maîtrise conditionne le respect des délais contractuels et la bonne mise en service du système.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'étude réalisée a permis de concevoir un projet d'adduction et de refoulement d'eau potable répondant aux besoins de la région de RAS ELMA et de ZAOUIA de la commune de Azzaba (W. Skikda). Les principaux résultats obtenus peuvent être résumés comme suit :

- Le débit maximal journalier à satisfaire a été évalué à 6 705,157 m³/j, soit environ **77**,6 L**/s**, avec un débit horaire de pointe de l'ordre de 153 L/s.
- Le tracé de l'adduction a mis en évidence une alimentation gravitaire jusqu'à une cote limite, au-delà de laquelle une station de pompage implantée à l'altitude **77**,91 m a été retenue.
- Cette station alimente deux réservoirs principaux : le réservoir de Zaouia (cote 174,37 m, conduite de 2 484,6 m) et celui de Ras Elma (cote 195,62 m, conduite de 4 403,73 m).
- Le dimensionnement hydraulique a conduit à un choix de conduites en PEHD PN16, avec des diamètres optimisés par la méthode de Darcy–Weisbach et une vérification économique. Les pertes de charge linéaires calculées atteignent 54,17 m pour une longueur totale de 12 949 m.
- Le volume des réservoirs a été fixé à 50 m³ pour la bâche de reprise, et à des capacités respectives de 500 m3 et de 1000 m3 pour les réservoirs de stockage de Zaouia et Ras Elma afin de couvrir les pointes journalières et horaires.
- La protection contre les coups de bélier a été assurée par l'installation d'un réservoir d'air dimensionné selon la méthode de Peuch et Meunier, et la protection anticorrosion par le choix de matériaux résistants aux sols gypseux et salins rencontrés dans la région.
- L'organisation du chantier a été planifiée par un diagramme de Gantt détaillant les phases de terrassement, pose de canalisations, génie civil, installation électromécanique, contrôle et essais.
- Le coût global du projet a été estimé à environ cent trente-huit millions de dinars algériens (DA TTC)

En fin, à travers le présent travail, nous proposons une approche intégrée et méthodique de l'approvisionnement en eau potable des localités de Ras Elma et de Zaouia. Il combine une analyse hydraulique rigoureuse, le dimensionnement précis des ouvrages, l'étude technico-économique et la planification opérationnelle du chantier, afin de fournir une solution durable et adaptée aux besoins actuels et futurs, garantissant une couverture optimale des besoins en

eau potable à l'horizon **2055**. Ainsi nous avons établi un schéma directeur, techniquement viable pour l'alimentation en eau potable de la région, conciliant fiabilité hydraulique, optimisation économique et durabilité face aux contraintes du terrain.

Références bibliographiques

Référence bibliographique

[1] B. SALAH « polycopie d'alimentation en eau potable », ENSH 1994.

[2] W. MOKRANE « système de pompage, 1er partie : les pompes hydrauliques », ENSH 2021

[3] A. DUPONT « hydraulique urbaine Tome 2, ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux » Paris. 1974. 330p.

[4] TALATA Meriem : << ETUDE DE SYSTEME D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE BIR ENSA, TINER, OULED SABOR ET DE MEGA ZONE, A PARTIR DU RESERVOIR 40000M3. (W.SETIF) >>. MEMOIRE D'INGENIEUR D'ETAT, EHSH, 2023

[5] KADDOURI El Habib : << Dimensionnement du système d'approvisionnement en eau potable de la commune de Chehaima (W. TIARET) >>. MEMOIRE D'INGENIEUR D'ETAT, EHSH, 2023

[6] NASA POWER (Prediction Of Worldwide Energy Resources). (2023). *Climatological Data for Algeria (Skikda)*. https://power.larc.nasa.gov

[7] ISO 4427. (2019). *Systèmes de canalisations en polyéthylène (PE) pour l'alimentation en eau*. Organisation internationale de normalisation.

[8] MAATAR YOUNECE : << ETABLISSEMENT D'UN PROGRAMME DE SIMULATION DES PHENOMENES TRANSITOIRES DANS LES CONDUITES >>. Mémoire de fin d'étude, UNIVERSITÉ DE BATNA, 2002

Annexes

Annexe (I)

Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>10000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	**100%**	**100%**	**100%**	**100%**	**100%**

Source : le catalogue de B.SALAH

Annexe (II)

Abaque de PEUCH et MEUNIER

ABAQUE N° 9

76

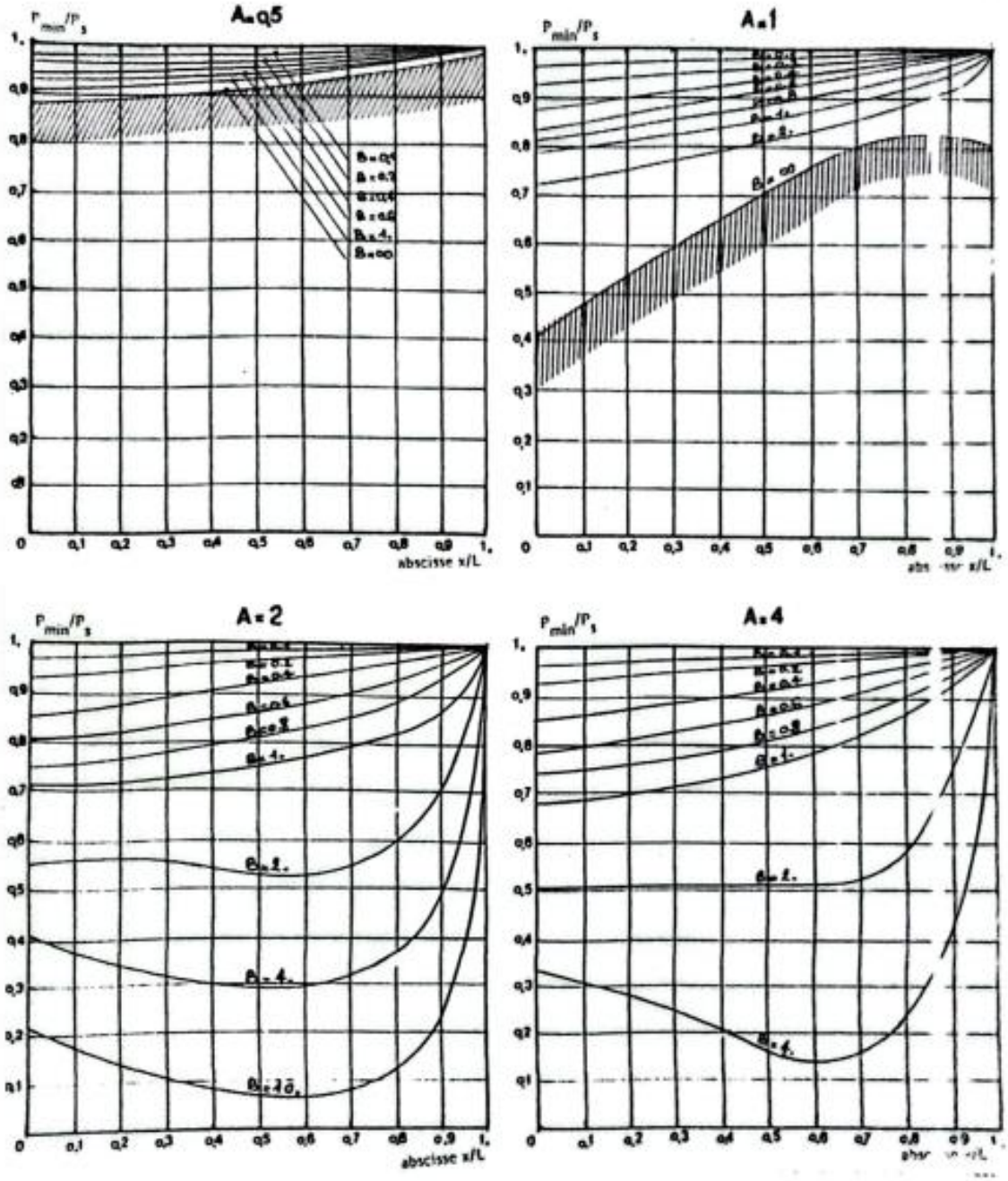
DIMENSIONNEMENT DE BALLONS ANTI-BELIER

PROTECTION CONTRE LES DEPRESSIONS

DETERMINATION DU COEFFICIENT B

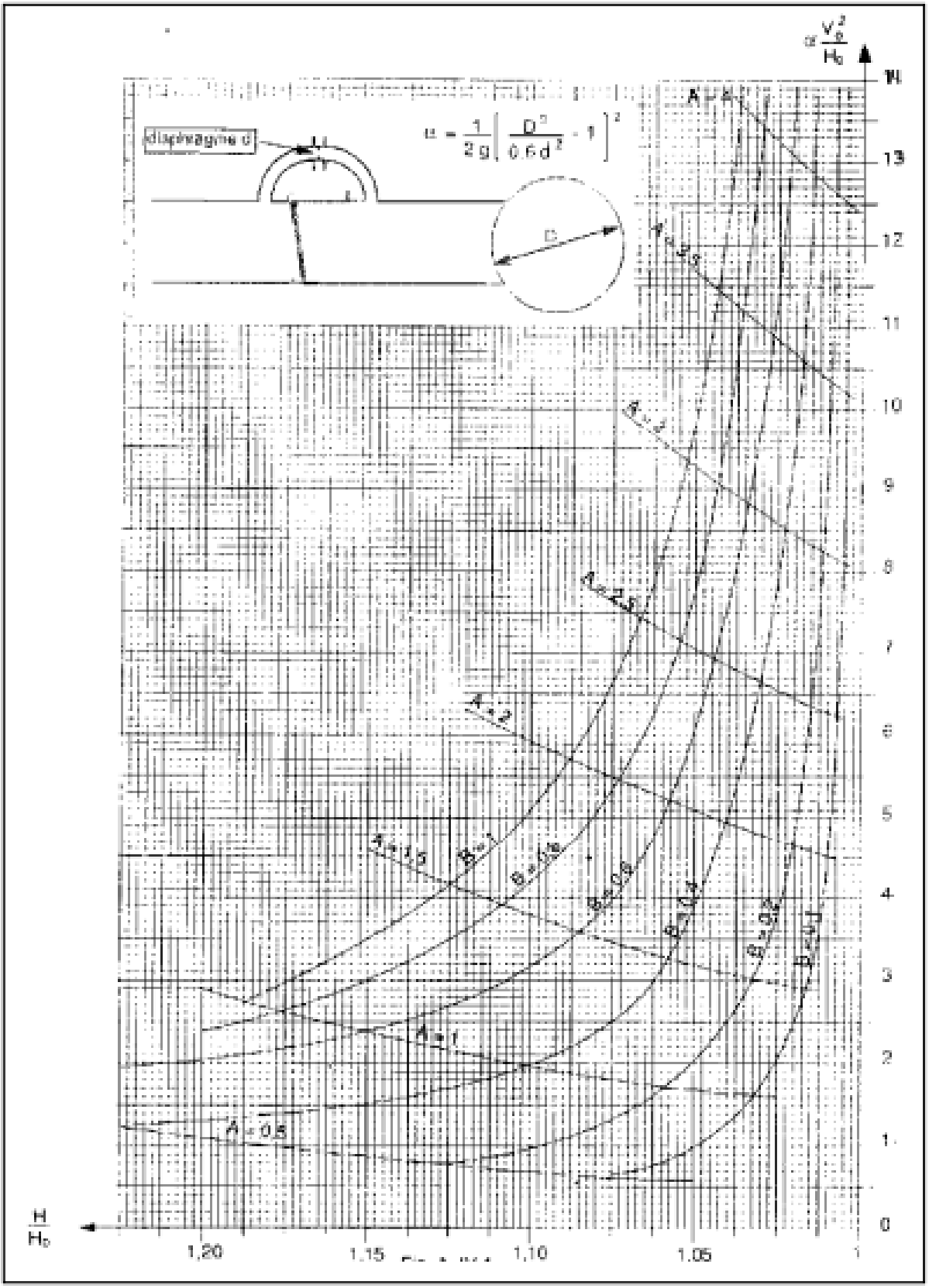
(Définissant le volume d'air initial dans le ballon)

K = 2



Annexe (III)

Abaque de DUBAIN et GUENEAU



Annexe (IV)

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

HV80 /2B+100

Caractéristiques requises

Débit	50,8 l/s
Hauteur de refoulement	134 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.bre de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	30,3 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Puissance absorbée	58,5 kW
Rendement	71,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	150 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

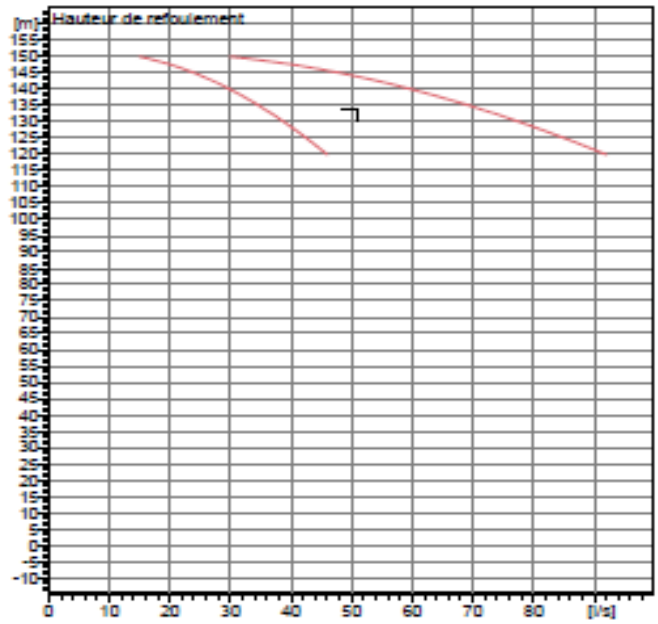
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	465 kg

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Latern bracket	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

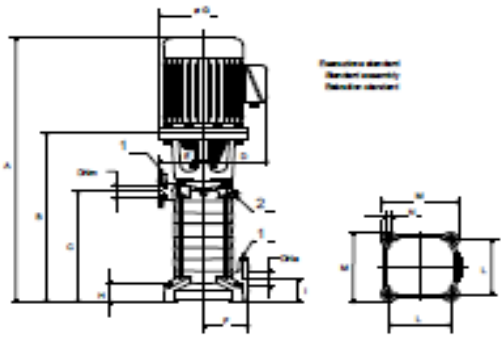


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

1 = G3/8
2 = G3/8
A = 1848
B = 688
C = 324
D = 522
E = 300
F = 275
G = 550
H = 100
I = 112
L = 350
M = 410
N = 22



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
16/09/2025	1		

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)