



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Étude du système d'adduction de la zone Est d'Alger à
Partir de la Station de dessalement El-Marsa (w. Alger).**

Présenté par :

CHAIB Nesrine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
ALI SEGHIR Djamel	M.C.A	Examineur
BENCHIHEB Nedjouda	M.C.B	Examineur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2024

Dédicace

“

À mes cher parents,

Qui m'ont soutenue depuis le premier jour et n'ont jamais cessé de croire en moi. Ce travail est la concrétisation de vos efforts, de vos sacrifices, et de votre amour inconditionnel.

À ma sœur et mon frère pour leur aide précieuse, leur présence bienveillante, et leur soutien constant. Vous avez su me motiver même dans les moments les plus difficiles.

À mes amis :Alaa, Wissem, Sonia, Imene, Lina pour leur amitié sincère, leur soutien moral, leur aide et pour tous ces moments de partage et de joie.

À tous ceux qui me sont chers, et à la mémoire de ceux qui nous ont quittés trop tôt.

Merci d'avoir contribué, de près ou de loin, à l'accomplissement de ce travail.

”

-Nesrine

Remerciements

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Allah, qui m'a guidée tout au long de ce parcours, me donnant la force, la sagesse et la détermination nécessaires pour accomplir ce travail.

Je tiens à remercier de tout cœur mes chers parents, dont le soutien constant et l'encouragement ont été une source de motivation tout au long de mes études.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadrante, Mme KAHLERRAS Malika, pour sa disponibilité, ses conseils précieux qui ont été essentiels à la réussite de ce projet, et son soutien tout au long de ce parcours.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à l'ingénieur M. HANIFI Brahim de m'avoir proposé ce projet ainsi que pour ses conseils. Je remercie également toute l'équipe de SEAAL pour leur engagement et leur précieuse collaboration.

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet en acceptant d'examiner mon travail. Leur temps et leur engagement sont sincèrement appréciés.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à l'ensemble de mes enseignants, dont le savoir et l'engagement ont grandement contribué à mon parcours académique.

-Nesrine

ملخص

نظرًا للنقص الحاد في مياه الشرب في ولاية الجزائر، يهدف مشروعنا إلى تزويد ست بلديات في شرق الولاية بالمياه من محطة تحلية المياه الواقعة في بلدية المرسى.

يتضمن هذا المشروع تقديم مقترحات لتحسين إمدادات المياه الصالحة للشرب في هذه المنطقة ذات الكثافة السكانية العالية، وتصميم نظام شامل لنقل المياه من محطة التحلية إلى خزانات التزويد، بما في ذلك تحديد احجام الخزانات ومحطة الضخ، واتخاذ تدابير لحماية الأنابيب من ظاهرة 'المطرقة المائية'، بالإضافة إلى تنظيم وتخطيط المشروع.

الكلمات المفتاحية:

تحلية المياه، نقل المياه، خزانات التزويد، محطة الضخ، نقل المياه، حماية أنابيب المياه.

Résumé

Face au déficit critique en eau potable dans la wilaya d'Alger, notre projet vise à alimenter six communes de l'Est de la wilaya à partir de la station de dessalement située à El Marsa. Ce projet a pour objectif de concevoir un système complet pour le transfert de l'eau depuis la station de dessalement jusqu'aux réservoirs de stockage, incluant le dimensionnement des réservoirs et des stations de pompage, la protection des tuyaux contre le phénomène du coup de bélier, ainsi que l'organisation et la planification du projet.

Mots-clés :

Déficit en eau potable, Transfert de l'eau, Station de dessalement, Réservoirs de stockage, Stations de pompage, Protection des canalisations.

Abstract

Due to the severe Water crisis in the Wilaya of Algiers, our project aims to supply six municipalities in the eastern part of the Wilaya from the desalination plant located at El Marsa. This project aims to design a system for transferring water from the desalination plant to the storage reservoirs, including the sizing of reservoirs and pumping stations, protection of pipes against the water hammer, as well as the organization and planning of the project.

Keywords:

Water crisis, Water transfer, Desalination plant, Storage reservoirs, Pumping stations, Pipe protection.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction générale :	1
Introduction :	3
I.1. Situation géographique :	3
I.2. Situation topographique :	4
I.3. Situation géologique et hydrogéologique :	5
1.3.1. Géologie :	5
1.3.2. Situation hydrogéologique :	5
I.4. Situation hydrographique [4] :	6
I.5. Situation climatologique :	6
I.5.1. La température :	7
I.5.2. La pluviométrie :	8
I.6. Sismicité :	9
I.7. Situation démographique :	10
I.8. Situation hydraulique :	11
I.8.1. Description du système d'adduction existant :	11
I.8.2. Complexe de stockage :	12
I.8.3. Description de la station de dessalement El Marsa :	12
I.8.4. Qualité d'eau de la SDEM :	13
Conclusion :	14

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau.

Introduction :	16
II.1. Evaluation de la population :	16
II.2. Évaluation de la consommation moyenne journalière :	17
II.2.1 Estimation des besoins en eau domestiques :	17
II.2.2 Estimation des besoins en eau publics :	18

II.2.3. Le débit moyen journalier total :.....	22
II.3 Variation de la consommation journalière :.....	23
II.3.1 Consommation maximale journalière :	23
II.3.2. Consommation minimale journalière :.....	23
II.4. Etude de la consommation horaire :	24
III.5. Calcul du déficit de consommation :.....	31
Conclusion :.....	31

CHAPITRE III : Etude de stockage.

Introduction :.....	33
III.1 Définition d'un réservoir :.....	33
III.2 Rôles des réservoirs :.....	33
III.3 Classification des réservoirs :	33
III.4 Emplacement des réservoirs :.....	34
III.5 Exigences techniques pour la construction d'un réservoir [18] :.....	34
III.6 Equipements des réservoirs [15] :.....	34
III.6.1 Conduite d'arrivée :	34
III.6.2 Conduite de départ :.....	35
III.6.3 Conduite de vidange :	35
III.6.4 Conduite de trop plein :.....	36
III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	36
III.7 Détermination de la capacité d'un réservoir [10] :.....	37
III.7.1 Méthode analytique :.....	37
III.7.2. Méthode graphique :	38
III.8.1 Réservoir cylindrique :.....	49
III.8.2 Réservoir rectangulaire :	50
III.9. Capacité de stockage projeté :.....	50
Conclusion :.....	51

CHAPITRE IV : Etude d'adduction.

Introduction :	53
IV.1 Type d'adduction :	53
IV.1.1 Adduction gravitaire [6]:	53
IV.1.2 Adduction par refoulement :	53
IV.1.3 Adduction mixte.....	53
IV.2 Choix du tracé de l'adduction :	54
IV.2.1 Présentation des variantes du tracé :	54
IV.2.2. Description du tracé de l'adduction :	55
IV.3 Choix du matériau de la conduite :	55
IV.4 Calcul hydraulique	56
IV.4.1 Cas gravitaire :	56
IV.4.2 Cas de refoulement :	57
IV.4.2.1 Hauteur manométrique totale :	58
IV.4.2.2 Puissance de pompage :	59
IV.4.2.3 Énergie requise pour le pompage :	59
IV.4.2.4 Dépense annuelle de l'énergie :	60
IV.4.2.5 Amortissement annuel :	60
IV.5 Détermination des diamètres de l'adduction :	60
IV.5.1 Dimensionnement du tronçon (SDEM-Anglade) :	60
VI.5.2 Dimensionnement du tronçon (SDEM-El Marsa) :	63
VI.5.2 Dimensionnement du tronçon (Chabou – CE Bordj el bahri) :	66
VI.5.3 Détermination des longueurs équivalentes :	68
VI.5.4 Dimensionnement des tronçons gravitaires :	69
VI.6 Simulation hydraulique du réseau sur Epanet :	71
VI.6.1 Analyse des résultats.....	73
Conclusion.....	73

CHAPITRE V : Etude de pompage.

Introduction	75
V.1. Définition	75
V.2. Couplage des pompes	75
V.3.Choix du nombre et type de pompe.....	75
V.4 Point de fonctionnement d'une pompe	75
V.4.1. Courbe caractéristique de la conduite	76
V.4.2 Modes de réglage des débits des pompes [1] :	76
V.5 Etude du point de fonctionnement :	77
V.5.1 Refoulement SP – Complexe Anglade :	77
V.5.2. Refoulement SP – Réservoir El Marsa :	79
V.5.3 Refoulement Chabou – Bordj el bahri :	81
V.5.4 Courbe caractéristique de la conduite SP – Complexe Anglade :	81
V.5.5 Courbe caractéristique SP – Réservoir El Marsa :	83
V.6.Choix du moteur électrique	84
V.6.1. Critères pour le choix du moteur électrique :	84
V.6.2 Caractéristiques du moteur SP – Complexe Anglade :	85
V.6.3 Caractéristiques du moteur SP- Réservoir El Marsa :	85
V.7. Etude de la cavitation :	86
V.8 Calage de la pompe :	87
V.8.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible SP- Complexe Anglade :	87
V.8.2 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible SP – Réservoir Marsa :	89
V.9 Équipements hydrauliques situés en amont et en aval de la pompe :	90
V.9.1 Équipements en amont de la pompe :	90
V.9.2 Equipements en aval de la pompe :	90
V.10 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :	91
V.10.1 La hauteur du bâtiment :	91

V.10.2 Longueur du bâtiment :	91
V.10.3 Largeur du bâtiment :	92
Conclusion :	92

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier.

Introduction :	94
VI.1 Définition :	94
VI.2 Les causes du coup de bélier :	94
VI.3 Les conséquences du coup de bélier :	95
VI.4 Description du phénomène de coup de bélier : [6]	95
VI.5 Détermination théorique de la célérité d'onde du coup de bélier [6] :	97
VI.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	99
VI.7 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [6]:.....	100
VI.8 Calcul du volume des réservoirs d'air :	100
Conclusion :	106

CHAPITRE VII : Planification et organisation de chantier.

Introduction :	108
VII.1 Définition [19] :	108
VII.2 Méthode de planification CPM (méthode du chemin critique) [19] :	108
VII.3 Travaux concernant l'adduction :	109
VII.3.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	113
VII.3.2 Devis quantitatif et estimatif de l'adduction :	116
VII.3.3 Calcul de la durée d'exécution des travaux :	117
VII.3.3.1 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :	117
VII.3.3.2 Le rendement d'exploitation de la pelle choisie :	117
VII.3.3.3 Calcul du temps d'exécution :	117
VII.3.3.4 Définitions des tâches et leurs durées :	118
VII.3.3.5 Planification par la méthode CPM pour l'adduction :	119

VII.4 Travaux concernant les réservoirs :	120
VII.4.1 Calcul des volumes de travaux des réservoirs :.....	120
VII.4.2 Réservoirs d'alimentation circulaire :.....	120
VII.4.3 Réservoirs de stockage rectangulaire :.....	125
VII.4.4 Devis quantitatif estimatif des réservoirs :.....	126
VII.4.5 Calcul de la durée d'exécution des travaux :	127
VII.4.5.1 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :.....	127
VII.4.5.2 Définitions des taches et leurs durées :	127
VII.4.5.3 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :	128
VII.5 Calcul des volumes des travaux des stations de pompages :	129
VII.5.1 Travaux concernant les stations de pompage :	129
VII.5.2 Calcul des volumes de travaux de la station de pompage :	130
VII.5.3 Devis quantitatif estimatif de la station de pompage :.....	134
VII.5.4 Calcul de la durée d'exécution des travaux de la station de pompage :	135
Conclusion :.....	136
Conclusion générale :	136

LISTES DES TABLEAUX :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Températures moyenne mensuelle (2001-2021).	7
Tableau I.2: Précipitations moyenne mensuelle interannuelle (2001-2021).	8
Tableau I.3 : Répartition de la population de la zone Est d'Alger.....	10
Tableau I.4 : Paramètres organoleptique de la SDEM El Marsa.	13
Tableau I.5 : Paramètres physico-chimique de la SDEM El Marsa.	13

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau.

Tableau II.1 : Evolution de la population pour les différents horizons.	16
Tableau II.2 : Estimation des besoins en eau domestiques des communes.	18
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.	18
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.	19
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.	20
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	21
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des différentes besoins publics.	22
Tableau II.8 : Le débit moyen journalier total.	22
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des consommations journalières.	24
Tableau II.10 : Calcul des déficits à combler.	31

CHAPITRE III : Etude de stockage.

Tableau III.1 : Dimensions de la bache d'aspiration.	40
Tableau III.2 : Evaluation du volume résiduel de Anglade.	41
Tableau III.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Chabou.	42
Tableau III.4 : Evaluation du volume résiduel du CE Bordj El Bahri.	43
Tableau III.5 : Evaluation du volume résiduel d'El Marsa.	44
Tableau III.6 : Evaluation du volume résiduel de Ain Taya.	45
Tableau III.7 : Evaluation du volume résiduel de Heraoua.	46
Tableau III.8 : Evaluation du volume résiduel de Rouiba.	47
Tableau III.9 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Reghaia.	48
Tableau III.10 : Dimensions du réservoir d'El Marsa.	49
Tableau III.11 : Dimensions du réservoirs Anglade.	50

Tableau III.12 : Capacité de stockage projeté pour la zone Est d'Alger.	50
Tableau III.13 : Récapitulatif des ouvrages de stockage	51

CHAPITRE IV : Etude d'adduction.

Tableau IV.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types des tuyaux	57
Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient M	57
Tableau IV.3 : Les caractéristiques de la conduite SDEM-Anglade.	61
Tableau IV.4 : Variation des HMT en fonction du diamètre.	61
Tableau IV.5 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	61
Tableau IV.6 : Évolution des coûts d'investissement en fonction du diamètre.....	62
Tableau IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	62
Tableau IV.8 : Calcul du diamètre économique SDEM-El Marsa.	63
Tableau IV.9: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	64
Tableau IV.10: Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	64
Tableau IV.11: Évolution des coûts d'investissement en fonction du diamètre	64
Tableau IV.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	65
Tableau IV.13 : Calcul du diamètre économique Chabou- Bordj el bahri.	66
Tableau IV.14: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	66
Tableau IV.15: Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	66
Tableau IV.16: Évolution des coûts d'investissement en fonction du diamètre.	67
Tableau IV.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	67
Tableau IV.18 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire	68
Tableau IV.19 : Caractéristiques du matériau choisis.....	68
Tableau IV.20 : Diamètre calculé des tronçon gravitaires.....	69
Tableau IV.21 : Diamètres calculés du tronçon Anglade-Rouiba.....	70
Tableau IV.22 : Diamètres normalisées de la conduite Anglade - Rouiba	70
Tableau IV.23 : Calcul du diamètre de la conduite (piquage A-RV)	71
Tableau IV.24 : Récapitulatifs des diamètres de chaque tronçon.	71

CHAPITRE V : Etude de pompage.

Tableau V.1: Les caractéristiques des pompes en fonction de leur quantité.	77
Tableau V.2: Les caractéristiques des pompes en fonction de leur quantité.	79
Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- Anglade)	81

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	83
Tableau V.5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	85
Tableau V.6 : La puissance du moteur de chaque type de pompe.	85

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier.

Tableau VI.1 : Propriétés mécaniques et physiques des matériaux	98
Tableau VI.2 : Le temps de retour de l'onde de déformation des tronçons gravitaires.	99
Tableau VI.3 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement. .	103
Tableau VI.4 : Détermination de célérité d'onde des tronçons de refoulement.....	103
Tableau VI.5 : Calcul du profil en long de la conduite d'adduction.	104
Tableau VI.6 : Calcul du volume des réservoirs d'air.	106

CHAPITRE VII : Planification et organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul du volume des travaux d'adduction.	115
Tableau VII.2 : Volumes totales des travaux d'adduction	115
Tableau VII.3 : Devis quantitatif et estimatif de l'Adduction.	116
Tableau VII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	117
Tableau VII.5 : Récapitulation des volumes et des durées d'excavation des tranchées	118
Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations d'adduction.	118
Tableau VII.7 : Tâches à réaliser avant et après chaque opération de l'adduction.	119
Tableau VII.8 : données proposées pour les réservoirs projetés.....	120
Tableau VII.9 : Calcul du volume de déblai et décapage.	123
Tableau VII.10 : Volume des travaux du béton de propreté et béton armée.....	124
Tableau VII.11 : Volumes totales des travaux des réservoirs.	124
Tableau VII.12 : Volumes totales des travaux du réservoir rectangulaire.	125
Tableau VII.13 : Devis quantitatif et estimatif des réservoirs.	126
Tableau VII.14 : Temps de réalisation des opérations des réservoirs.	127
Tableau VII.15 : Tâches à réaliser avant et après chaque opération des réservoirs.....	128
Tableau VII.16 : Caractéristique de l'abri de la station de pompage.....	130
Tableau VII.17 : Calcul des volumes de béton armée.	132
Tableau VII.18 : Volumes totales des travaux de la station de pompage/.....	133
Tableau VII.19 : Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage.....	134
Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations des réservoirs.	135
Tableau VII.21 : Tâches à réaliser avant et après chaque opération de la station de pompage.	135

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la zone Est d'Alger	3
Figure I.2: Carte topographique Alger Est, altitude, relief	4
Figure I.3 : Extrait de la carte géologique de l'Algérois [14].	5
Figure I.4 : Situation Hydrographique de la zone d'étude.	6
Figure I.5 : Variation mensuelle des températures de la station Dar El Beida.....	7
Figure I.6 : Répartition des pluies mensuelles moyennes de dar el beida.	8
Figure I.7 : Diagramme ombro-thermique de la Station Dar El Beida.	9
Figure I.8 : Sismicité de la zone d'étude.....	10
Figure 1.9 : Plan des secteurs hydrauliques de la wilaya d'Alger.	11
Figure I.10 : Image satellitaire de la station de dessalement "El Marsa"	12

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau.

Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude.....	17
Figure II.2 : Histogramme de consommation de Bordj El Bahri.	25
Figure II.3 : La courbe de cumul de consommation de Bordj El Bahri.	25
Figure II.4 : Histogramme de consommation d'El Marsa.	26
Figure II.5 : La courbe de cumul de consommation d'El Marsa.	26
Figure II.6 : Histogramme de consommation de Ain Taya.	27
Figure II.7 : La courbe de cumul de consommation de Ain Taya.	27
Figure II.8 : Histogramme de consommation de Heraoua.	28
Figure II.9 : La courbe de cumul de consommation de Heraoua.	28
Figure II.10 : Histogramme de consommation de Rouiba.....	29
Figure II.11 : La courbe de cumul de consommation de Rouiba.	29
Figure II.12 : Histogramme de consommation de Reghaïa.	30
Figure II.13 : La courbe de cumul de consommation de Reghaïa.	30

CHAPITRE III : Etude de stockage.

Figure III.1 : Conduite d'arrivée en siphon.	34
Figure III.2 : Conduite d'arrivée en siphon noyé	34
Figure III.3 : Conduite d'arrivée par le bas.	34
Figure III.4 : Conduite d'arrivée par le fond.	34
Figure III.5 : Système a deux prises.....	35

Figure III.6 : Schéma générale du réservoir.	36
Figure III.7 : Courbe apport-consommation.	38

CHAPITRE IV : Etude d'adduction.

Figure IV.1 : Schéma d'adduction mixte.	52
Figure IV.2 : Tracé de l'adduction.	54
Figure IV.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement	61
Figure IV.4 : Schéma de l'adduction par refoulement SDEM-El Marsa.	62
Figure IV.5: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement	64
Figure IV.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement	67
Figure IV.7 : Résultats de simulation des Vitesses et pressions.	71
Figure IV.8 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau	71
Figure IV.9 : Valeurs des charges et pressions du réseau.....	72

CHAPITRE V : Etude De pompage.

Figure V.1 : Pompe de type Omega.	
Figure V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe type Omega 300-435 B	77
Figure V.3 : Courbes caractéristiques de la pompe de type Omega 125-365	79
Figure V.4 : Point de fonctionnement de la pompe SP-Anglade.	81
Figure V.5 : Point de fonctionnement de la pompe SP-El Marsa.....	82
Figure V.6 : Equipements en amont de la pompe	89
Figure V.7 : Equipements en aval de la pompe.	89

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier.

Figure VI.1 : Description de la méthode de Peuch et Meunier.	101
Figure VI.2 : Caractéristiques de la conduite SDEM-Anglade.	103
Figure VI.3 : Profil en long de la conduite d'adduction.....	104

CHAPITRE VII : Planification et organisation de chantier.

Figure VII.1 : Pose de canalisation sur terrain ordinaire.	109
Figure VII.2 : Pose sur semelle continue.	110
Figure VII.3 : Pose sur pieux.	110
Figure VII.4 : Pose de canalisation a travers une rivière.	111
Figure VII.5 : Réseau à nœuds de l'adduction.	118
Figure VII.6 : Réseau à nœuds des réservoirs.....	127

Figure VII.7 : Disposition des poteaux dans la station de pompage.	129
Figure VII.8 : Réseau à nœuds de la station de pompage.	135

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 01 : Paramètres de la qualité de l'eau de consommation humaine.

ANNEXE 02 : Evaluation de la consommation horaire.

ANNEXE 03 : Caractéristiques des conduites en fonte ductile PAM Saint-Gobain.

ANNEXE 04 : Prix des conduites en fonte ductile PAM Saint-Gobain.

ANNEXE 05 : Plan d'encombrement pompe Omega 125-365 KSB.

ANNEXE 06 : Plan d'encombrement pompe Omega 300-435 KSB.

ANNEXE 07 : Plan d'encombrement moteur Innomatics HVc.

ANNEXE 08 : Profil en long des conduites d'adduction.

ANNEXE 09 : Abaque de Puech et Meunier.

ANNEXE 10 : Dimensions du réservoir d'air CHARLATTE.

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan du réseau d'adduction projeté.

Planche N°2 : Profil en long de l'adduction.

Planche N°3 : Plan du réservoir rectangulaire.

Planche N°4 : Plan de la station de pompage.

Les communes de Bordj El Bahri, El Marsa, Ain Taya, Heraoua, Rouiba et Réghaïa, situées dans l'est de la wilaya d'Alger, souffrent d'un manque accru d'eau en raison de la sécheresse persistante affectant les barrages et entraînant une baisse significative des nappes phréatiques. Pour faire face à ces défis, l'Algérie a mis en place une stratégie de mobilisation des eaux non conventionnelles, à travers le développement du dessalement de l'eau de mer.

Dans ce contexte, s'inscrit notre étude qui consiste à transférer l'eau de la station de dessalement El Marsa vers les six communes.

Pour mener à bien cette étude, nous avons organisé notre démarche en sept chapitres, chacun explorant un aspect clé de notre étude :

- **Chapitre 1** : Il propose une analyse préliminaire de la zone d'étude, offrant une vue d'ensemble essentielle pour contextualiser les données et affiner les objectifs.
- **Chapitre 2** : Nous y détaillons une projection des besoins en eau pour notre région cible à l'horizon 2050, en tenant compte des évolutions démographiques et des changements climatiques prévus.
- **Chapitre 3** : Ce chapitre examine en profondeur les capacités et les caractéristiques des réservoirs nécessaires pour assurer une continuité d'approvisionnement en eau, malgré les variations saisonnières ou les imprévus.
- **Chapitre 4** : Ce volet est consacré à la sélection du tracé et à l'étude de dimensionnement du réseau d'adduction afin d'assurer une distribution optimale de l'eau.
- **Chapitre 5** : Ce chapitre aborde l'étude technique des systèmes de pompage.
- **Chapitre 6** : Ce chapitre est dédié à la protection des canalisations contre le coup de bélier.
- **Chapitre 7** : Nous concluons par une réflexion sur l'organisation du chantier, accompagnée d'un devis estimatif, afin de garantir une planification méthodique et réaliste.

Enfin, la conclusion générale viendra récapituler les résultats principaux de notre analyse, mettant en lumière les implications et les perspectives offertes par ce projet.

CHAPITRE I :
Présentation de la zone d'étude.

Introduction :

La compréhension approfondie de la zone d'étude constitue un prérequis essentiel pour toute analyse précise dans le domaine de l'hydraulique urbaine. Ce premier chapitre vise à présenter une vue d'ensemble détaillée de la région Est d'Alger, mettant en lumière ses caractéristiques géographiques, topographiques, géologiques, démographiques et hydrauliques.

I.1. Situation géographique :

La zone d'étude, située dans la partie Est de la wilaya d'Alger, est nichée sur la côte méditerranéenne, offrant ainsi un accès direct aux eaux maritimes. La région est urbanisée et caractérisée par la présence, à l'intérieur de son périmètre, des zones industrielles de Rouïba et Réghaïa.

Alger Est comporte les communes suivantes :

El Marsa, Bordj El Bahri, Aïn Taya, Herraoua, Réghaïa, et Rouïba.

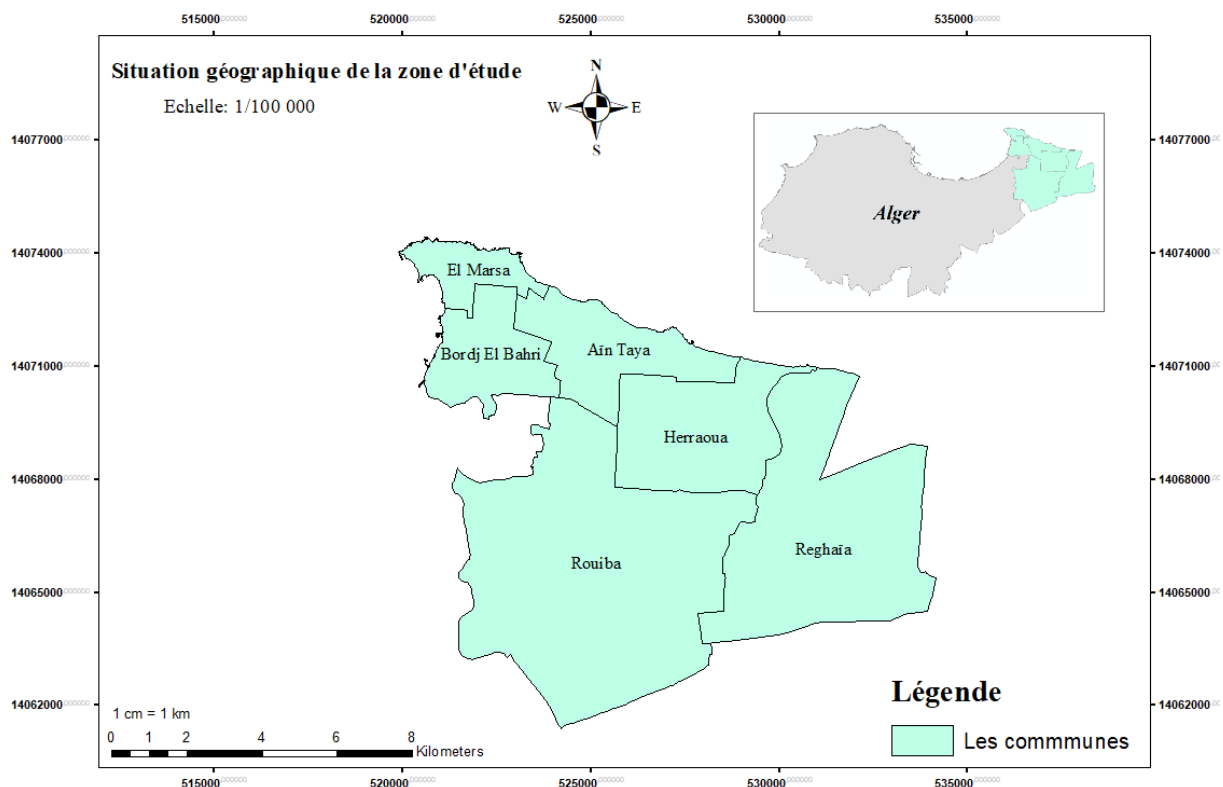
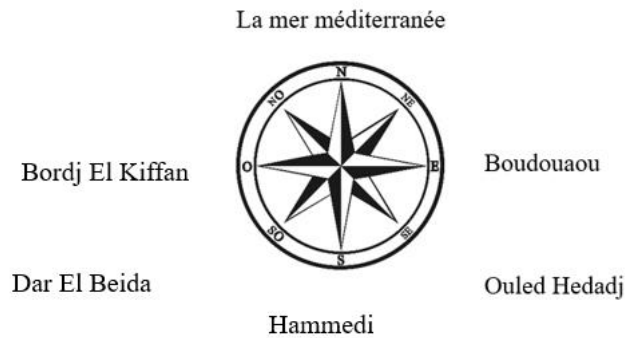


Figure I.1 : Situation géographique de la zone Est d'Alger

Les communes présentées dans notre étude sont délimitées par :



I.2. Situation topographique :

Située dans la région Nord de l'Algérie, Alger Est s'étend sur une superficie de 137,14 km². La topographie de la zone d'étude dans l'Est d'Alger est caractérisée par une combinaison de plaines côtières et de collines du Sahel algérois, ainsi que la présence de cours d'eau et d'oueds. La région présente des altitudes variées, allant de zones proches du niveau de la mer à des points culminants dans les collines du Sahel. Les altitudes varient généralement de 3 mètres à 67 m NGA. Le point le plus bas se situe dans le lac de Reghaia, à une altitude de -3 mNGA.

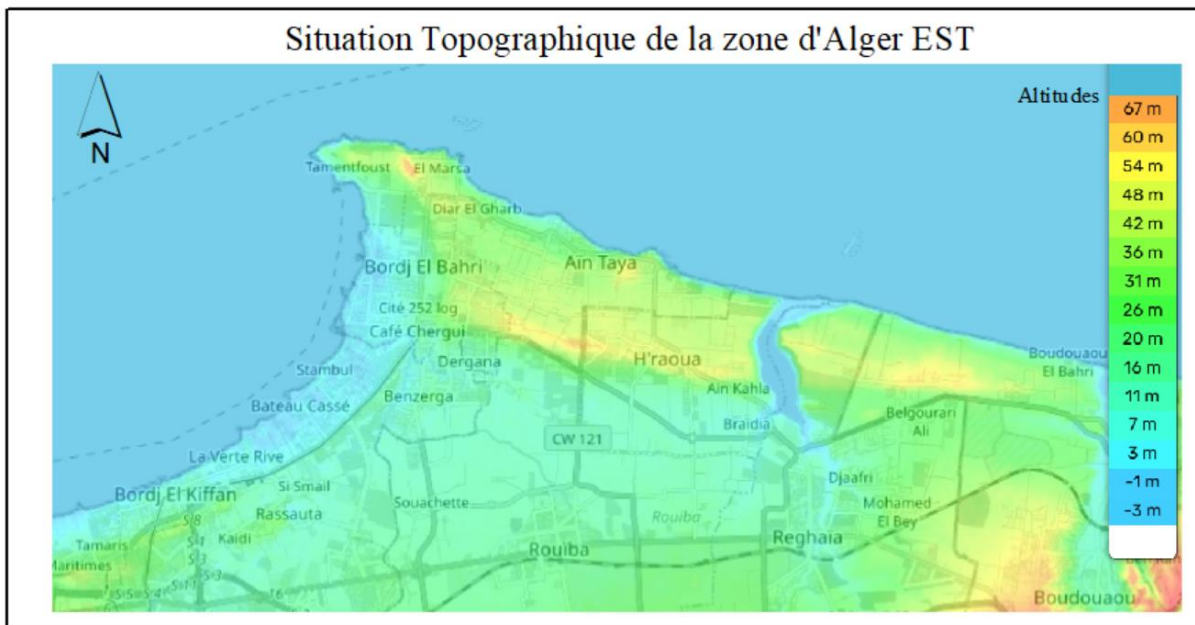


Figure I.2: Carte topographique Alger Est, altitude, relief (OpenStreetMap 2024)

I.3. Situation géologique et hydrogéologique :

1.3.1. Géologie :

Le Sahel d'Alger présente une structure géologique complexe, constituée de terrains métamorphiques anciens et sédimentaires tertiaires et quaternaires. Les terrains métamorphiques apparaissent dans le massif d'Alger au centre, à Sidi Fredj à l'Ouest, et à Tamenfoust-El-Marsa à l'Est. Ce massif est formé de gneiss, de micaschistes, de marbres, de schistes, et de quartzites. Ce socle est surmonté en discordance par le mio-plio-quaternaire sédimentaire. Ces séries se prolongent vers le Sud en position synclinale dans le bassin de la Mitidja [1].

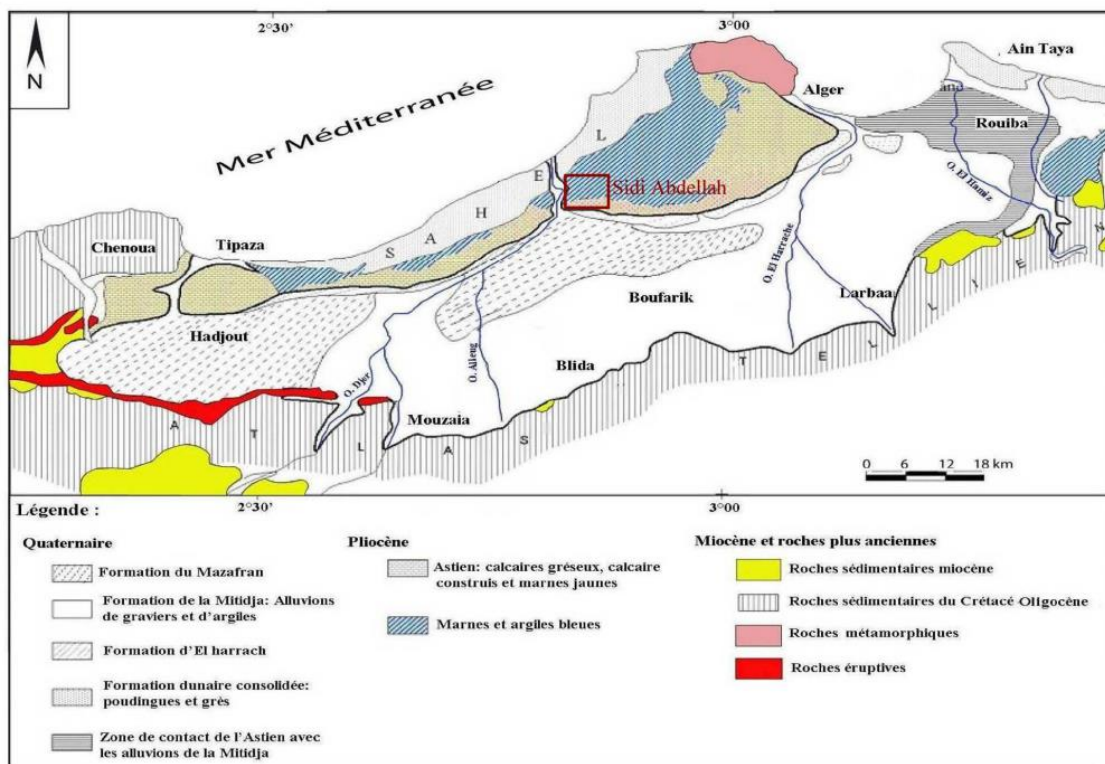


Figure I.3 : Extrait de la carte géologique de l'Algérois [17].

1.3.2. Situation hydrogéologique :

Lorsqu'elle est intacte, la marne d'Alger est pratiquement imperméable. Elle agit comme une barrière pour plusieurs aquifères, tels que la molasse astienne, les sables légers dunaires et les alluvions quaternaires. Normalement, les ressources en eau de la formation marneuse devraient être inexistantes. Cependant, des investigations ont révélé la présence d'eau dans les niveaux altérés. Cette eau constitue une nappe d'eau superficielle temporaire, formée pendant la saison des pluies par infiltration dans le réseau de fissures [2].

I.4. Situation hydrographique [3] :

La région Est d'Alger présente une hydrographie riche avec la présence de cours d'eau majeurs tels que Oued El Hamiz, Oued Reghaia et Oued Boureah, ainsi qu'un lac important, le lac de Reghaia. Ces éléments jouent un rôle essentiel dans la régulation du cycle de l'eau, la recharge des nappes phréatiques et la préservation de la biodiversité aquatique locale.

Oued El Hamiz : Il se situe à l'Ouest de la plaine de la Mitidja et occupe une superficie de 380 km². Il prend sa source dans les montagnes de Tamesguida dans la région de Médéa et parcourt un linéaire de 47,85 Km, il se jette dans la Méditerranée à Bordj El Bahri [3].

Oued Réghaïa : Il est situé à 30 km à l'Est d'Alger et à 2 km au Nord de la ville de Reghaia, à la limite Nord-Est de la plaine de la Mitidja. C'est l'Oued le plus important de la région Est avec une longueur de 5500 m, une largeur de 10 m, une profondeur de 17 m et une superficie de 87.7 km² [3].



Figure I.4 : Situation Hydrographique de la zone d'étude.

(Source : www.geographyknowledge.com)

I.5. Situation climatologique :

Le climat joue un rôle essentiel dans tout projet d'alimentation en eau potable ou toute étude hydraulique. La zone Est d'Alger est caractérisée par un climat méditerranéen typique, avec l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide.

I.5.1. La température :

Le climat de la région Est d'Alger est caractérisé par des variations de température saisonnières typiques d'un climat méditerranéen.

- La période chaude s'étend de mai à octobre, atteignant son pic en août avec des températures maximales avoisinant les 32,5°C.
- La période relativement froide allant du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril avec minimum durant le mois de Janvier (6.1°C).

Tableau I.1 : Températures moyenne mensuelle (2001-2021).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
T _{min} (°C)	17,6	14,4	9,9	7,3	6,1	5,8	7,2	9,1	12,9	16,4	19,3	20,3
T _{max} (°C)	29,4	26,2	21,0	18,1	16,9	17,6	19,5	21,6	25,0	28,8	31,8	32,5
T _{moy} (°C)	23,3	19,9	15,0	12,1	10,9	11,3	13,3	15,1	18,9	22,8	25,5	26,2

Source : ONM, Station Dar El Beida (2024)

Le graphique ci-dessous illustre la variation mensuelle des températures minimales, maximales, et moyennes enregistrées à la station Dar El Beida.

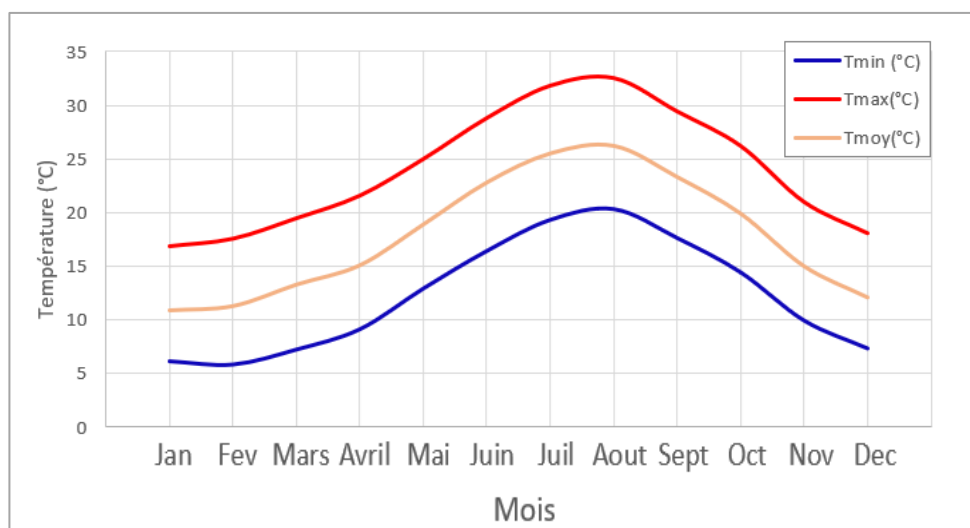


Figure I.5 : Variation mensuelle des températures de la station Dar El Beida.

I.5.2. La pluviométrie :

Les précipitations sont généralement concentrées pendant les mois d'automne et d'hiver. On observe un écart de 121,63 mm entre le mois le plus sec et le mois le plus pluvieux de l'année. Les données des précipitations enregistrées à la station météorologique de Dar El Beida durant la période (2001- 2021) sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2: Précipitations moyenne mensuelle interannuelle (2001-2021).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluie (mm)	28,41	52,13	122,86	100,48	90,9	72,38	74,07	59,04	37,79	9,44	4	10,54

Source : ANRH (Blida)- Station Dar El Beida (2024)

Le graphique ci-dessous présente les précipitations moyennes mensuelles enregistrées à la station météorologique de Dar El Beida.

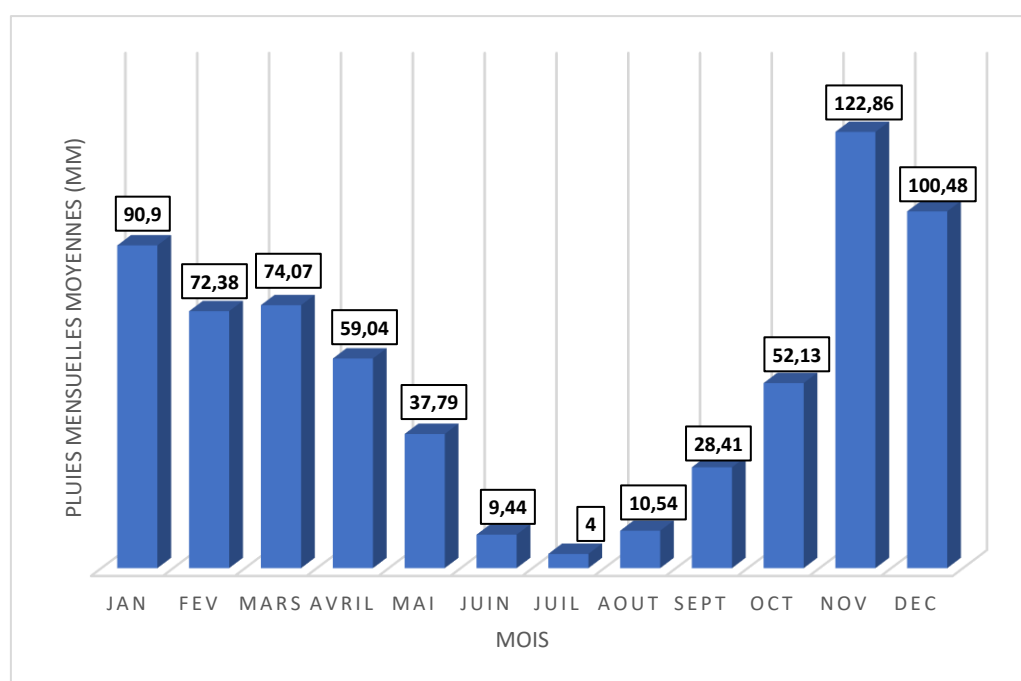


Figure I.6 : Répartition des pluies mensuelles moyennes de la station Dar El Beida.

Le diagramme ombrothermique est un graphique qui représente les précipitations mensuelles et les températures mensuelles moyennes d'une région ou d'une zone géographique donnée sur une période spécifique (une année). Ce type de diagramme est largement utilisé en climatologie pour visualiser et comprendre le climat d'une région.

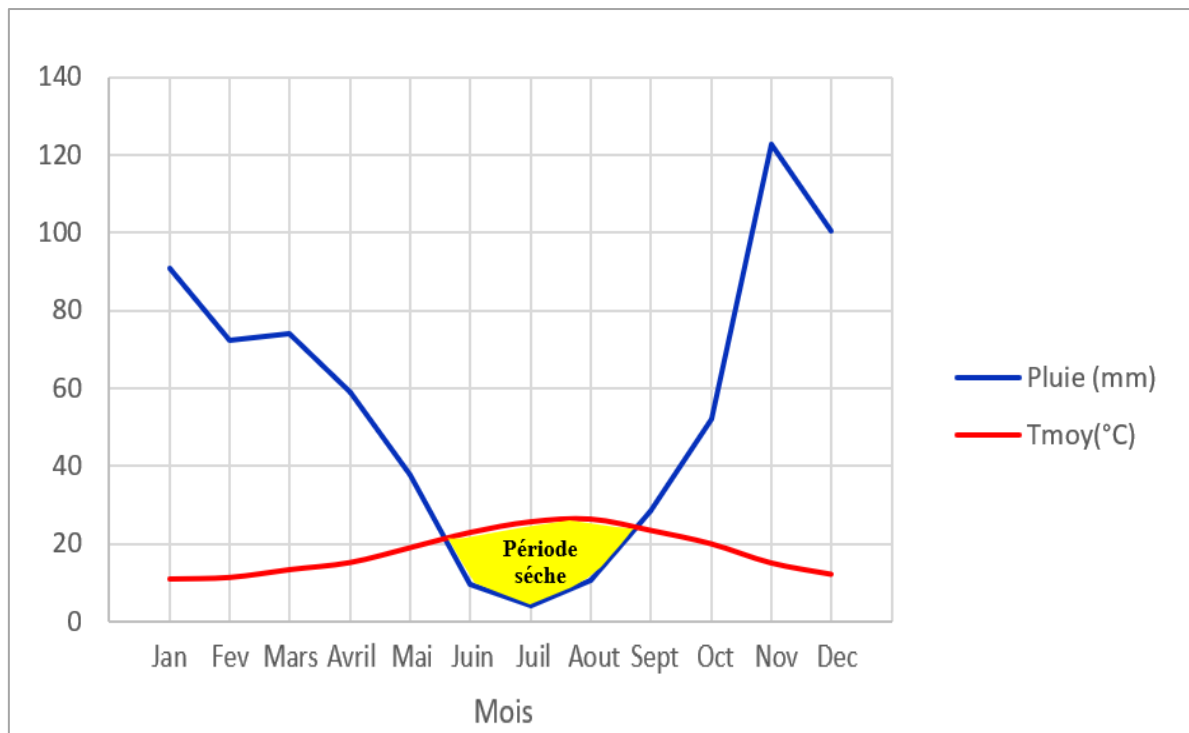


Figure I.7 : Diagramme ombro-thermique de la Station Dar El Beida.

1.6. Sismicité :

La zone d'étude présente une activité sismique moyenne en raison de la présence d'une faille géologique. Cela pose des risques pour les infrastructures et la population locale. Il est important d'intégrer la prise en compte des risques sismiques dans la planification et la conception des projets dans la région. Le territoire national est classé en quatre zones sismiques selon le Règlement Parasismique Algérien de 2008.

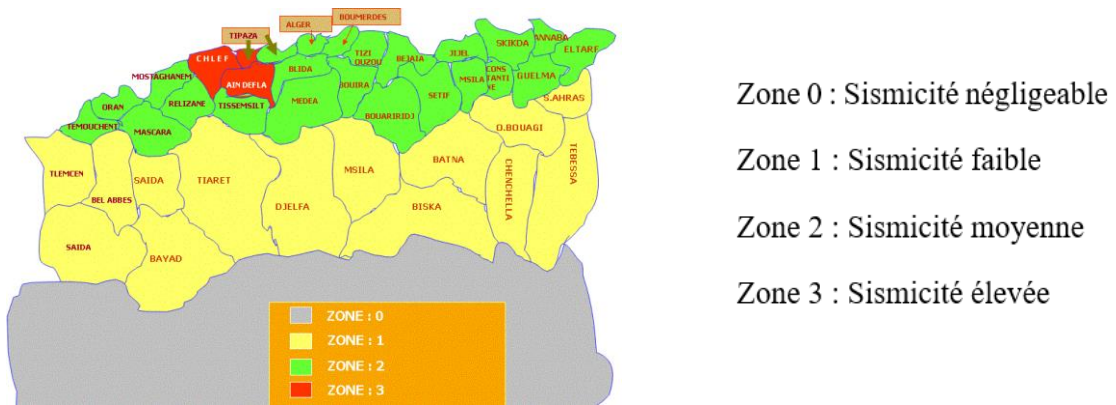


Figure I.8 : Sismicité de la zone d'étude.

(Maîtrise du règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA 2008)

I.7. Situation démographique :

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat datant de juin 2008, la population de la zone d'étude, qui comprends les communes de : Rouïba, Reghaïa, El Marsa, bordj El Bahri, Heraoua et Ain Taya s'élève à 262 304 habitants.

La Répartition de la population par commune est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.3 : Répartition de la population de la zone Est d'Alger.

Commune	Population 2008	Taux d'accroissement
Bordj El Bahri	52816	2,50%
El Marsa	12100	1,50%
Aïn Taya	34501	1,50%
Heraoua	27565	1,50%
Réghaïa	85452	1,50%
Rouïba	49870	1,50%

Source : SEAAL - 2024

I.8. Situation hydraulique :

Notre zone d'étude appartient au secteur « Boucle Est ». Jusqu'à présent, les eaux des champs captant de la Mitidja et l'eau de surface de Taksebt et du système de production Isser Keddara (SPIK) ont été les principales sources d'eau pour cette région, acheminé à travers des Piquages réalisés sur l'Adduction transversale [4]. Désormais, en raison de la sécheresse, l'alimentation se fait principalement à partir de la station de dessalement El Marsa.

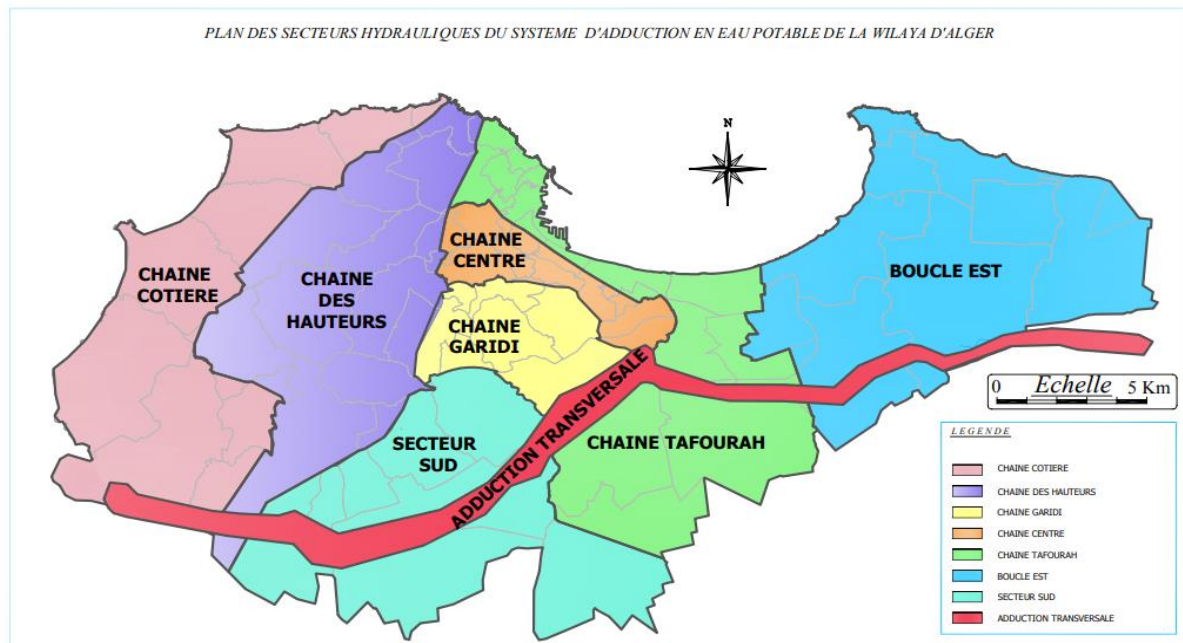


Figure 1.9 : Plan des secteurs hydrauliques de la wilaya d'Alger.

I.8.1. Description du système d'adduction existant :

Le système d'adduction « boucle Est » possède 2 points d'entrée pour les eaux de surfaces du système Isser-Keddara et Taksebt :

- Antenne Bordj El Kiffan : Un piquage en DN 1200 BPAT qui remonte jusqu'à Bordj El Kiffan et comporte un autre piquage en DN 400 FD, qui sert à alimenter Bordj el Bahri, Chabou et Anglade à partir du surpresseur Dergana.
- Antenne Reghaia : c'est un piquage en DN 800/700/500 qui alimente les communes de Rouïba et Réghaïa.

Les réservoirs d'Anglade et Chabou sont également alimentés par le champ captant Boureah et par le champ captant de l'ONID respectivement [4].

I.8.2. Complexe de stockage :

Le complexe de stockage ANGLADE situé dans la commune de Ain Taya est alimenté directement à partir de la SDEM El Marsa et qui alimente également les ouvrages voisins, il est constitué par :

- Deux (2) réservoirs au sol : 2 x 2 000 m³ qui sont en service.
- Un (1) château d'eau de capacité 1500 m³ en service [4].

I.8.3. Description de la station de dessalement El Marsa :

La station de dessalement d'eau de mer El Marsa, située à l'est de la wilaya d'Alger, est opérationnelle depuis juillet 2022. Actuellement, elle produit 60 000 m³ d'eau potable par jour sur une plage de 20 heures continues, grâce à la technologie d'osmose inverse. Conçue pour répondre aux besoins en eau potable de la partie est de la wilaya d'Alger, la station est prévue pour une future extension qui portera sa capacité à 120 000 m³ par jour. L'usine de dessalement s'étend sur une superficie de 5 hectares.



Figure I.10 : Image satellitaire de la station de dessalement "El Marsa"

(Source : Google Earth 2024)

I.8.4. Qualité d'eau de la SDEM :

Des analyses ont été réalisées sur la qualité de l'eau de la station de dessalement El Marsa afin d'évaluer son état actuel et les risques potentiels de pollution. Il est essentiel de garantir une eau potable propre et sûre pour la consommation quotidienne de la population. Chaque pays doit établir ses propres normes en fonction de ses critères locaux et de son niveau de développement.

a. Les paramètres organoleptiques :**Tableau I.4 :** Paramètres organoleptique de la SDEM El Marsa.

Paramètres	Résultat	Unité	Norme
Turbidité	0,35	NTU	5
Couleur	<5	Mg/l	15
Odeur	<4	Seuil	4

b. Les paramètres physico-chimiques :**Tableau I.5 :** Paramètres physico-chimique de la SDEM El Marsa.

Paramètres	Résultat	Unité	Norme
Température	22,3	°C	25
pH	8,78	-	(6,5 et 9)
Conductivité	395	µs	2800
Sodium	61	mg/l	200
Potassium	4,8	mg/l	12
Sulfates	<20	mg/l	400
Chlorures	24,7	mg/l	500

c. Les paramètres bactériologiques :

Les résultats bactériologiques de la station de dessalement El Marsa montrent que l'eau produite respecte les normes de potabilité. Les concentrations de bactéries coliformes, d'entérocoques et d'*Escherichia coli* sont nulles, indiquant une absence totale de contamination. Le chlore total et libre est également bien en dessous des limites maximales autorisées. Ces résultats confirment que l'eau fournie est à la fois microbiologiquement saine et correctement chlorée, répondant ainsi aux exigences de potabilité.

Conclusion :

Ce chapitre nous a aidés à identifier les informations essentielles sur la région étudiée, notamment en termes de topographie, de géologie, de démographie et de situation hydraulique. Ces données serviront de base essentielle pour initier notre étude de projet, qui concerne l'approvisionnement en eau potable de six communes de la wilaya d'Alger.

Chapitre II :
Estimation des besoins en eau.

Introduction :

Le but de ce chapitre est d'estimer les besoins en eau de la population dans notre région d'étude. Cette estimation est basée sur une approche statistique qui prend en compte le nombre d'habitants dans un horizon futur.

II.1. Evaluation de la population :

Dans toute étude hydraulique, nous sommes obligés de prendre en compte la croissance démographique, pour garantir le bon fonctionnement des structures et répondre à la demande des années à venir.

Pour estimer la population future, nous utilisons la formule des intérêts composés.

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

P_n : population à l'horizon d'étude.

P_0 : population actuelle.

n : représente le nombre d'années entre l'année de référence et l'horizon de l'étude ($n = 26$ ans).

τ : taux d'accroissement de la population.

D'après les données communiquées par SEAAL le taux d'accroissement démographique des communes est comme suit :

Tableau II.1 : Evolution de la population pour les différents horizons.

Commune	Taux d'accroissement	2008	2024	2034	2050
Bordj El Bahri	2,50%	52816	78406	100366	148994
El Marsa	1,50%	12100	15355	17820	22613
Aïn Taya	1,50%	34501	43781	50810	64477
Heraoua	1,50%	27565	34980	40595	51515
Réghaïa	1,50%	85452	108437	125846	159697
Rouïba	1,50%	49870	63284	73444	93199
Evaluation de la population totale		262304	344243	408881	540495

Les données du tableau sont illustrées dans la figure ci-après :

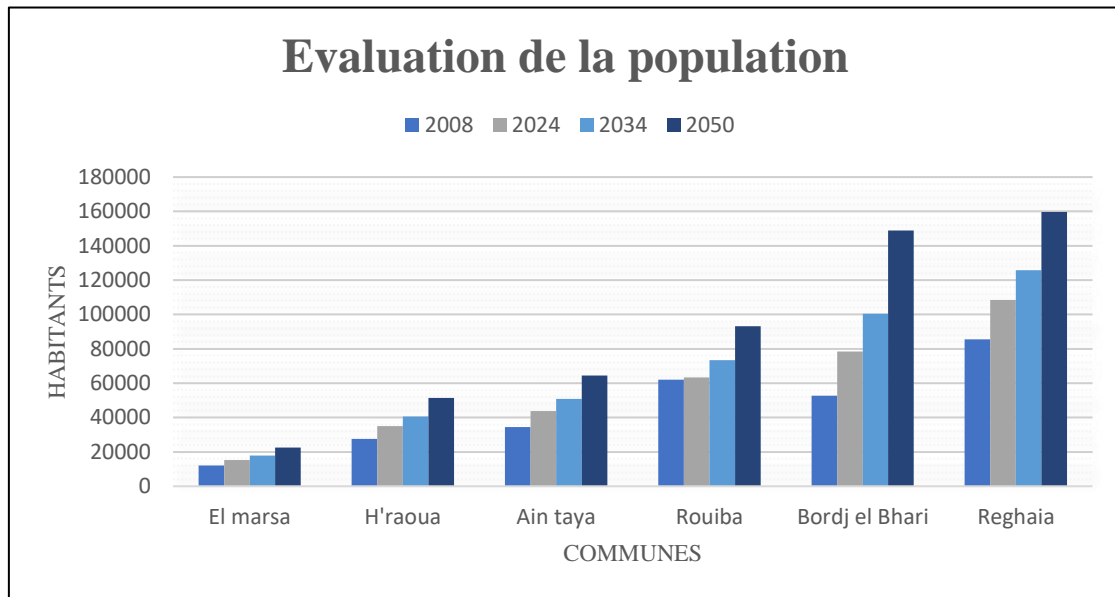


Figure II.1 : Evolution démographique de la zone d'étude.

II.2. Évaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière de la zone d'étude est égal à la dotation multipliée par la population totale. Calculé selon la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (II .2)$$

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m³ /j).

N : Nombre d'habitants.

Dot : La dotation moyenne journalière (l/j/hab).

II.2.1 Estimation des besoins en eau domestiques :

Selon les informations recueillies auprès de SEAAL, la dotation en eau potable des Communes est égale à 150 l/j/hab.

Les besoins domestique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Estimation des besoins en eau domestiques des communes.

Commune	Nombre d'habitants 2054	Dotation (l/j/hab)	Besoins Domestiques (m ³ /j)
Bordj El Bahri	148994	150	22349,05
El Marsa	22613	150	3391,96
Aïn Taya	64477	150	9671,56
Heraoua	51515	150	7727,22
Réghaïa	159697	150	23954,51
Rouïba	93199	150	13979,91
TOTAL	540495	-	81074,21

II.2.2 Estimation des besoins en eau publics :

Les équipements publics sont des infrastructures sanitaires, scolaires, socioculturelle et administratives. Le choix de la dotation varie en fonction du besoin de ces équipements.

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Communes	Équipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation par unité l/j	Débit l/j	Débit (m ³ /j)
El Marsa	École maternelle	2	Elèves	300	15	4500	4,5
	Ecole primaire	6	Elèves	900	15	13500	13,5
	C.E.M	4	Elèves	2380	15	35700	35,7
	Lycée	3	Elèves	3450	15	51750	51,7
	École supérieure	4	Elèves	6000	15	90000	90
	Centre de formation	1	Elèves	200	15	3000	3
Heraoua	Ecole primaire	6	Elèves	970	15	14550	14,5
	C.E.M	5	Elèves	2650	15	39750	39,7
	Lycée	2	Elèves	2400	15	36000	36
Bordj El Bahri	Ecole primaire	10	Elèves	1450	15	21750	21,7
	C.E.M	4	Elèves	2800	15	42000	42
	Lycées	5	Elèves	3800	15	57000	57
	École supérieure	3	Elèves	5000	15	75000	75
Ain Taya	Ecole primaire	8	Elèves	1440	15	21600	21,6
	C.E.M	4	Elèves	2490	15	37350	37,3
	Lycées	3	Elèves	3200	15	48000	48
Rouïba	Ecole primaire	4	Elèves	710	15	10650	10,6
	C.E.M	4	Elèves	2500	15	37500	37,5
	Lycée	5	Elève	3400	15	51000	51
Reghaïa	Ecole primaire	10	Elève	1733	15	25995	25,9
	C.E.M	6	Elève	4500	15	67500	67,5
	Lycées	6	Elève	5400	15	81000	81
	Ecole caserne	1	Etudiant	200	15	3000	3

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Communes	Equipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/employé)	Débit l/j	Débit (m ³ /j)
El Marsa	Commissariat	36	40	1440	1,44
	APC	73	15	1095	1,095
	Protection civile	80	40	3200	3,2
	Bureau de poste	23	15	345	0,345
Heraoua	Commissariat	20	40	800	0,8
	Bureau de poste	50	15	750	0,75
	APC	160	15	2400	2,4
	Protection civile	32	40	1280	1,28
Bordj El Bahri	Gendarmerie	50	40	2000	2
	Protection civil	100	40	4000	4
	Douane	80	15	1200	1,2
	Commissariat	25	40	1000	1
	APC	80	15	1200	1,2
	Bureau de poste	43	15	645	0,645
Ain Taya	Gendarmerie	63	40	2520	2,52
	Commissariat	32	40	1280	1,28
	Bureau de poste	50	15	750	0,75
	APC	80	15	1200	1,2
	CNAS	28	15	420	0,42
Rouïba	Commissariat	40	40	1600	1,6
	Direction des impôts	50	15	750	0,75
	Gendarmerie	110	40	4400	4,4
	Protection Civil	90	40	3600	3,6
	ANEM	30	15	450	0,45
	Daira	80	15	1200	1,2
	ENTV	80	15	1200	1,2
	APC	91	15	1365	1,365
	Bureau de poste	63	15	945	0,945
	Tribunal	80	15	1200	1,2
Reghaia	Commissariat	35	40	2400	2,4
	Poste BMPJ	50	40	2000	2
	Gendarmerie	60	40	2400	2,4
	APC	84	15	1260	1,26
	Bureau de poste	45	15	675	0,675

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Communes	Equipement	Unités	Dotation (l/j/lit)	Débit l/j	Débit (m3/j)
El Marsa	Polyclinique	100	40	4000	4,0
	Dispensaire	60	40	2400	2,4
Heraoua	Polyclinique	200	40	8000	8,0
	Centre de soin	50	40	2000	2,0
Bordj El Bahri	Centre de soin	70	40	2800	2,8
	Polyclinique	200	40	8000	8,0
	Hôpital pneumonie	120	250	30000	30
Rouiba	Hôpital	140	250	35000	42
	Maternité	50	300	15000	15,0
	Polyclinique	120	40	4800	4,8
Ain Taya	Hôpital	140	250	35000	35
	Centre de soin	70	40	2800	2,8
Reghaia	Polyclinique	120	40	4800	4,8
	Maternité	40	300	12000	12,0

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Communes	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit l/j	Débit (m ³ /j)
El Marsa	Mosquée	3	Fidèle	1500	15	22500	22,5
	Hôtel RAIS	1	Lit	500	150	75000	75
	Bibliothèque	1	Adhérent	100	15	1500	1,5
	Stade	2	Vestiaire	10	15	150	0,15
Heraoua	Mosquée	2	Fidèle	1000	15	15000	15
	Maison de jeunes	1	Adhérent	90	15	1350	1,35
	Stade	1	Vestiaire	5	15	75	0,075
Bordj El Bahri	Mosquée	5	Fidèle	2500	15	37500	37,5
	Stade	1	Vestiaire	10	15	150	0,15
	Salle omnisport	1	M ²	1500	5	7500	7,5
Ain Taya	Salle omnisport	1	M ²	2000	5	10000	10
	Hôtel	3	Lit	1500	150	225000	225
	Marché couvert	1	M ²	2000	5	10000	10
	Mosquée	3	Fidèle	1500	15	22500	22,5
Rouïba	Mosquée	2	Fidèle	1000	15	15000	15
	Hôtels	3	Lit	1000	150	150000	150
	Bazar	1	M ²	2000	5	10000	10
	Salle omnisport	1	M ²	2500	5	12500	12,5
	Stade	1	Vestiaire	10	15	150	0,15
Reghaïa	Mosquée	10	Fidèle	4500	15	67500	67,5
	Centre commercial	1	M ²	1000	5	5000	5
	Piscine	1	Adhérent	100	100	10000	10

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

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des différents besoins publics.

Communes	Besoins scolaires	Besoins administratifs	Besoins sanitaires	Besoins socioculturels	Besoins Publics (Total)
El Marsa	198,45	6,08	6,4	99,15	310,08
Heraoua	90,3	5,23	10,0	16,43	121,955
Bordj El Bahri	195,75	10,05	40,8	45,15	291,745
Ain Taya	106,95	6,17	38	267,5	418,42
Rouïba	99,15	16,71	62	187,65	365,31
Reghaïa	177,495	8,74	16,8	82,5	285,53
Total	868,095	52,97	173,6	698,375	1793,04

II.2.3. Le débit moyen journalier total :

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

$$Q_{\text{Moy.j}} = 1,2 * (Q_{\text{Dom}} + Q_{\text{eq}}) \quad (\text{II.3})$$

$Q_{\text{Moy.j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

Q_{dom} : débit domestique (m^3/j).

Q_{eq} : Débit des équipements publics (m^3/j).

Tableau II.8 : Le débit moyen journalier total.

Communes	Besoins Domestiques (m^3/j)	Besoins Publics (m^3/j)	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)
Bordj El Bahri	22349,05	310,08	27190,959
El Marsa	3391,96	121,955	4216,70
Aïn Taya	9671,56	291,745	11955,97
Heraoua	7727,22	418,42	9774,76
Réghaïa	23954,51	365,31	29183,78
Rouïba	13979,91	285,53	17118,53
TOTAL	81074,21	1793,04	99440,70

II.3 Variation de la consommation journalière :

En fonction des jours, des mois, des semaines, on observe des variations de la consommation, le débit d'eau consommé fluctue, atteignant des pics et des creux, et cette variabilité est définie par des coefficients d'irrégularité ($K_{\max, j}$, $K_{\min, j}$).

II.3.1 Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière correspond au débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année, elle s'obtient par la relation suivante :

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

$Q_{\text{moy}, j}$: consommation moyenne journalière (m^3 / j)

$K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximal. Il est compris entre 1,1 et 1,3.

On prend : $K_{\max, j} = 1,2$.

II.3.2. Consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière correspond au débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année. Elle est calculée par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy}, j}$: consommation moyenne journalière (m^3 / j)

$K_{\min, j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimal. Il comprise entre 0,7 et 0,9.

On prend : $K_{\min, j} = 0,8$.

Le tableau présente les consommations journalières moyennes, minimales et maximales.

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des consommations journalières.

Commune	Q moy.j (m3/j)	K max j	Q max j (m3/j)	K min j	Q min j (m3/j)
Bordj El Bahri	27190,959	1,2	32629,151	0,8	21752,767
El Marsa	4216,70	1,2	5060,03	0,8	3373,36
Aïn Taya	11955,97	1,2	14347,17	0,8	9564,78
Heraoua	9774,76	1,2	11729,72	0,8	7819,81
Réghaïa	29183,78	1,2	35020,54	0,8	23347,03
Rouïba	17118,53	1,2	20542,23	0,8	13694,82
TOTAL	99440,70	-	119328,84	-	79552,56

II.4. Etude de la consommation horaire :

Cette méthode donne la variation horaire de la consommation totale en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, soit :

$$Q_h = C\% \times Q_{\max j} \quad (\text{II.6})$$

- Q_h : débit horaire en m³ /h.
- $C\%$: coefficients de répartition des débits horaires en (%).
- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m³ /j.

Ces coefficients varient selon de la concentration démographique de la zone étudiée.

Les résultats du calcul de la variation de la consommation horaire sont présentés en annexe. Les graphiques ci-dessous illustrent la consommation horaire d'eau potable dans les différentes communes, ainsi que le cumul de cette consommation sur une journée complète.

○ **Commune de Bordj El Bahri :**

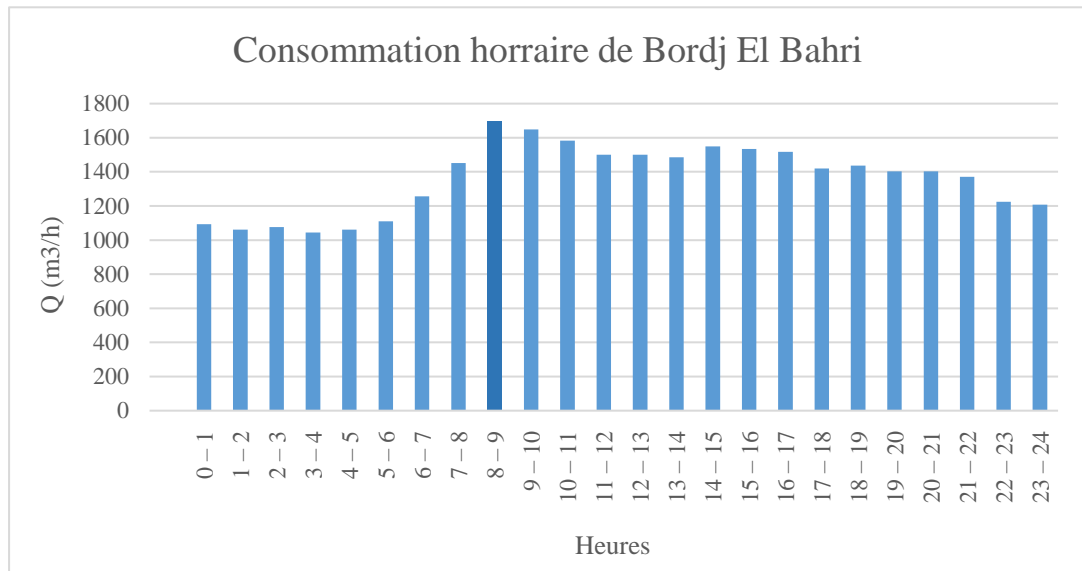


Figure II.2 : Histogramme de consommation de Bordj El Bahri.

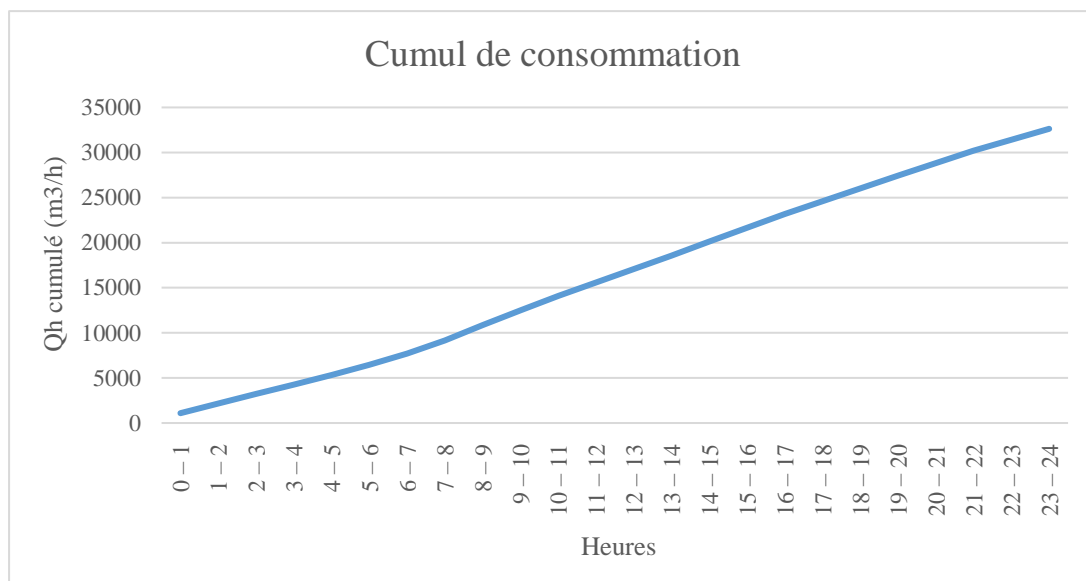


Figure II.3 : La courbe de cumul de consommation de Bordj El Bahri.

Le débit de pointe, $Q_{max, h}$, pour la commune de Bordj El Bahri atteint **1696,72 m³/h**, avec un pic observé entre 8h et 9h.

○ Commune d'El Marsa :

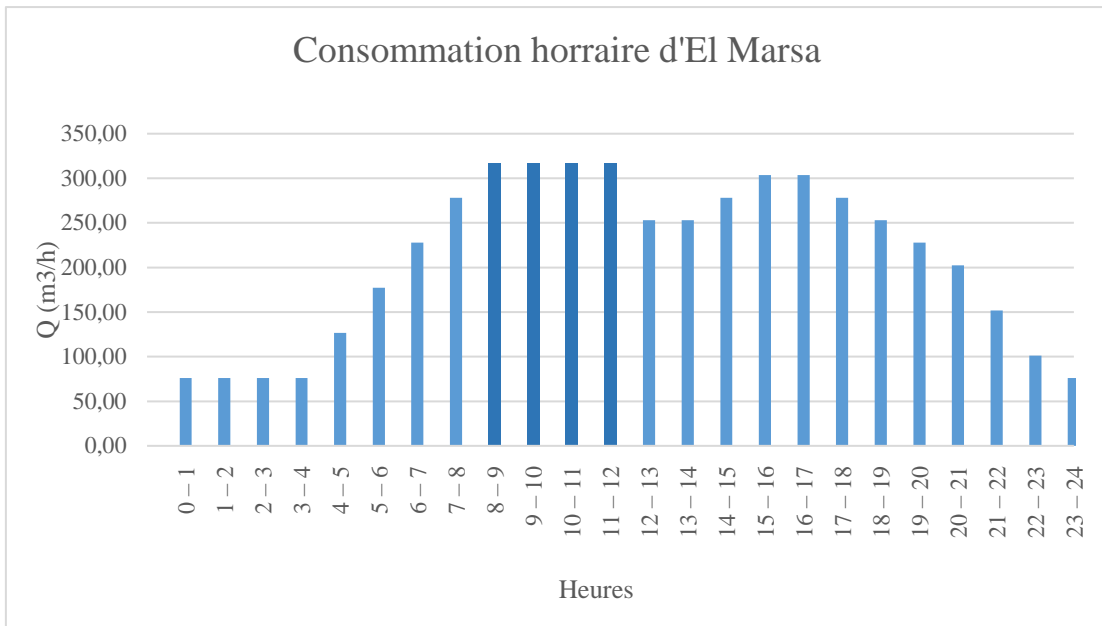


Figure II.4 : Histogramme de consommation d'El Marsa.

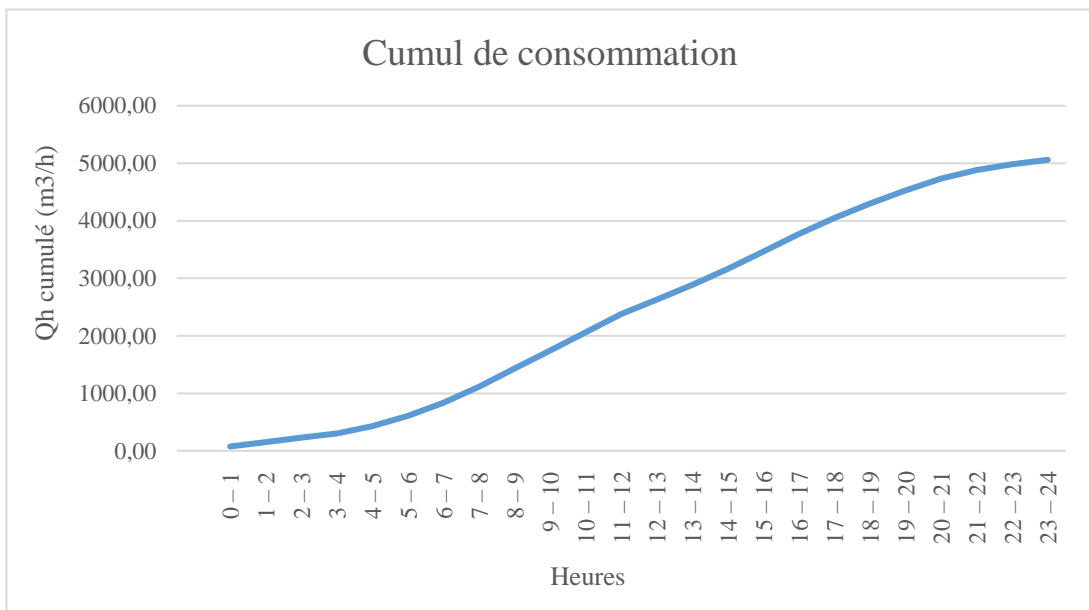


Figure II.5 : La courbe de cumul de consommation d'El Marsa.

Le débit de pointe $Q_{max, h}$ pour la localité d'El Marsa est de **316,25 m³/h** et survient entre 8h et 12h.

○ Commune de Ain Taya :

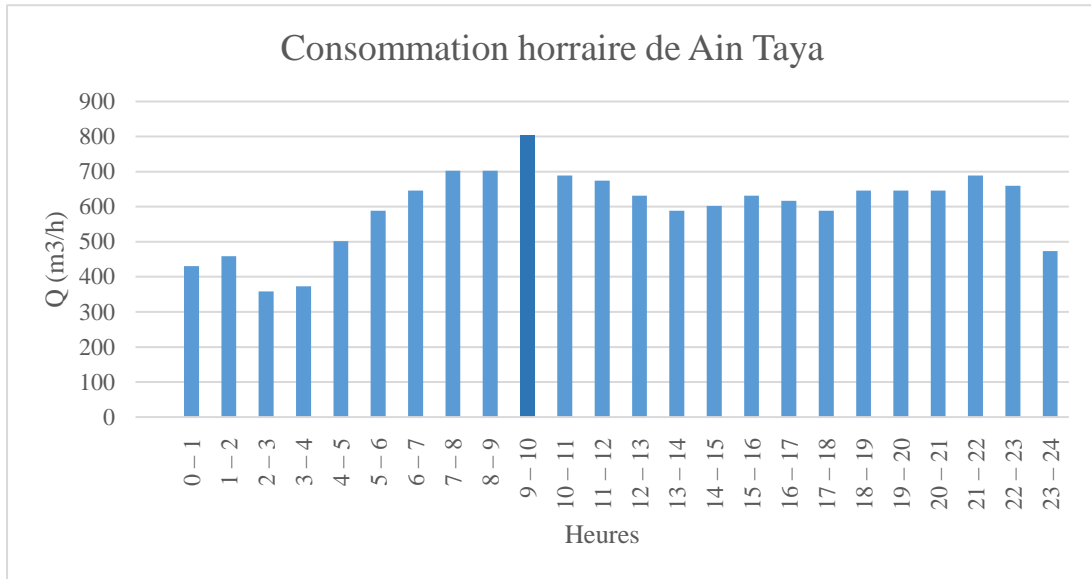


Figure II.6 : Histogramme de consommation de Ain Taya.

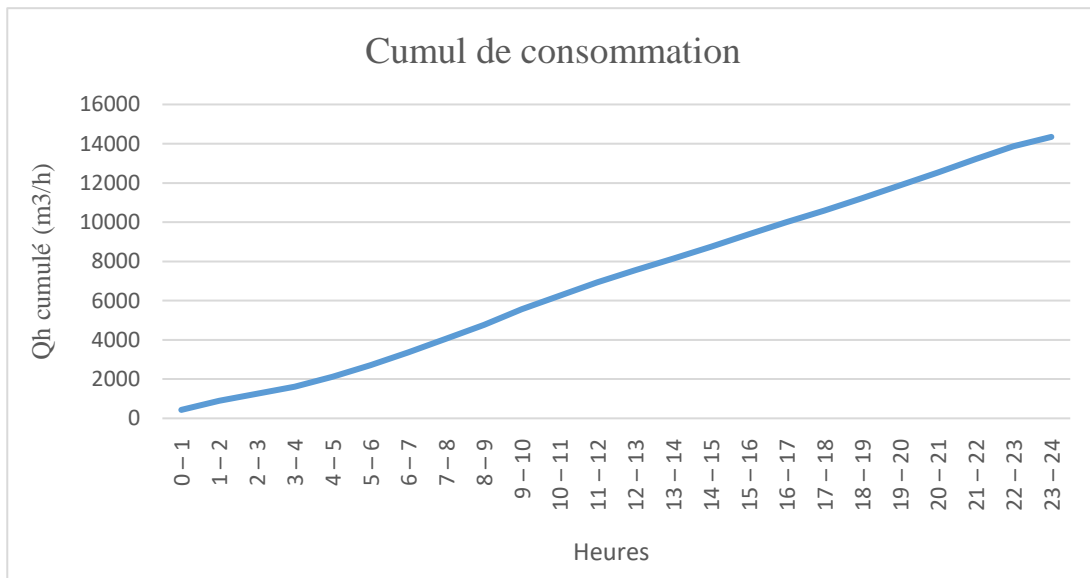


Figure II.7 : La courbe de cumul de consommation de Ain Taya.

Le débit de pointe Q_{maxh} pour la localité de Ain Taya est de **803,44** m³ /h et survient entre 9h et 10h.

○ **Commune de Heraoua :**

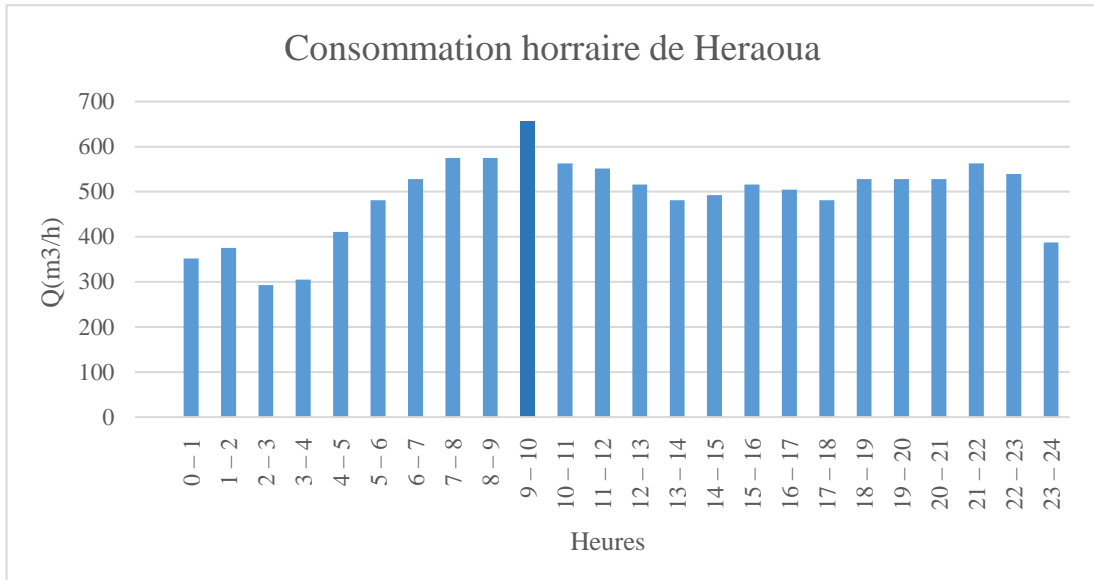


Figure II.8 : Histogramme de consommation de Heraoua.

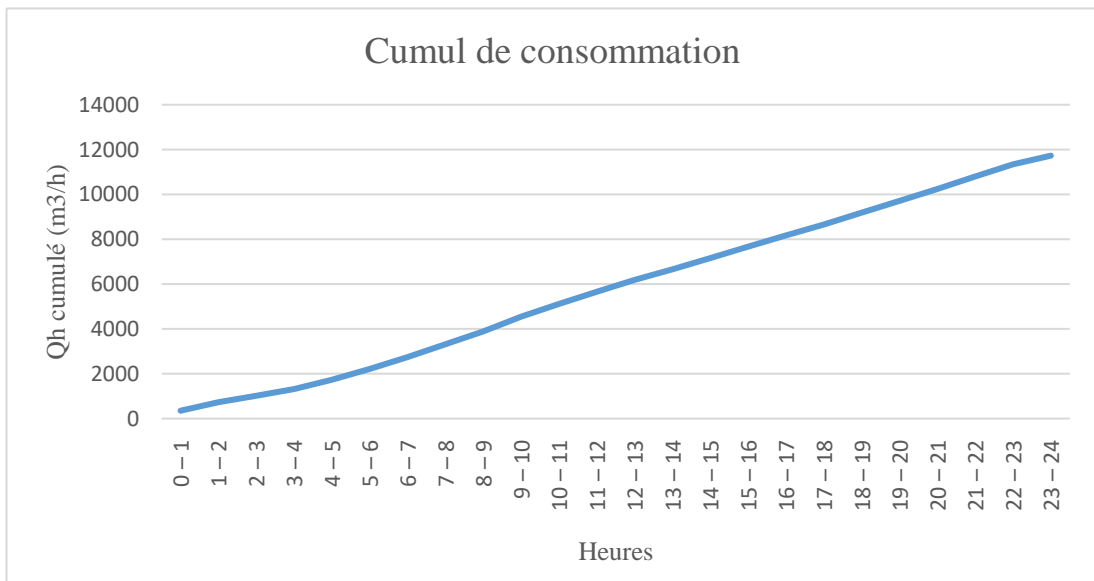


Figure II.9: La courbe de cumul de consommation de Heraoua.

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Heraoua est de **656,86 m³ /h** et survient entre 9h et 10h.

○ Commune de Rouïba :

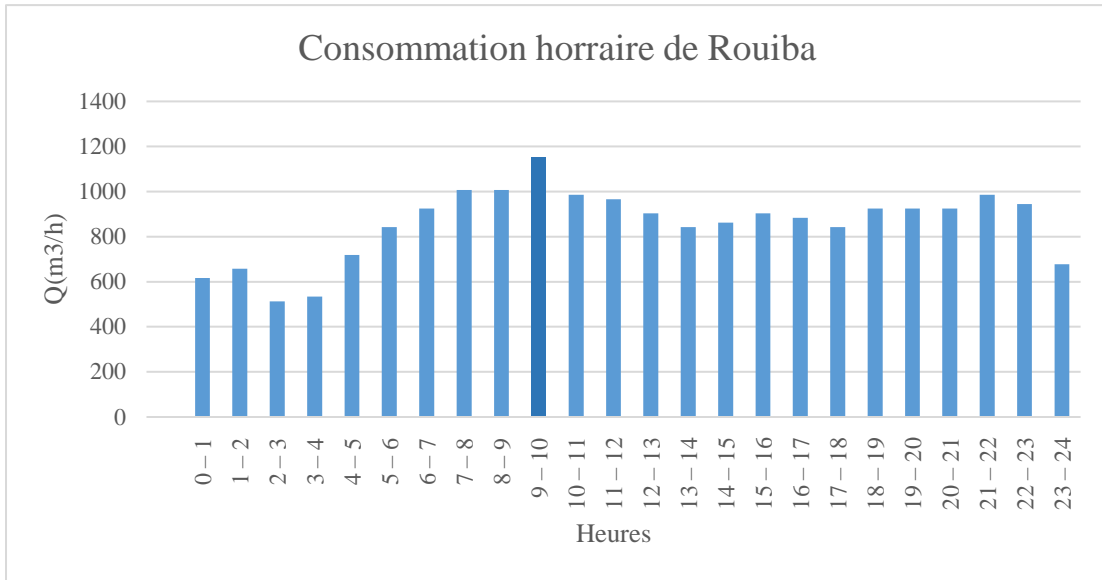


Figure II.10 : Histogramme de consommation de Rouïba.

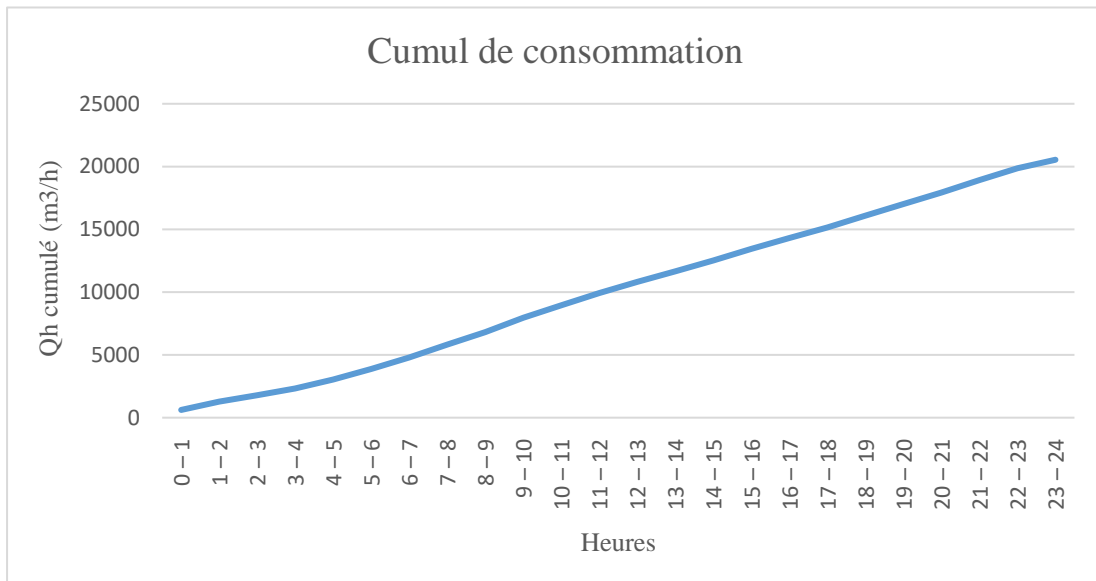


Figure II.11: La courbe de cumul de consommation de Rouïba.

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Rouïba est de **1150,37 m³ /h** et survient entre 9h et 10h.

○ Commune de Reghaia :

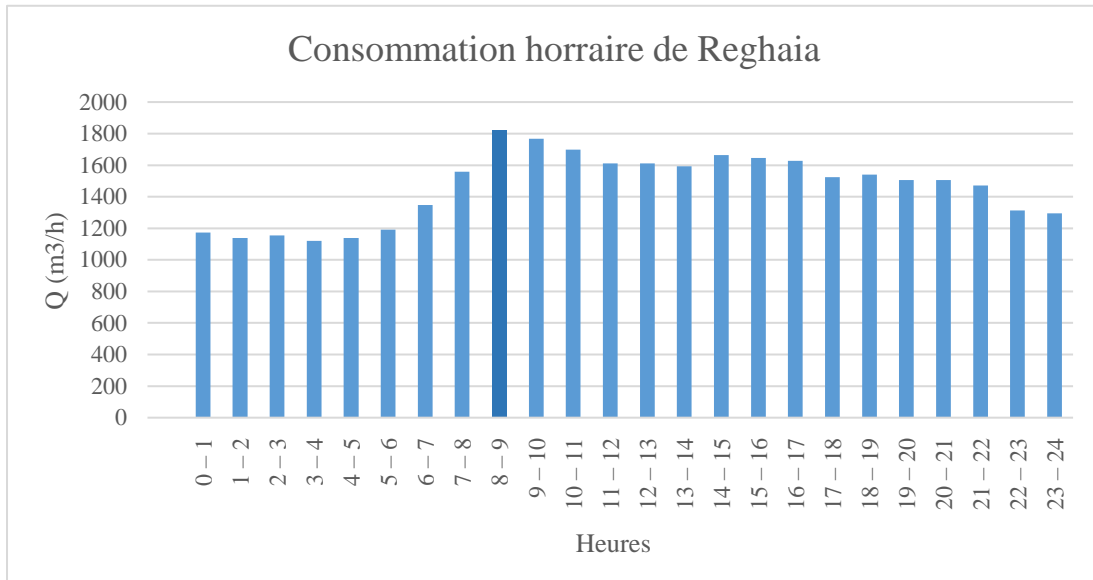


Figure II.12 : Histogramme de consommation de Reghaia.

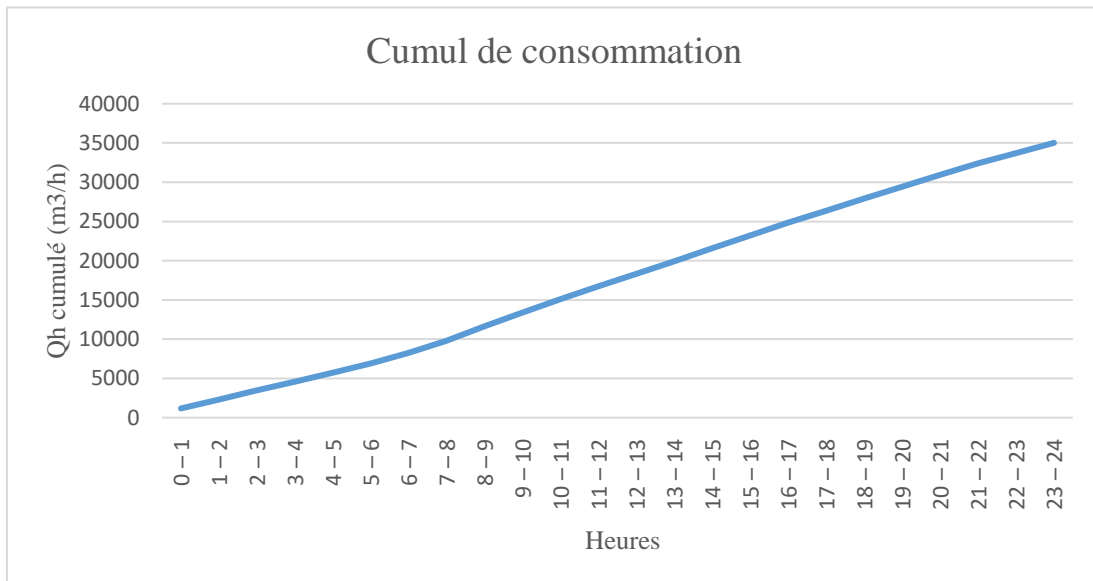


Figure II.13: La courbe de cumul de consommation de Reghaia.

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Reghaia est de **1821,07** m³ /h et survient entre 8h et 9h.

III.5. Calcul du déficit de consommation :

Il est important d'identifier le déficit de consommation afin de dimensionner correctement le réseau d'adduction pour que les besoins futurs en eau soient comblés à l'horizon d'étude.

Tableau II.10 : Calcul des déficits à combler.

Commune	Q maxj (m ³ /j)	Production SDEM (m ³ /j)	Surplus (m ³ /j)
Bordj El Bahri	32629,15	120 000	671,16
El Marsa	5060,03		
Aïn Taya	14347,17		
Heraoua	11729,72		
Réghaïa	35020,54		
Rouïba	20542,23		
TOTAL	119328,84		

Conclusion :

Dans cette partie, nous avons abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude avec une population totale de 540495 habitants à l'horizon de 2050.

Les données indiquent que les ressources projetées sont suffisantes pour répondre aux besoins futurs. Nous proposons donc une chaîne d'adduction alimentée à partir de la station de dessalement d'eau de mer El Marsa pour satisfaire une demande en eau estimée de 119328,84 m³/j.

CHAPITRE III :
Etude de stockage

Introduction :

L'étude d'une adduction d'eau potable nécessite une analyse des infrastructures du réseau, notamment des réservoirs. Le réservoir est l'un des éléments les plus importants pour assurer une alimentation en eau potable de qualité, en accumulant et distribuant l'eau tout en régulant les débits et pressions. Son dimensionnement est essentiel pour garantir suffisamment d'eau pendant les périodes de pointe. Dans ce chapitre, nous allons approfondir notre analyse de cette infrastructure clé dans une adduction d'eau potable.

III.1 Définition d'un réservoir :

Un réservoir est une infrastructure hydraulique aménagée pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Son rôle principal est de garantir la continuité de l'alimentation en eau et de régulariser les débits et pressions dans le réseau de distribution d'eau [5].

III.2 Rôles des réservoirs :

Le réservoir assure les fonctions suivantes :

- La transition entre : un régime constant fourni par la pompe et un régime variable dépendant de la consommation d'eau dans l'agglomération.
- Assurer la gestion des débits et des pressions au sein du réseau de distribution.
- La disponibilité de la réserve d'incendie.
- Assurer la continuité de la distribution en cas d'arrêt de la pompe.
- Fournir une sécurité face aux risques d'incendie, aux besoins en eau exceptionnels, ou aux interruptions momentanées de l'adduction [6].

III.3 Classification des réservoirs :

Les réservoirs se distinguent en fonction de :

- Leurs positions par rapport au sol : Réservoirs enterrés, Réservoir semi-enterrés, surélevé.
- Les matériaux employés : Réservoirs en maçonnerie, béton armé, acier.
- Leur forme : Cylindrique, conique, sphérique, rectangulaire.
- Leur fonction : Stockage, reprise pour hauteur de refoulement importante, brise charge [7].

III.4 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir doit prendre en compte la topographie pour garantir une pression suffisante lors des périodes de pointe. Ainsi, la cuve doit être située à une altitude supérieure à la plus grande cote piézométrique requise pour le réseau de distribution [7].

III.5 Exigences techniques pour la construction d'un réservoir [8] :

Pour garantir la performance et la longévité d'un réservoir, plusieurs critères doivent être respectés :

- **Résistance** : Le réservoir doit être capable de supporter et de répartir tous les efforts appliqués sur ses différentes parties, assurant ainsi son intégrité structurelle.
- **Étanchéité** : Une étanchéité parfaite est cruciale, en particulier pour la surface intérieure du réservoir, afin de prévenir les fuites d'eau et les fissures qui pourraient compromettre son fonctionnement.
- **Durabilité** : Les réservoirs doivent être construits avec des matériaux robustes et résistants aux conditions environnementales. Ils doivent également être protégés contre la contamination, l'infiltration d'eau, et l'accumulation de poussières. Il est essentiel que les matériaux conservent leurs propriétés initiales même après un contact prolongé avec l'eau.

III.6 Equipements des réservoirs [9] :

III.6.1 Conduite d'arrivée :

La conduite d'arrivée peut être soit en siphon, en siphon noyé, par le bas ou par le fond. Elle est préférablement conçue en siphon noyé ou par le bas, et doit toujours être placée à l'opposé de la conduite de départ afin de favoriser le brassage de l'eau. Cette disposition permet un renouvellement efficace de l'eau.

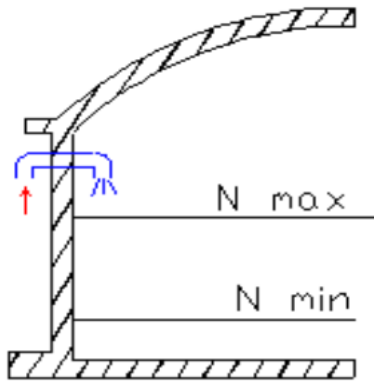


Figure III.1 : Conduite d'arrivée en siphon.

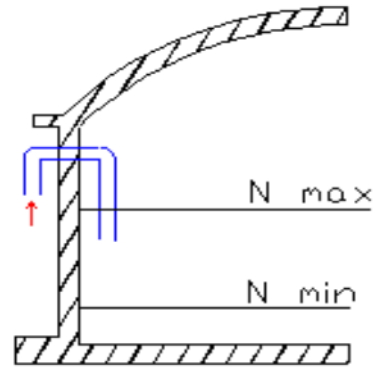


Figure III.2 : Conduite d'arrivée en siphon noyé

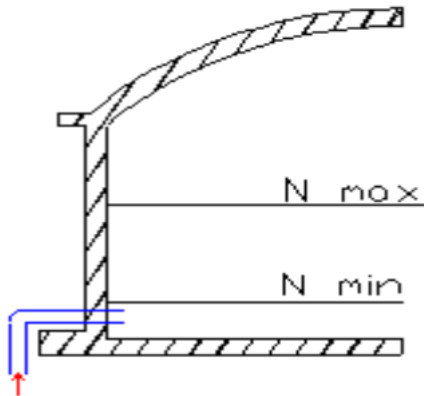


Figure III.3 : Conduite d'arrivée par le bas.

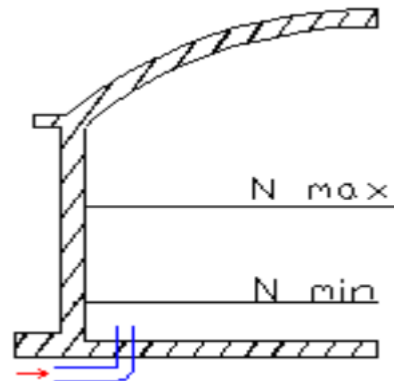


Figure III.4 : Conduite d'arrivée par le fond.

Remarque : dans notre projet, nous avons opté pour une conduite d'arrivée en siphon noyé, représentée par la figure III.2.

III.6.2 Conduite de départ :

La conduite de sortie est positionnée de manière opposée à la conduite d'entrée, située à une distance de 15 à 20 cm au-dessus du fond pour empêcher l'entrée de particules en suspension.

III.6.3 Conduite de vidange :

C'est un dispositif permettant l'évacuation complète de l'eau, notamment en cas de nettoyage, d'entretien ou de réparation. Elle est généralement équipée d'une vanne de contrôle qui régule l'écoulement de l'eau et est souvent connectée à la conduite de trop-plein pour éviter les débordements.

III.6.4 Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III.6.5 Conduite by-pass :

Elle relie la conduite d'arrivée à celle de départ. Elle assure la distribution pendant le nettoyage, réparation, entretien.

III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

III.6.6.1. Système à deux prises :

Rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte : la réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée.

En cas normal vanne (2) ouverte vanne (1) fermée. En cas de sinistre vanne (1) et (2) sont ouvertes.

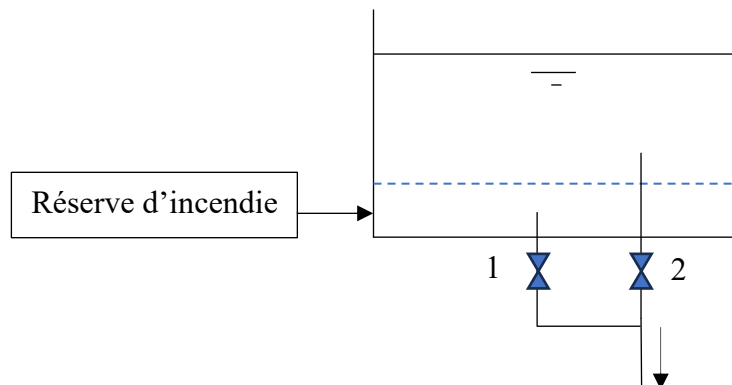


Figure III.5 : Système à deux prises.

III.6.6.2. Système à siphon :

Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.

En cas normal les vannes (1), (3) sont ouvertes Vanne (2) reste fermée. Cas d'incendie : vannes (1), (2) et (3) sont ouvertes (Voir figure III.6).

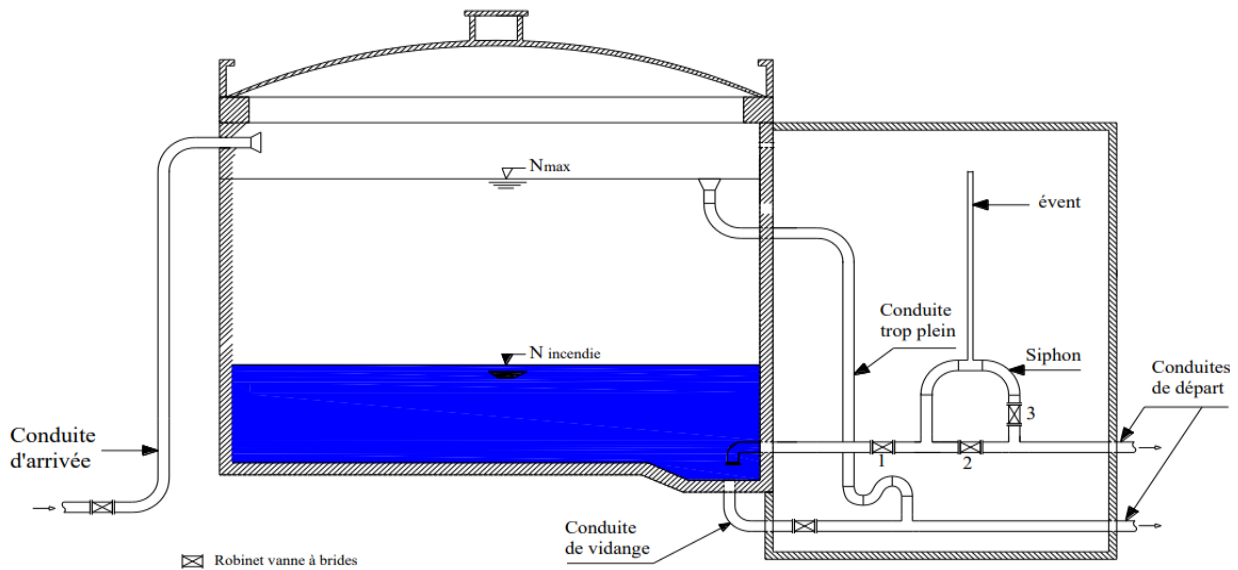


Figure III.6 : Schéma générale du réservoir.

(Source : chapitre 5. Réservoirs (univ-batna2.dz))

III.7 Détermination de la capacité d'un réservoir [6] :

La capacité du réservoir doit être évaluée en considérant à la fois les apports et les besoins en distribution. Cela implique de prendre en compte, d'une part, le mode d'exploitation des infrastructures situées en amont, et d'autre part, les fluctuations de la demande en eau. Généralement, la capacité des réservoirs est calculée pour répondre aux fluctuations quotidiennes de la consommation d'eau, en prenant en compte le jour où la consommation est la plus forte et la réserve d'eau pour les incendies [6].

Deux approches peuvent être utilisées pour définir le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

III.7.1 Méthode analytique :

La méthode analytique implique le calcul du volume résiduel du réservoir pour chaque heure de la journée afin de déterminer le volume nécessaire, qui sera :

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

Où :

V_r : Volume d'eau résiduel (m^3).

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

R_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir (%).

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation.

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

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_r : capacité résiduelle (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

Pour obtenir la valeur maximale du résidu, il faut déterminer le mode de fonctionnement pour chaque heure de la journée en fonction des heures de pompage et de la consommation. Ensuite, il faut calculer la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure, qui peut soit être un surplus ou un déficit, puis additionner la valeur absolue des valeurs maximales et minimales.

III.7.2. Méthode graphique :

La méthode graphique prend en compte la courbe de consommation totale (intégrale), obtenue à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, ainsi que la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déterminée en fonction des extrêmes des cumuls de la consommation par rapport à ceux des apports.

$$R_{\max} = |V|^+ |V|^- \quad (\%)$$

Le volume de régulation V_r est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} \times R_{\max}}{100} \quad (\text{III.3})$$

Dont le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$.

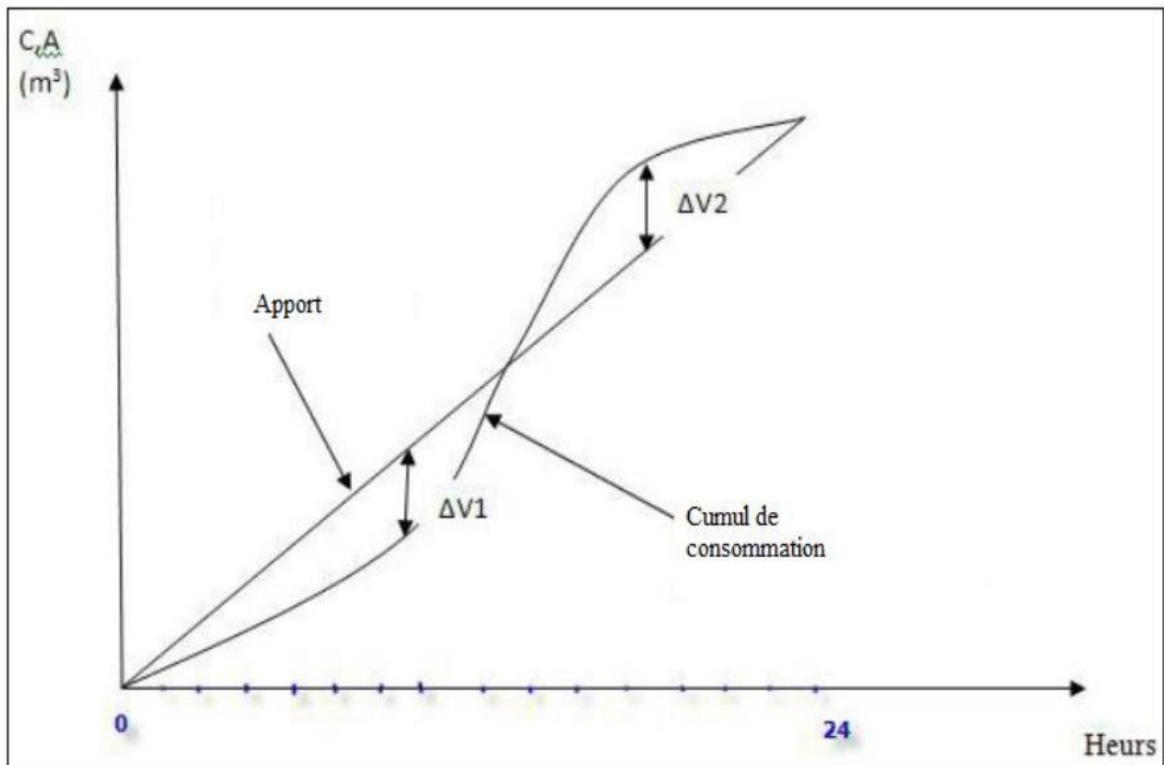


Figure III.7 : Courbe apport-consommation.

En appliquant la méthode analytique, nous déterminons les différentes capacités des réservoirs. Ces réservoirs de stockage, situés en amont des réseaux de distribution, desservent différentes localités. L'étude actuelle se concentre sur l'alimentation en eau potable de six communes.

a. Bâche de la station de pompage :

La station de pompage (SP) se situe près de la station de dessalement, elle refoule vers le réservoir Anglade et celui d'El Marsa. Le débit entrant à SP est de $6000 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le calcul du volume utile de la bâche d'aspiration est donné par la formule suivante :

$$V_u = \frac{Q \cdot \left(\frac{1}{n}\right)}{4 \cdot (N-1)} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

V_u : volume utile de la bache d'aspiration (m^3).

N : nombre de pompes identiques.

n : nombre de démarrages par heure.

Pour :

$$P_{\text{absorbés}} < 4\text{Kw} \Rightarrow n = 10$$

$$P_{\text{absorbés}} > 4\text{Kw} \Rightarrow n = 6$$

$$V_u = \frac{6000 \left(\frac{1}{6}\right)}{4(4-1)} = 83,35 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 100 m^3 .

Dimensions de la bache d'aspiration :

Tableau III.1 : Dimensions de la bache d'aspiration.

Bache	Volume (m^3)	Diamètre (m)	Surface (m^2)	Hauteur (m)	CTN	CP
SP	100	6	28,27	3,5	26,5	30

b. Réservoir de stockage :○ **Réservoir de stockage Anglade :****Tableau III.2 :** Evaluation du volume résiduel de Anglade.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	0,0	4,17	-	4,17	4,17
1-2	0,0	4,17	-	4,17	8,33
2-3	0,0	4,17	-	4,17	12,50
3-4	0,0	4,17	-	4,17	16,67
4-5	5,0	4,17	0,83	-	15,83
5-6	5,0	4,17	0,83	-	15,00
6-7	5,0	4,17	0,83	-	14,17
7-8	5,0	4,17	0,83	-	13,34
8-9	5,0	4,17	0,83	-	12,51
9-10	5,0	4,17	0,83	-	11,68
10-11	5,0	4,17	0,83	-	10,85
11-12	5,0	4,17	0,83	-	10,017
12-13	5,0	4,17	0,83	-	9,187
13-14	5,0	4,17	0,83	-	8,357
14-15	5,0	4,17	0,83	-	7,527
15-16	5,0	4,17	0,83	-	6,697
16-17	5,0	4,17	0,83	-	5,867
17-18	5,0	4,17	0,83	-	5,037
18-19	5,0	4,17	0,83	-	4,207
19-20	5,0	4,17	0,83	-	3,38
20-21	5,0	4,17	0,83	-	2,55
21-22	5,0	4,17	0,83	-	1,72
22-23	5,0	4,17	0,83	-	0,89
23-24	5,0	4,17	0,83	-	0,00

Calcul de la capacité du réservoir de stockage Anglade :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,67 \times 99921,63}{100} = 16656,93 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 19048,6 + 4 \times 120 = 17728,64 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 20\ 000 \text{ m}^3$

○ **Réservoir de Chabou :**

Ce réservoir reçoit l'eau gravitairement par le réservoir Anglade, destiné à l'alimentation de la zone basse de bordj el bahri et du château d'eau de Bordj el bahri.

Tableau III.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Chabou.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	3,35	0,817	-	1,700
1-2	4,17	3,25	0,917	-	2,617
2-3	4,17	3,3	0,867	-	3,483
3-4	4,17	3,2	0,967	-	4,450
4-5	4,17	3,25	0,917	-	5,367
5-6	4,17	3,4	0,767	-	6,133
6-7	4,17	3,85	0,317	-	6,450
7-8	4,17	4,45	-	0,283	6,167
8-9	4,17	5,2	-	1,033	5,133
9-10	4,17	5,05	-	0,883	4,250
10-11	4,17	4,85	-	0,683	3,567
11-12	4,17	4,6	-	0,433	3,133
12-13	4,17	4,6	-	0,433	2,700
13-14	4,17	4,55	-	0,383	2,317
14-15	4,17	4,75	-	0,583	1,733
15-16	4,17	4,7	-	0,533	1,200
16-17	4,17	4,65	-	0,483	0,717
17-18	4,17	4,35	-	0,183	0,533
18-19	4,17	4,4	-	0,233	0,300
19-20	4,17	4,3	-	0,133	0,167
20-21	4,17	4,3	-	0,133	0,033
21-22	4,17	4,2	-	0,033	0,000
22-23	4,17	3,75	0,417	-	0,417
23-24	4,17	3,7	0,467	-	0,883

Calcul de la capacité du réservoir de Chabou :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,45 \times 32629,2}{100} = 2104,58 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2104,58 + 120 = 2224,58 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 3000 \text{ m}^3$.

La capacité de stockage du complexe Chabou est de 5 000 m³, ce qui est suffisant pour répondre aux besoins futurs à l'horizon 2050.

○ **Château d'eau de Bordj El Bahri :**

Ce château d'eau est alimenté par refoulement à partir du réservoir Chabou, avec une pompe fonctionnant en continu pendant 24 heures. Il est destiné à approvisionner la zone haute de Bordj El Bahri, représentant 40 % de la population de cette commune.

Tableau III.4 : Evaluation du volume résiduel du CE Bordj El Bahri.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	3,0	1,2	-	2,03
1-2	4,17	3,2	1,0	-	3,00
2-3	4,17	2,5	1,7	-	4,67
3-4	4,17	2,6	1,6	-	6,23
4-5	4,17	3,5	0,7	-	6,90
5-6	4,17	4,1	0,07	-	6,97
6-7	4,17	4,5	-	0,3	6,6
7-8	4,17	4,9	-	0,7	5,9
8-9	4,17	4,9	-	0,7	5,2
9-10	4,17	5,6	-	1,4	3,7
10-11	4,17	4,8	-	0,6	3,1
11-12	4,17	4,7	-	0,5	2,6
12-13	4,17	4	-	0,17	2,3
13-14	4,17	4	0,07	-	2,40
14-15	4,17	4,2	-	0,03	2,37
15-16	4,17	4	-	0,2	2,13
16-17	4,17	4	-	0,1	2,00
17-18	4,17	4,1	0,07	-	2,07
18-19	4,17	5	-	0,3	1,73
19-20	4,17	4,5	-	0,3	1,40
20-21	4,17	5	-	0,3	1,07
21-22	4,17	5	-	0,6	0,43
22-23	4,17	5	-	0,4	0,00
23-24	4,17	3,3	0,87	-	0,87

Calcul de la capacité du château d'eau de Bordj El Bahri :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,97 \times 13051,66}{100} = 874,46 \text{ m}^3$; $V_t = 874,46 + 120 = 994,46 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 1000 \text{ m}^3$

La capacité de stockage du château d'eau est de 1000 m³, ce qui est suffisant pour répondre aux besoins futurs de la population.

○ **Réservoir d'El Marsa :**

Tableau III.5 : Evaluation du volume résiduel d'El Marsa.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	0	1,5	-	1,5	8,5
1-2	0	1,5	-	1,5	7
2-3	0	1,5	-	1,5	5,5
3-4	0	1,5	-	1,5	4
4-5	5	2,5	2,5	-	6,5
5-6	5	3,5	1,5	-	8,00
6-7	5	4,5	0,5	-	8,50
7-8	5	5,5	-	0,5	8,00
8-9	5	6,3	-	1,25	6,75
9-10	5	6,3	-	1,25	5,50
10-11	5	6,3	-	1,25	4,25
11-12	5	6,3	-	1,25	3,000
12-13	5	5	0	0	3,000
13-14	5	5	0	0	3,000
14-15	5	5,5	-	0,5	2,500
15-16	5	6	-	1	1,500
16-17	5	6	-	1	0,500
17-18	5	5,5	-	0,5	0,000
18-19	5	5	0	0	0
19-20	5	4,5	0,5	-	0,5
20-21	5	4	1	-	1,5
21-22	5	3	2	-	3,5
22-23	5	2	3	-	6,5
23-24	5	1,5	3,5	-	10

Calcul de la capacité de stockage d'El Marsa :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 \times 5060,03}{100} = 539,70 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 539,70 + 120 = 659,70 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 1000 \text{ m}^3$

La capacité de stockage du château d'eau étant de 500 m^3 , il est nécessaire de prévoir un réservoir supplémentaire de 500 m^3 pour répondre aux besoins futurs de la population.

○ **Réservoir de Ain Taya :**

Il est alimenté par refoulement à partir de la SDEM, assure l'alimentation en eau de la commune de Ain Taya.

Tableau III.6 : Evaluation du volume résiduel de Ain Taya.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	0	3,0	-	3,0	8,3
1-2	0	3,2	-	3,2	5,1
2-3	0	2,5	-	2,5	2,6
3-4	0	2,6	-	2,6	0
4-5	5	3,5	1,5	-	1,5
5-6	5	4,1	0,9	-	2,4
6-7	5	4,5	0,5	-	2,9
7-8	5	4,9	0,1	-	3
8-9	5	4,9	0,1	-	3,1
9-10	5	5,6	-	0,6	2,5
10-11	5	4,8	0,2	-	2,7
11-12	5	4,7	0,3	-	3
12-13	5	4	0,6	-	3,6
13-14	5	4	0,9	-	4,5
14-15	5	4,2	0,8	-	5,3
15-16	5	4	0,6	-	5,9
16-17	5	4	0,7	-	6,6
17-18	5	4,1	0,9	-	7,5
18-19	5	5	0,5	-	8
19-20	5	4,5	0,5	-	8,5
20-21	5	5	0,5	-	9
21-22	5	5	0,2	-	9,2
22-23	5	5	0,4	-	9,6
23-24	5	3,3	1,7	-	11,3

Calcul de la capacité de stockage de Ain Taya :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{11,3 \times 14347,17}{100} = 1621,23 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1720,72 + 120 = 1741,23 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 2000 \text{ m}^3$

La capacité de stockage du réservoir est de $2 \times 2000 \text{ m}^3$, ce qui est suffisant pour répondre aux besoins futurs de la population.

○ **Réservoir de Heraoua :****Tableau III.7 :** Evaluation du volume résiduel de Heraoua.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	3,0	1,2	-	2,03
1-2	4,17	3,2	1,0	-	3,00
2-3	4,17	2,5	1,7	-	4,67
3-4	4,17	2,6	1,6	-	6,23
4-5	4,17	3,5	0,7	-	6,90
5-6	4,17	4,1	0,07	-	6,97
6-7	4,17	4,5	-	0,3	6,6
7-8	4,17	4,9	-	0,7	5,9
8-9	4,17	4,9	-	0,7	5,2
9-10	4,17	5,6	-	1,4	3,7
10-11	4,17	4,8	-	0,6	3,1
11-12	4,17	4,7	-	0,5	2,6
12-13	4,17	4	-	0,2	2,3
13-14	4,17	4	0,07	-	2,40
14-15	4,17	4,2	-	0,0	2,37
15-16	4,17	4	-	0,2	2,13
16-17	4,17	4	-	0,1	2,00
17-18	4,17	4,1	0,07	-	2,07
18-19	4,17	5	-	0,3	1,73
19-20	4,17	4,5	-	0,3	1,40
20-21	4,17	5	-	0,3	1,07
21-22	4,17	5	-	0,6	0,43
22-23	4,17	5	-	0,4	0,00
23-24	4,17	3,3	0,87	-	0,87

Calcul de la capacité de stockage de Heraoua :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,97 \times 11729,72}{100} = 817,56 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 817,56 + 120 = 937,56 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 1000 \text{ m}^3$

○ **Réservoir de Rouiba :****Tableau III.8 :** Evaluation du volume résiduel de Rouiba

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	3,35	0,817	-	1,700
1-2	4,17	3,25	0,917	-	2,617
2-3	4,17	3,30	0,867	-	3,483
3-4	4,17	3,20	0,967	-	4,450
4-5	4,17	3,25	0,917	-	5,367
5-6	4,17	3,40	0,767	-	6,133
6-7	4,17	3,85	0,317	-	6,450
7-8	4,17	4,45	-	0,283	6,167
8-9	4,17	5,20	-	1,033	5,133
9-10	4,17	5,05	-	0,883	4,250
10-11	4,17	4,85	-	0,683	3,567
11-12	4,17	4,60	-	0,433	3,133
12-13	4,17	4,60	-	0,433	2,700
13-14	4,17	4,55	-	0,383	2,317
14-15	4,17	4,75	-	0,583	1,733
15-16	4,17	4,70	-	0,533	1,200
16-17	4,17	4,65	-	0,483	0,717
17-18	4,17	4,35	-	0,183	0,533
18-19	4,17	4,40	-	0,233	0,300
19-20	4,17	4,30	-	0,133	0,167
20-21	4,17	4,30	-	0,133	0,033
21-22	4,17	4,20	-	0,033	0,000
22-23	4,17	3,75	0,417	-	0,417
23-24	4,17	3,70	0,467	-	0,883

Calcul de la capacité de stockage de Rouiba :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,45 \times 20542,2}{100} = 1324,97 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1324,97 + 120 = 1444,97 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 1500 \text{ m}^3$

La capacité de stockage de Rouiba est de 5000 m^3 , ce qui est suffisant pour répondre aux besoins futurs de la population.

○ **Réservoir de Reghaia :**

Tableau III.9 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Reghaia.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	3,35	0,817	-	1,700
1-2	4,17	3,25	0,917	-	2,617
2-3	4,17	3,30	0,867	-	3,483
3-4	4,17	3,20	0,967	-	4,450
4-5	4,17	3,25	0,917	-	5,367
5-6	4,17	3,40	0,767	-	6,133
6-7	4,17	3,85	0,317	-	6,450
7-8	4,17	4,45	-	0,283	6,167
8-9	4,17	5,20	-	1,033	5,133
9-10	4,17	5,05	-	0,883	4,250
10-11	4,17	4,85	-	0,683	3,567
11-12	4,17	4,60	-	0,433	3,133
12-13	4,17	4,60	-	0,433	2,700
13-14	4,17	4,55	-	0,383	2,317
14-15	4,17	4,75	-	0,583	1,733
15-16	4,17	4,70	-	0,533	1,200
16-17	4,17	4,65	-	0,483	0,717
17-18	4,17	4,35	-	0,183	0,533
18-19	4,17	4,40	-	0,233	0,300
19-20	4,17	4,30	-	0,133	0,167
20-21	4,17	4,30	-	0,133	0,033
21-22	4,17	4,20	-	0,033	0,000
22-23	4,17	3,75	0,417	-	0,417
23-24	4,17	3,70	0,467	-	0,883

Calcul de la capacité de stockage de Reghaia :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,450 \times 35020,54}{100} = 2258,82 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2258,82 + 120 = 2378,82 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 3000 \text{ m}^3$

La capacité de stockage de Reghaia est de $2 \times 5000 \text{ m}^3$, ce qui est suffisant pour répondre aux besoins futurs de l'horizon 2050

III.8. Les dimensions des réservoirs :

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure ou égale à 10 000 m³ [7]. Par conséquent, cette forme a été adoptée pour le réservoir d'El Marsa, tandis que le réservoir d'Anglade est de forme rectangulaire.

La hauteur d'eau utile dans un réservoir est généralement limitée entre 3 et 6 mètres, et peut atteindre 10 mètres pour les grands réservoirs.

III.8.1 Réservoir cylindrique :

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{III.5})$$

- La hauteur totale de réservoir :

$$H = h + R \quad (\text{III.6})$$

h : la hauteur d'eau (m).

R : la revanche, varie de 0,25 à 1 m.

- Le diamètre de la cuve :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{S \times 4}{\pi}} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

V_N : Capacité normalisée du réservoir (m³).

S : Section du réservoir (m²).

D : Diamètre de la cuve (m).

H : Hauteur utile d'eau (m).

Tableau III.10 : Dimensions du réservoir d'El Marsa.

Réservoir	Volume (m ³)	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Diamètre (m)	H _{inc} (m)
El Marsa	500	5	100	11	1,2

III.8.2 Réservoir rectangulaire :

- La section du réservoir :

$$S = L \times l = \frac{V}{H} \quad (\text{III. 8})$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \quad (\text{III.9})$$

h : la hauteur d'eau (m).

R : Hauteur du matelas d'air, on prend $R = 0,5$ m.

Le réservoir doit avoir une proportionnalité entre sa longueur et sa largeur on prend :

$$\frac{L}{l} = 0,7 \quad (\text{III.10})$$

D'où :

$$S = L \times l = 0,7l \times l = 0,7l^2$$

Le réservoir est rectangulaire, semi enterré 5m au-dessous du sol.

Tableau III.11 : Dimensions du réservoirs Anglade.

Réservoir	Volume (m ³)	Hauteur (m)	Surface (m ²)	L (m)	l (m)	H inc
Anglade	20000	10,5	1904,76	52 ,18	36,5	0,32

III.9. Capacité de stockage projeté :

Tableau III.12 : Capacité de stockage projeté pour la zone Est d'Alger.

COMMUNES	CAPACITE PROJETE (m ³)	CR (m)	CTP (m)
El Marsa	500	55	60
Ain Taya (Anglade)	20000	60	70

Ce tableau représente un récapitulatif des ouvrages de stockage :

Tableau III.13 : Récapitulatif des ouvrages de stockage

Localité	Capacité (M³)	CR (m)	CTP (m)	Alimenté par
El Marsa	500	55	60	SDEM
	500	70	74	
Ain Taya	20000	60	70	SDEM
	2000	58	62,5	SDEM
Chabou	5000	47	53	Anglade
Bordj el bahri	1000	58	64	Chabou
Heraoua	1500	52	56	Anglade
Reghaia	5000	21	26	Anglade
Rouïba	5000	16	31	Anglade

Conclusion :

Le but de ce chapitre consiste à vérifier les capacités des réservoirs existants à l'horizon 2050. Il a été déterminé qu'il est nécessaire de projeter un réservoir d'une capacité de 500 m³ dans la commune d'El Marsa, situé à une cote de terrain de 55 m NGA, en plus d'un réservoir de stockage de 20 000 m³ a Anglade implanté à une cote permettant une distribution gravitaire, afin de sécuriser l'approvisionnement en eau potable de ce secteur à long terme.

CHAPITRE IV :
Etude d'adduction

Introduction :

Le projet que nous traitons consiste à l'élaboration d'une étude de raccordement aval à partir de la station de dessalement d'eau de mer El Marsa au système d'alimentation en eau potable de l'est de la wilaya d'Alger.

IV.1 Type d'adduction :

Les différents types d'adduction d'eau varient en fonction de la topographie du terrain. Ils peuvent être classés en trois catégories principales.

IV.1.1 Adduction gravitaire [7]:

Le point de captage est positionné à une altitude plus élevée que celle du réservoir de desserte de l'agglomération dans une adduction gravitaire et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge.

IV.1.2 Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement [7].

IV.1.3 Adduction mixte

C'est un système d'adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire, ou inversement. La connexion entre ces deux types de conduites est assurée par un réservoir, appelé réservoir tampon.

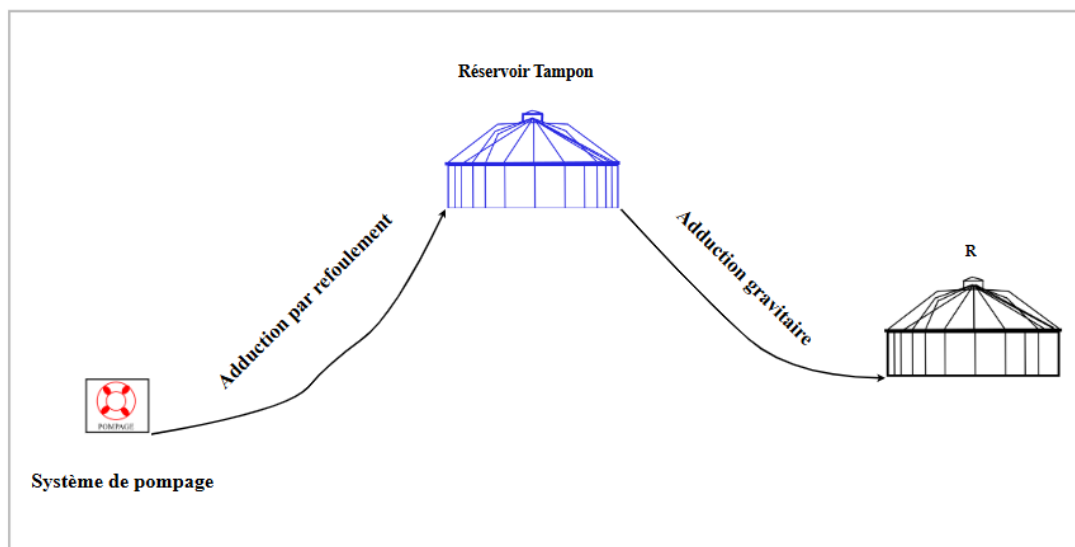


Figure IV.1 : Schéma d'adduction mixte.

IV.2 Choix du tracé de l'adduction :

- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible. Pour limiter les points hauts, des sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables.
- Maintenir une rampe régulière en évitant les pentes et les contre pentes ou il y a risque de contentement d'air.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement.
- Eviter les profils horizontaux en leurs substituants un profil avec des montés lentes suivie de descente rapides.
- Maintenir une pente du profil au-dessus de 0,002 m/m.
- Les points hauts doivent être équipés de venteuses et aussi dans les tronçons à faible pente suivi d'un tronçon descendant.
- S'assurer que la conduite reste toujours pleine.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds) [7].

IV.2.1 Présentation des variantes du tracé :

Tronçon SDEM El Marsa - complexe Anglade :

○ Variante 01 :

Cette variante suit un parcours côtier à partir de la station de dessalement El Marsa, empruntant principalement la route W121. Elle traverse la ville d'Ain Taya, puis continue vers le sud en longeant des zones agricoles jusqu'au complexe Anglade, sur une longueur totale de 5,5 Km.

○ Variante 02 :

La deuxième variante démarre également de la station de dessalement El Marsa, mais se dirige vers le sud-ouest. Elle traverse les quartiers de Diar El Gherb 1 et 2, longeant plusieurs zones urbaines denses, pour finalement rejoindre le complexe Anglade sur un linéaire de 5,87 Km.

Après une analyse approfondie des deux variantes proposées pour le tracé de l'adduction, la première variante a été retenue. Elle privilégie un parcours plus direct le long de la route W121 et limite les interférences avec les zones résidentielles privées. À l'inverse, la variante 02 traverse des zones plus urbanisées, ce qui pourrait engendrer des complications supplémentaires.

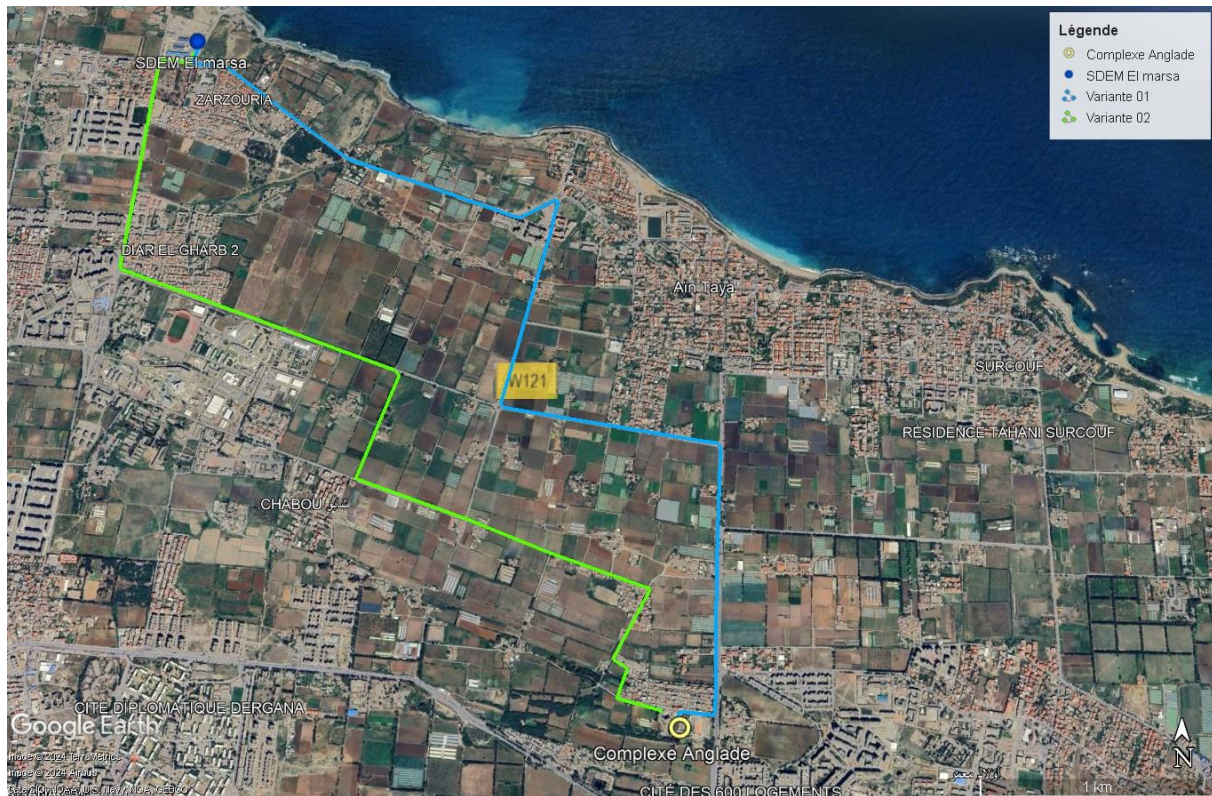


Figure IV.2 : Variantes du tracé de l'adduction SDEM - Anglade.

Source : Google Earth août 2024.

IV.2.2. Description du tracé de l'adduction :

Le réseau d'adduction prend source à la station de pompage, installée sur le site de la station de dessalement d'eau de mer El Marsa. Cette station de pompage fournit la hauteur manométrique totale (HMT) nécessaire pour acheminer l'eau vers deux points distincts : d'une part, le réservoir El Marsa, et d'autre part, le complexe Anglade, situé au point le plus élevé à une altitude de 65 m NGA. À partir de ce complexe, l'eau est ensuite distribuée par gravité vers les différents réservoirs de stockage afin d'alimenter l'ensemble de la zone desservie.

IV.3 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau pour la construction des conduites représente une décision fondamentale dans un projet, reposant principalement sur des considérations techniques et économiques.

Les matériaux utilisables pour les réseaux d'eau potable sont les suivants : [10]

- Acier.
- Fonte ductile.
- Béton.

- Polyester renforcé de fibre de verre (PRV).
- Polyéthylène haute densité (PEHD).
- Polychlorure de vinyle (PVC).

Dans notre projet, on opte pour des conduites en fonte ductile pour toutes les conduites, vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides.
- Longue durée de vie.
- Résistance aux pressions élevées.

IV.4 Calcul hydraulique

Le réseau d'adduction comporte des tronçons gravitaires et des tronçons par refoulement.

IV.4.1 Cas gravitaire :

La formule de Darcy-Weisbach est couramment employée pour calculer la perte de charge dans une conduite :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

ΔH_t : perte de charge totale (m).

K' : coefficient de perte de charge.

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

L_e : longueur équivalente de la conduite (m) Avec : $L_e = L_g + L_{e\xi}$.

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

$L_{e\xi}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

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

$$\Delta H_t = 1,1 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,1 \times L_g \quad (IV.2)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Tableau IV.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types des tuyaux

Matériau	K'	m	β
Acier	0,00179	5,1-5,3	1,9-2
Fonte	0,00179	5,1-5,3	1,9-2
PEHD	0,001052	4,774	2

Source (polycopié B. SALAH. 2014)

Le diamètre calculé pour la conduite gravitaire est : $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}}$ (IV.3)

IV.4.2 Cas de refoulement :

Le diamètre économique peut être déterminé par la formule suivante découlant d'une étude économique :

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad (IV.4)$$

E : facteur économique pouvant être déterminé par la relation suivante :

$$E = 10. M. \sigma. \gamma \quad (IV.5)$$

M : un coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient M .

Matériau	Coefficient M	α
Acier	0,92	1,4
Fonte	0,43	1,6
PEHD	0,13	1,95

Source (polycopié B. SALAH. 2014)

Avec :

σ : prix du kWh.

γ : coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage, donné par la relation suivante :

$$\gamma = \frac{1}{(K \times K_j \times K_h)} \quad (\text{IV.6})$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1.03 à 1.04.

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation, variant de 1.1 à 1.3.

K_h : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend du régime de consommation.

$$K_h = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{IV.7})$$

$$K_h = 1,3 \times 1,1 = 1,43$$

Autres formules pour le calcul du diamètre économique :

$$\text{Formule de Bresse : } D_{ec} = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.8})$$

$$\text{Formule de Bonin : } D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.9})$$

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

IV.4.2.1 Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera déterminée comme suit :

$$HMT = H_g + \sum \Delta H \quad (\text{IV.10})$$

H_g : Écart de hauteur entre le niveau d'aspiration et le niveau de refoulement (m).

$\sum \Delta H$: Total des pertes de charge linéaires et singulières (m).

$$\sum \Delta H = 1,15 \times \Delta h_p^{lin} \quad (\text{IV.11})$$

Pertes de charge linéaires : Formule de DARCY-WEISBAKH

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (\text{IV.12})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s).

L : Longueur géométrique de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement, dépendant de la rugosité de la surface interne de la conduite et du régime d'écoulement.

Il est obtenu par la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.13})$$

On évalue le régime d'écoulement en utilisant la formule du nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.14})$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau, $\nu = 1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C.

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

D : Diamètre de la conduite en (m).

ε : Rugosité absolue de la conduite.

IV.4.2.2 Puissance de pompage :

$$P = \frac{g \times \text{HMT} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW).

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

Htm : Hauteur manométrique totale (m).

Q : Débit à refouler (m^3/s).

η : rendement de la station de pompage (70 %).

IV.4.2.3 Énergie requise pour le pompage :

L'énergie utilisée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (KWh).

P : puissance de pompage (KW).

t : temps de pompage par jour (h).

IV.4.2.4 Dépense annuelle de l'énergie :

Les coûts annuels de l'énergie sont calculés en multipliant le tarif unitaire du kWh par la consommation annuelle d'énergie.

$$K = \delta \times E \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

E : Energie consommée par année (KW).

δ : Prix du kWh. ($\delta = 4.472$ DA)

IV.4.2.5 Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement dépendent de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Ils sont calculés selon la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV.18})$$

A : Frais d'amortissement (DA).

i : Taux d'annuité ; $i = 8\%$.

n : La durée d'amortissement de la conduite, $n = 26$ ans.

IV.5 Détermination des diamètres de l'adduction :

IV.5.1 Dimensionnement du tronçon par refoulement (SDEM-Anglade) :

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t \times 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max } j}$: Débit maximum journalier (m^3/j). $Q_{\text{max } j} = 114268,80 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Temps de fonctionnement quotidien de la station de pompage, $t = 20$ h.

$$\text{AN: } Q_{\text{exp}} = \frac{114268,80}{20 \times 3600} = 1,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.3 : Les caractéristiques de la conduite SDEM-Anglade.

Calcul Du Diamètre Economique				
Tronçon	$Q_{max j}$ (m³/j)	Q_{exp} (m³/s)	D_{ec1} (m)	D_{ec2} (m)
SDEM-Anglade	114268,8045	1,59	1,754	1,26

Le choix du diamètre économique se fera dans une gamme de diamètre allant de 1000 à 1600 mm.

Les valeurs de la hauteur manométrique totale sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

D(mm)	L (m)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_t	Hg (m)	HMT (m)
1000	5553	1,59	2,02	0,0130	15,024	16,526	40	56,5
1100	5553	1,59	1,67	0,0129	9,283	10,212	40	50,2
1200	5553	1,59	1,40	0,0129	5,990	6,589	40	46,6
1300	5553	1,59	1,20	0,0129	4,009	4,409	40	44,4
1400	5553	1,59	1,03	0,0129	2,766	3,043	40	43,0
1600	5553	1,59	0,79	0,0129	1,422	1,564	40	41,6

Les frais d'exploitation sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites

D (mm)	Q (m³/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Energie (KW/An)	Prix du KWh (DA)	F_{exploitation} (DA)
1000	1,59	56,5	1100,084	9 636 736,28	4,472	43 095 484,6
1100	1,59	50,2	977,187	8 560 156,36	4,472	38 281 019,2
1200	1,59	46,6	906,695	7 942 644,85	4,472	35 519 507,8
1300	1,59	44,4	864,269	7 570 998,89	4,472	33 857 507,1
1400	1,59	43,0	837,679	7 338 068,72	4,472	32 815 843,3
1600	1,59	41,6	808,893	7 085 903,33	4,472	31 688 159,7

Les frais d'investissements sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Évolution des coûts d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	P total (DA)	F investissements (DA)
1 000	39613,94	5553	219 976 208,8	20349367,0
1 100	43553,5	5553	241 852 585,5	22373087,8
1 200	47498,5	5553	263 759 170,5	24399603,0
1 300	51443,5	5553	285 665 755,5	26426118,2
1 400	55388,5	5553	307 572 340,5	28452633,5
1 600	58388,5	5553	324 231 340,5	29993709,7

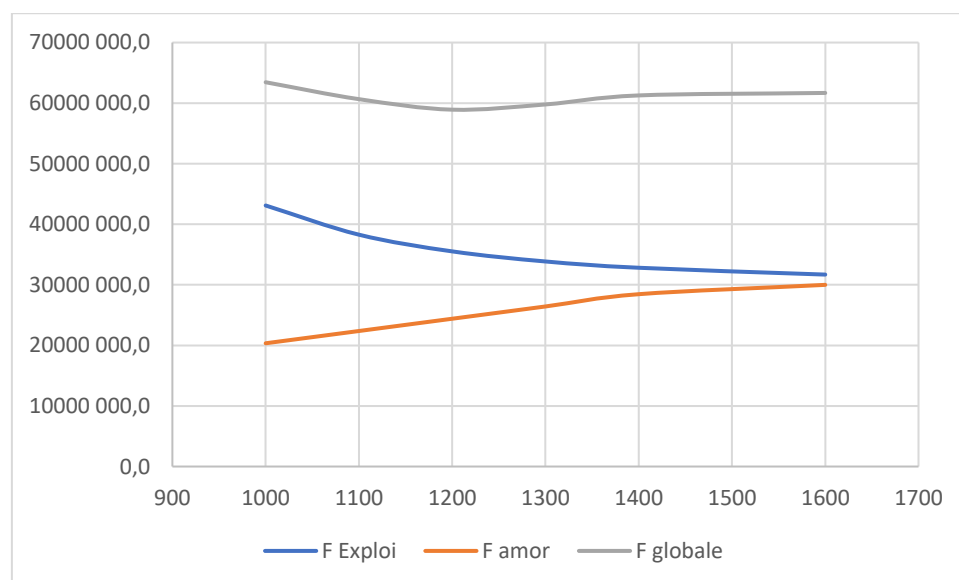
➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le tableau suivant présente le calcul du bilan global :

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

D (mm)	F exploitation (DA)	F investissements (DA)	F globale (DA)
1000	43 095 484,6	20349367,02	63444851,65
1100	38 281 019,22	22373087,77	60654106,99
1200	35 519 507,78	24399603,00	59919110,78
1300	33 857 507,05	26426118,24	60283625,29
1400	32 815 843,33	28452633,47	61268476,80
1600	31 688 159,70	29993709,69	61681869,40

À partir des résultats présentés dans le tableau 7, nous allons illustrer graphiquement les investissements et les coûts d'exploitation.

**Figure IV.3:** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

D'après la combinaison entre les frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 120mm, avec une vitesse de 1,4 m/s, une hauteur manométrique totale de 46,6 m et sur une longueur de 5553 m.

VI.5.2 Dimensionnement du tronçon par refoulement (SDEM-El Marsa) :

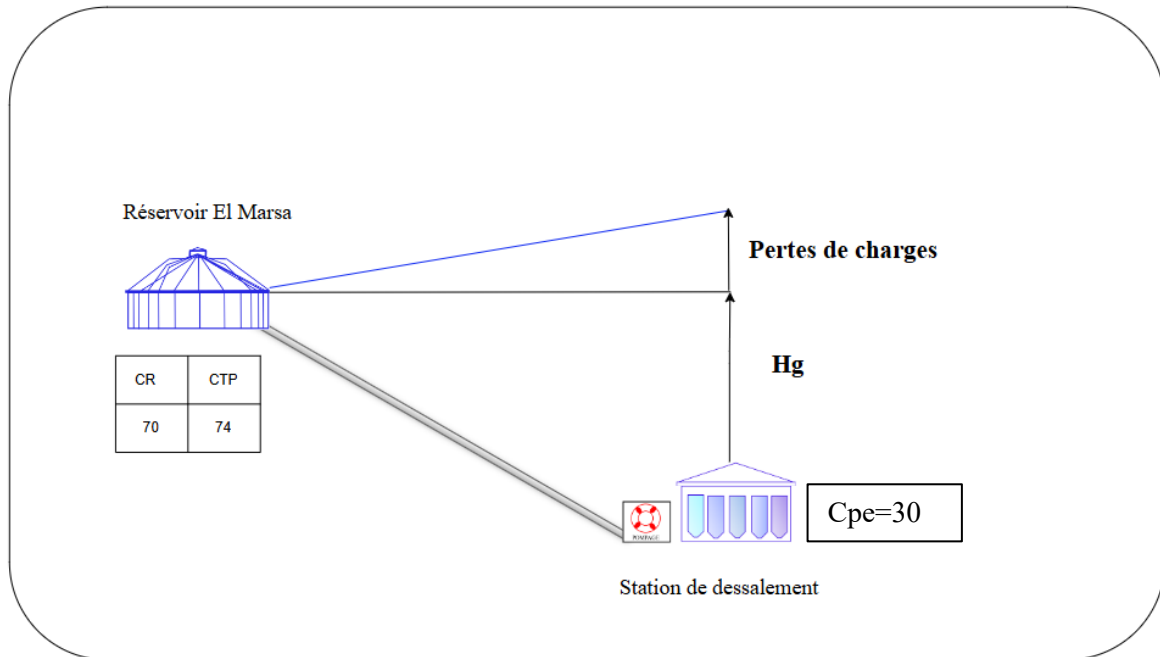


Figure IV. 4 : Schéma de l'adduction par refoulement SDEM-El Marsa.

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t \times 3600}$$

t : Temps de fonctionnement quotidien de la station de pompage, $t = 20$ h.

Tableau IV.8 : Calcul du diamètre économique SDEM-El Marsa.

Calcul Du Diamètre Economique				
Tronçon	$Q_{\text{max } j}$ (m ³ /j)	Q_{exp} (m ³ /s)	D_{ec1} (m)	D_{ec2} (m)
SDEM-El Marsa	5060,03	0,07	0,434	0,27

Le choix du diamètre économique se fera dans une gamme de diamètre allant de 200 à 500 mm.

Les valeurs de la hauteur manométrique totale sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9: Variation des HMT en fonction du diamètre.

D(mm)	L (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	ΔH_{in}	ΔH_t	Hg (m)	HMT (m)
200	1388	0,07	2,24	0,0180	31,94	35,13	44	79,13
250	1388	0,07	1,43	0,0177	10,29	11,32	44	55,32
300	1388	0,07	0,99	0,0177	4,11	4,53	44	48,53
350	1388	0,07	0,73	0,0177	1,91	2,10	44	46,10
400	1388	0,07	0,56	0,0178	0,98	1,08	44	45,08
500	1388	0,07	0,36	0,0180	0,33	0,36	44	44,36

Tableau IV.10 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites

D (mm)	Q (m³/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Energie (KW/An)	Prix du KWh (DA)	F_{exploitation} (DA)
200	0,07	79,13	68,193	597 369,25	4,472	2 671 435,3
250	0,07	55,32	47,675	417 637,18	4,472	1 867 673,5
300	0,07	48,53	41,819	366 337,90	4,472	1 638 263,1
350	0,07	46,10	39,725	347 990,89	4,472	1 556 215,3
400	0,07	45,08	38,850	340 325,55	4,472	1 521 935,9
500	0,07	44,36	38,229	334 883,99	4,472	1 497 601,2

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement :

Tableau IV.11 : Évolution des coûts d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	P total (DA)	F investissements (DA)
200	10323,0	1388	14 328 324,00	1325472,08
250	11542,0	1388	16 020 296,00	1481991,55
300	12336	1388	17 122 368,00	1583941,07
350	13521	1388	18 767 148,00	1736094,94
400	14910	1388	20 695 080,00	1914442,39
500	17885	1388	24 824 380,00	2296432,07

➤ **Bilan frais d'exploitation – frais d'investissement**

Le tableau suivant présente le calcul du bilan global :

Tableau IV.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	F exploitation (DA)	F investissements (DA)	F globale (DA)
200	2 671 435,27	1325472,08	3996907,35
250	1 867 673,47	1481991,55	3349665,02
300	1 638 263,07	1583941,07	3222204,13
350	1 556 215,28	1736094,94	3292310,22
400	1 521 935,85	1914442,39	3436378,24
500	1 497 601,2	2296432,07	3794033,27

À partir des résultats présentés dans le tableau IV.12, nous allons illustrer graphiquement les investissements et les coûts d'exploitation. Cela nous permettra d'obtenir une courbe d'optimisation.

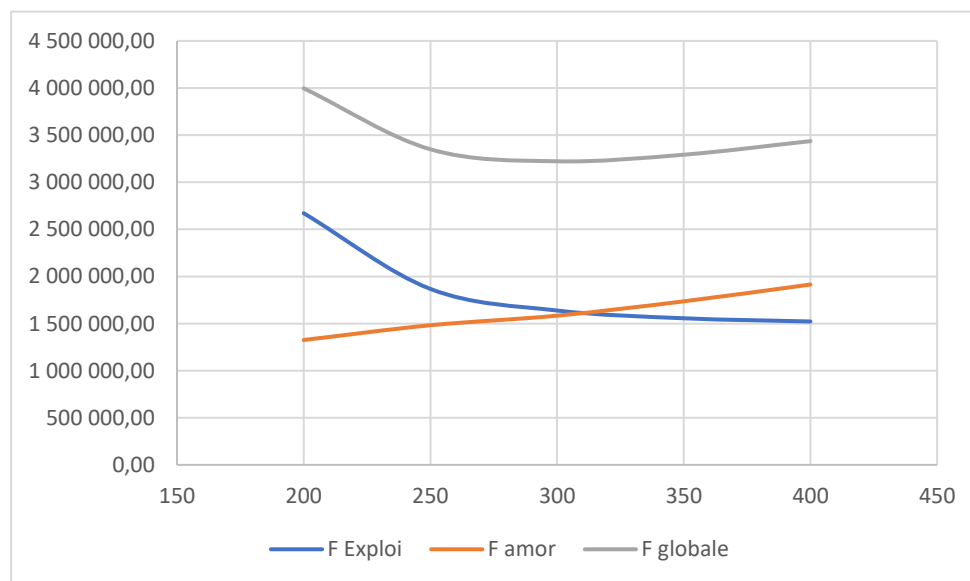


Figure IV.5: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est de 300 mm, ce qui correspond à une vitesse de 0,99 m/s.

VI.5.2 Dimensionnement du tronçon par refoulement (Chabou – CE Bordj el bahri) :

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t \times 3600}$$

t : Temps de fonctionnement quotidien de la station de pompage, $t = 24$ h.

Tableau IV.13 : Calcul du diamètre économique Chabou- Bordj el bahri.

Tronçon	$Q_{\text{max } j}$ (m ³ /j)	Q_{exp} (m ³ /s)	$D_{\text{ec}1}$ (m)	$D_{\text{ec}2}$ (m)
Chabou - Bordj El Bahri	13051,66	0,15	0,58	0,38

Le choix du diamètre économique se fera dans une gamme de diamètre allant de 250 à 600 mm.

Les valeurs de la hauteur manométrique totale sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.14: Variation des HMT en fonction du diamètre.

D(mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_t	Hg (m)	HMT (m)
250	1131	0,15	3,06	0,0169	36,30	39,93	17	56,93
300	1131	0,15	2,12	0,0166	14,32	15,76	17	32,75
350	1131	0,15	1,56	0,0164	6,56	7,21	17	24,21
400	1131	0,15	1,19	0,0163	3,35	3,85	17	20,84
450	1131	0,15	0,94	0,0163	1,85	2,13	17	19,13
500	1131	0,15	0,76	0,0163	1,10	1,26	17	18,26
600	1131	0,15	0,53	0,0164	0,44	0,49	17	17,48

Tableau IV.15: Calcul des Frais d'exploitation des conduites

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Energie (KW/An)	Prix du KWh (DA)	F _{exploitation} (DA)
250	0,15	56,93	104,72	917 332,51	4,47	4 102 311,0
300	0,15	32,75	60,25	527 788,25	4,47	2 360 269,1
350	0,15	24,21	44,54	390 149,62	4,47	1 950 748,1
400	0,15	20,84	38,35	335 925,73	4,47	1 679 628,7
450	0,15	19,13	35,19	308 280,27	4,47	1 541 401,4
500	0,15	18,26	33,59	294 230,04	4,47	1 315 796,7
600	0,15	17,48	32,17	281 785,37	4,47	1 260 144,2

Le tableau suivant présente les dépenses d'investissement :

Tableau IV.16: Évolution des coûts d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre	Prix unitaire	Longueur	P total	F investissements
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)
250	11542,36	1131	13 054 409,16	1207625,88
300	12336	1131	13 952 016,00	1290660,91
350	13521,23	1131	15 693 756,00	1451784,27
400	14910	1131	16 863 210,00	1559967,10
450	15982	1131	18 075 766,41	1672137,21
500	17885	1131	20 228 104,65	1871243,84
600	22832	1131	25 822 743,18	2388787,77

➤ **Bilan frais d'exploitation – frais d'investissement**

Le tableau suivant présente le calcul du bilan global :

Tableau IV.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

D	F exploitation	F investissements	F globale
(mm)	(DA)	(DA)	(DA)
250	4 102 311,0	1207625,88	5 309 936,88
300	2 360 269,1	1290660,91	3650929,97
350	1 950 748,1	1451784,27	3402532,38
400	1 679 628,7	1559967,10	3239595,78
450	1 541 401,4	1672137,21	3213538,57
500	1 315 796,7	1871243,84	3187040,56
600	1 260 144,2	2388787,77	3648931,96

À partir des résultats présentés dans le tableau IV.17 nous allons illustrer graphiquement les investissements et les coûts d'exploitation. Cela nous permettra d'obtenir une courbe d'optimisation.

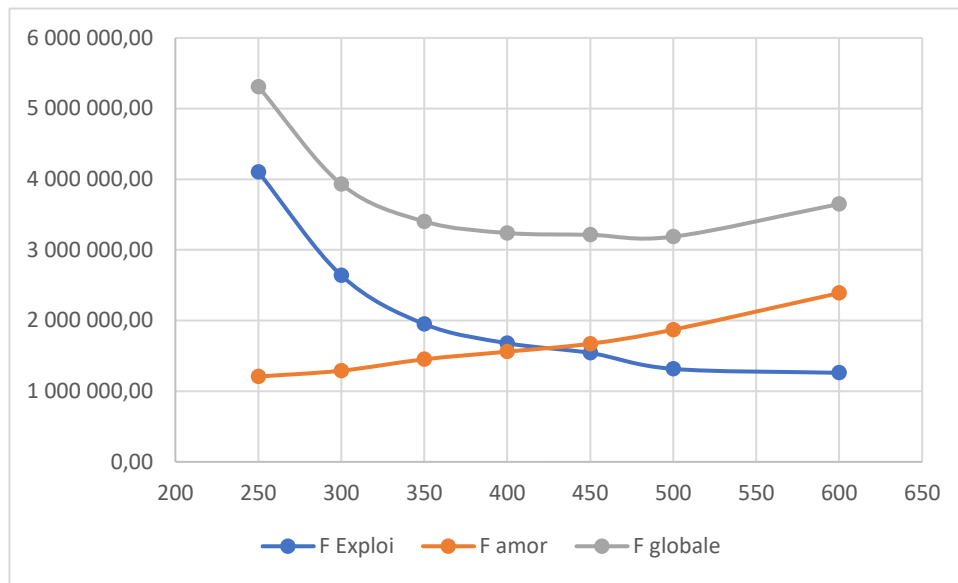


Figure IV.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

En tenant compte de l'ensemble des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de 0,76 m/s, pour une longueur de 1131 m.

VI.5.3 Détermination des longueurs équivalentes :

Les longueurs équivalentes des divers tronçons, dans ce cas, sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.18 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arriver	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Anglade	Chabou	1945	2139,5
2		Reghaia	7692	8461,2
3		Rouïba	4353	4788,3
4		Heraoua	1603	1763,3
5	Piquage A	Rv Ain Taya	90	99

Tableau IV.19 : Caractéristiques du matériau choisis

Matériau	K'	m	β
Fonte	0,00179	5,1	1,9

Source (polycopié SALAH.B ENSH)

VI.5.4 Dimensionnement des tronçons gravitaires :

L'écoulement est gravitaire, Dans notre cas nous calculons la charge disponible entre le réservoir Anglade et le réservoir de Heraoua.

$$\Delta h_d = \frac{K \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \Rightarrow D_{av} = \sqrt{\frac{K \times L_e \times Q^\beta}{\Delta h_d}} \quad (IV.19)$$

La vitesse d'écoulement :

Pour les adductions, la vitesse d'écoulement optimale varie entre 0,5 et 2 m/s. On calcule la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité suivante :

$$Q = V \times S \Rightarrow Q = V \times \frac{\pi D^2}{4} \quad (IV.20)$$

Ainsi :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (IV.21)$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Tableau IV.20 : Diamètre calculé des tronçon gravitaires.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH _d (m)	D _{Av} (m)	D _N (mm)	V (m/s)
Anglade-Heraoua	0,16	1603	1763,3	4	0,490	500	0,8
Anglade-Chabou	0,38	1945	2139,5	10	0,58	600	1,3
Anglade-Reghaia	0,41	7692	8461,2	34	0,61	600	1,4

➤ **Dimensionnement du tronçon (Anglade-Rouiba) :**

Tableau IV.21 : Diamètres calculés du tronçon Anglade-Rouiba

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Lg (m)	Le (m)	ΔHd (m)	D _{av} (m)
Anglade-Rouiba	0,24	4353	4788,3	29	0,461

Les deux côtes des réservoirs sont imposées, la perte de charge doit être égale à la charge disponible donc pour respecter les deux côtes, on peut utiliser deux conduites en série de diamètre normalisé D₁ et D₂.

On a D₁= 450 mm < D = 461 mm < D₂= 500 mm

$$\text{On suppose que : } \Delta h = \frac{K \times (L - L_1) \times Q^\beta}{D_2^m} + \frac{K \times L_1 \times Q^\beta}{D_1^m} \quad (\text{IV.22})$$

Donc on détermine la valeur L₁ qui montre jusqu'à quelle longueur sera établie le diamètre D₁ et la longueur (L-L₁) pour le diamètre D₂.

Tableau IV.22 : Diamètres normalisées de la conduite Anglade - Rouiba

Tronçon	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	V ₁	V ₂
Anglade-Rouiba	450	500	2446,9	2341,4	1,5	1,2

Le tronçon reliant Anglade et Rouiba est composé de deux conduites de diamètre 450 mm et 500 mm de longueurs respectives 2446,9 m et 2341,4 m.

➤ **Dimensionnement du tronçon (Piquage A- RV) :**

Cette conduite gravitaire relie le point de piquage A situé sur la conduite de refoulement au réservoir de Ain Taya. Pour déterminer le diamètre avantageux il est nécessaire de calculer la charge disponible

$$\Delta h = C_{p_A} - C_{TP(RV)} \quad (\text{VI.23})$$

Avec :

$C_{TP(RV)}$: Cote du trop-plein du réservoir.

C_{pA} : Cote piézométrique du point de piquage A.

Tableau IV.23 : Calcul du diamètre de la conduite (piquage A-RV)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Lg	Le	C_{pA}	C_{TP}	Δh_d	D_N (mm)	V (m/s)
Piquage A-RV	0,2	90	99	70,01	60	10,01	500	1,02

Le tableau ci-dessous représente le diamètre retenu pour chaque tronçon de l'adduction :

Tableau IV.24 : Récapitulatifs des diamètres de chaque tronçon.

Tronçon	Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse
SDEM – El Marsa	DN 300 C40	1388	0,07	0,99
SDEM - Anglade	DN 1200 C25	5553	1,59	1,4
Piquage A- RV	DN 500 C30	90	0,2	1,02
Anglade - Heraoua	DN 500 C30	1603	0,16	0,8
Anglade - Chabou	DN 600 C30	1945	0,38	1,3
Chabou -BEB	DN 500 C30	1131	0,15	0,76
Anglade - Rouiba	DN 450 C30	2446,9	0,24	1,5
	DN 500 C30	2341,4	0,24	1,2
Anglade - Reghaia	DN 600 C30	7692	0,41	1,4

VI.6 Simulation hydraulique du réseau sur Epanet :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau. [11]

Résultats de simulation hydraulique du réseau projeté :

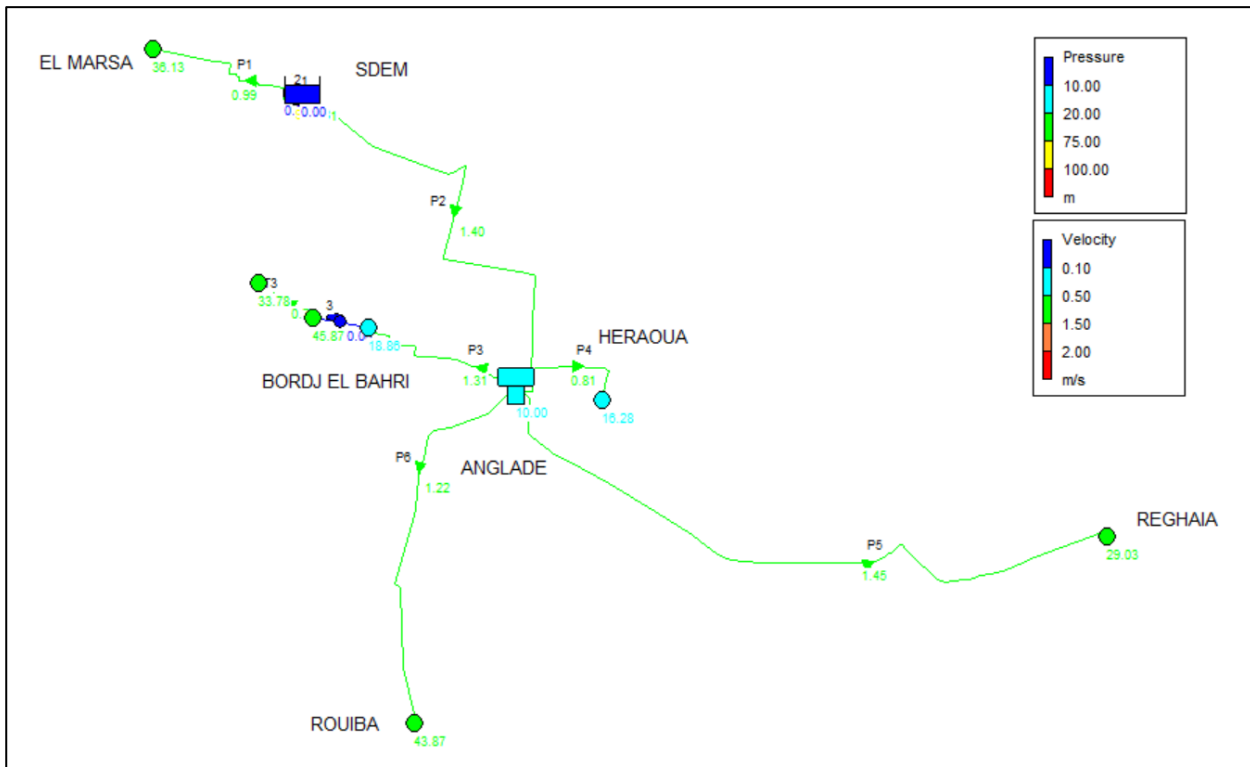


Figure IV. 7 : Résultats de simulation des Vitesses et pressions.

La figure ci-dessous représente les vitesse et pertes de charges :

Link ID	Length m	Diameter mm	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe P3	1945	600	370.00	1.31	2.13
Pipe P5	7692	600	410.00	1.45	2.60
Pipe P1	1388	300	70.00	0.99	2.89
Pipe P2	5553	1200	1587.15	1.40	1.06
Pipe P6	4353	500	240.00	1.22	2.33
Pipe P4	1603	500	160.00	0.81	1.07
Pipe T3	1131	500	151.06	0.77	0.96
Pipe T4	90	500	200.00	1.02	1.64

Figure IV.8 : Valeurs des vitesses et pertes de charges du réseau.

Node ID	Elevation m	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc Chabou	47	370.00	61.97	14.97
Junc REGHAIA	21	410.00	50.03	29.03
Junc MARSА	70	70.00	106.13	36.13
Junc ROUIBA	16	240.00	59.87	43.87
Junc HERAOUA	52	160.00	68.28	16.28
Junc BEB	58	151.06	87.90	29.90
Tank Anglade	60	256.09	70.00	10.00
Junc RV(Aintaya)	60	200.00	69.89	20.30

Figure IV.9 : Valeurs des charges et pressions du réseau

VI.6.1 Analyse des résultats :

L'utilisation du logiciel EPANET a permis de vérifier les diamètres des conduites, initialement déterminés par des calculs analytiques. La simulation a confirmé que le réseau d'adduction d'eau fonctionnera de manière optimale, garantissant un approvisionnement régulier et conforme aux standards établis pour les vitesses d'écoulement (entre 0,5 et 2 m/s) et les pressions. Cette approche assure ainsi non seulement la satisfaction des besoins en eau des usagers, mais aussi la préservation de l'intégrité du système d'adduction.

VI.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons sélectionné le tracé optimal pour l'adduction et nous avons dimensionné deux types de conduites : gravitaires et par refoulement, sur une longueur totale de 23,7 km. Pour les conduites gravitaires, des diamètres avantageux variant entre 300 et 600 mm en fonte ont été retenus. L'étude technico-économique nous a permis de choisir des conduites en fonte allant de 300 mm à 1200 mm.

CHAPITRE V :
Etude de pompage

Introduction

Ce chapitre a pour objectif d'étudier et de sélectionner la pompe idéale pour notre projet, afin d'assurer le débit requis et la hauteur manométrique totale pour la station de pompage prévue au niveau de la station de dessalement.

V.1. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique. Les pompes peuvent être classées en deux grandes catégories : les pompes volumétriques et les pompes centrifuges. [12]

V.2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes. [13]

V.3. Choix du nombre et type de pompe

Les critères pour sélectionner le type de pompe sont les suivants :

- Garantir le débit appelé Q_{app} et la hauteur manométrique totale HMT.
- Assurer le rendement maximal.
- Vérifier que la condition de non-cavitation est respectée.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- La pompe doit être fabriquée à la chaîne

V.4 Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est situé à l'intersection de deux courbes caractéristiques : celle de la pompe en service et celle de la conduite de refoulement pour un débit donné.

V.4.1. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole décrite par l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V.1)$$

H_g : hauteur géométrique (m).

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V.2)$$

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (V.3)$$

Avec :

- λ : coefficient de frottement.

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).

- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s).

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m).

- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

V.4.2 Modes de réglage des débits des pompes [13] :

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne coïncident pas toujours avec ceux souhaités. Pour rectifier l'écart entre les besoins et les caractéristiques disponibles, trois méthodes de réglage peuvent être utilisées :

- 1) **Réglage qualitatif** : Ce type de réglage intervient dans le cas où le débit appelé par le réseau est supérieur ou inférieur à celui garanti par la pompe au point de fonctionnement. Ce mode de réglage permet d'augmenter ou de diminuer la vitesse de rotation de la roue.
- 2) **Réglage quantitatif** : Ce mode de réglage consiste à :
 - Diminuer le temps de pompage.
 - Effectuer le vannage : la fermeture progressive du robinet de vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est le suivant :

$$\eta_{après} = \eta_{avant} + \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

Avec :

$\eta_{après}$: Rendement de l'installation après le réglage par vannage (%).

η_{avant} : Rendement de l'installation avant le réglage par vannage (%).

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).

h_v : Les pertes de charges singulières due au vannage.

3) Le rognage : Cette méthode consiste à réduire le diamètre de la roue de la pompe. En diminuant la taille de la roue, en gardant la même vitesse de rotation de la roue on réduit le débit et la hauteur manométrique fournis par la pompe.

V.5 Etude du point de fonctionnement :

V.5.1 Refoulement SP – Complexe Anglade :

La station de pompage doit refouler, pendant 20 heures par jour, un débit de 5713,4 m³/h vers le complexe Anglade, avec une hauteur manométrique totale de 46,6 m.

Le type, le nombre et les caractéristiques des pompes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.1: Les caractéristiques des pompes en fonction de leur quantité.

N	Q_{app} (m ³ /h)	HMT (m)	Type de pompe	H_p (m)	Q_p (m ³ /h)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre D'étage	P_{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	5713,4	46,6	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2856,7	46,6	Omega 350-510 B	46,4	2760	86,15	1488	1	404,5	8,82
3	1904,5	46,6	Omega 300-435 B	46,9	1904,62	86,37	1488	1	281,16	6,73
4	1428,3	46,6	Omega 350-510 C	47,23	1642	82,36	1488	1	228,25	7,31
5	1142,7	46,6	Etanom R	45,09	980,98	84,05	1488	1	142,98	4,57

D'après le tableau (V-1), on conclut que l'option comportant trois pompes est la plus avantageuse du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle. On choisit d'utiliser trois pompes à volute monocellulaire avec un plan de joint horizontal, ainsi qu'une pompe de secours.

Ces quatre pompes sont toutes identiques et de type : **Omega 300-435 B**, sont représentées dans la figure ci-dessous :



Figure V.1 : Pompe de type Omega.

➤ **Courbes caractéristiques de la pompe :**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont extraites du catalogue KSB comme l'illustre la figure suivante :

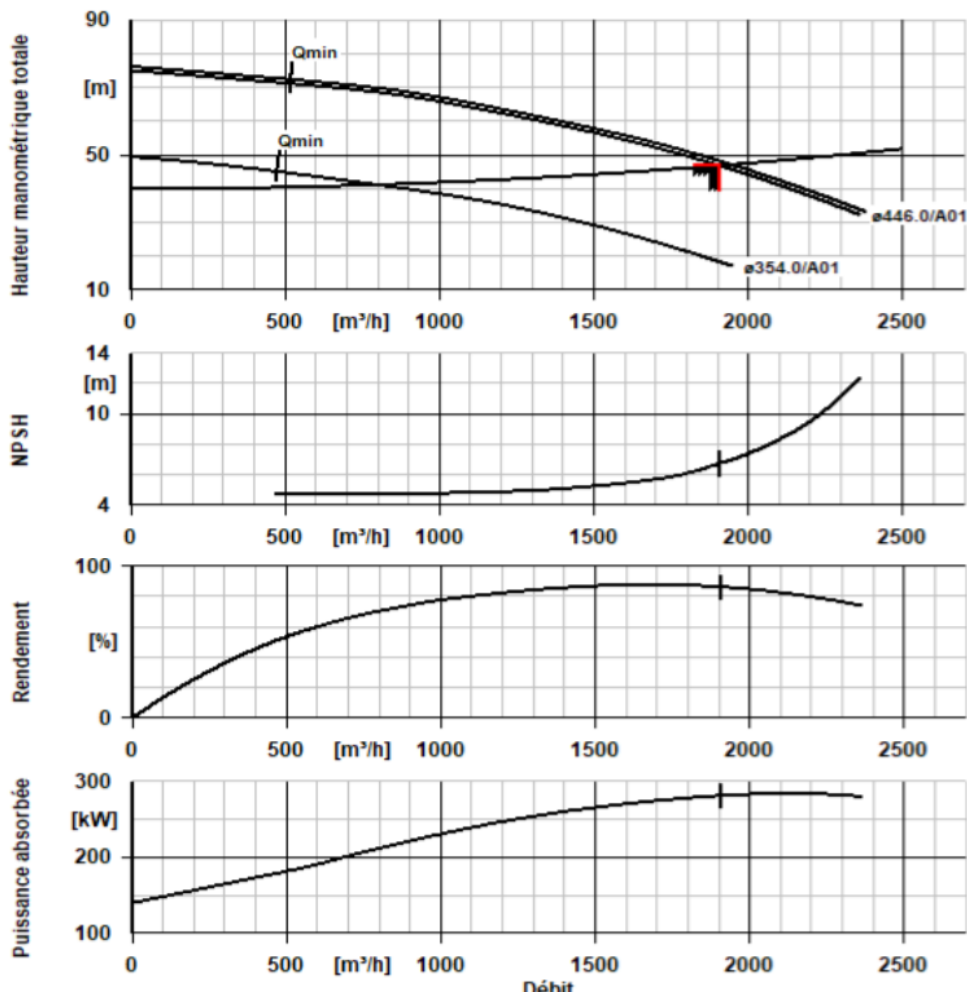


Figure V.2: Les courbes caractéristiques de la pompe N°1 de type Omega 300-435 B

V.5.2. Refoulement SP – Réservoir El Marsa :

L'autre partie de l'adduction consiste à refouler l'eau à partir de la même station de pompage vers le réservoir El Marsa. La pompe doit refouler, pendant 20 h, un débit de 253 m³/h avec une hauteur manométrique totale de 48,53 m.

Le type, le nombre et les caractéristiques des pompes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2: Les caractéristiques des pompes en fonction de leur quantité.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	QP (m ³ /h)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre D'étage	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	253	48,53	Omega 125-365 A	253,85	48,58	82,08	1470	1	39,79	2,12
2	126,5	48,53	ILNC	126,84	47,32	68,99	2900	1	23,64	2,46
3	84,3	48,53	Movitec 125	119,29	50,61	79,42	2900	1	20,68	4,9
4	63,25	48,53	Movitec 125	67,56	49,97	76,73	2900	2	12,54	2,45

A partir du tableau (V-2), on déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement et nombre de pompes en parallèle et NPSH_r.

On opte pour une pompe à volute horizontale monocellulaire, en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **Omega 125-365 A KSB**.

➤ **Courbes caractéristiques de la pompe :**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :

- La courbe de hauteur en fonction de débit [H-Q].
- La courbe de la puissance absorbée en fonction de débit [Pabs - Q].
- La courbe de rendement en fonction de débit [η -Q].
- La courbe de (NPSH)_r en fonction de débit [(NPSH)_r - Q].
- Les courbes caractéristiques de la pompe sont extraites du catalogue KSB comme l'illustre la figure suivante :

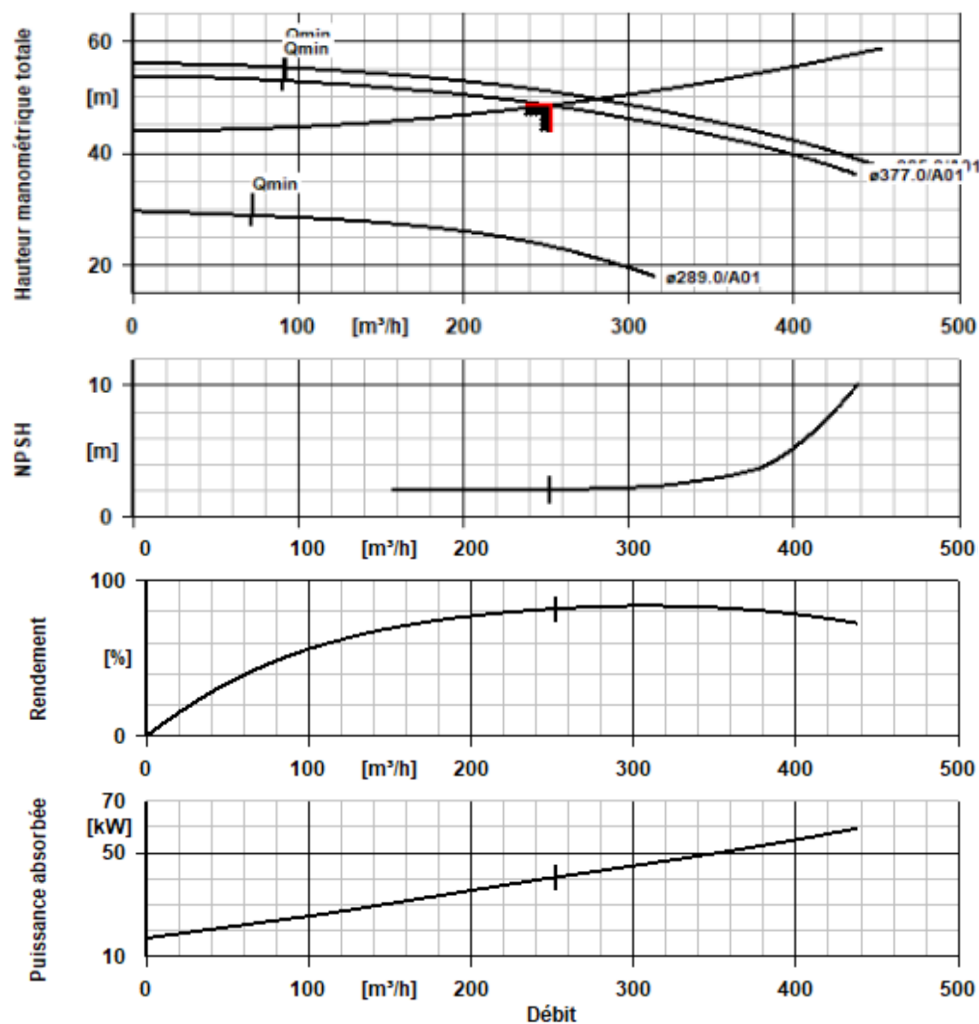


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe N°2 modèle Omega 125-365.

V.5.3 Refoulement Chabou – Bordj el bahri :

Cette conduite d'adduction consiste à refouler l'eau à partir du réservoir Chabou vers le château d'eau de Bordj el bahri. La pompe doit refouler un débit de 543 ,8 m³/h avec une hauteur manométrique totale de 18,2 m. Le débit et HMT nécessaires sont assurés par la station existante qui est équipé de 3 pompes et d'une pompe de secours, fonctionnant chacune avec un débit de 250 m³/h et une HMT de 55 mce.

V.5.4 Courbe caractéristique de la conduite SP – Complexe Anglade :

Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- Anglade)

N°	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /h)	Dec	Hg	L _{ref}	λ	Δh_{lin}	Δh_T	Hc
1	0,000	0	1200	40	5553	0,01290	0	0	40
2	0,139	500	1200	40	5553	0,01290	0,045	0,050	40,050
3	0,278	1000	1200	40	5553	0,01290	0,180	0,198	40,198
4	0,417	1500	1200	40	5553	0,01290	0,405	0,446	40,446
5	0,556	2000	1200	40	5553	0,01290	0,721	0,793	40,793
6	0,694	2500	1200	40	5553	0,01290	1,126	1,239	41,239
7	0,833	3000	1200	40	5553	0,01290	1,622	1,784	41,784
8	0,972	3500	1200	40	5553	0,01290	2,207	2,428	42,428
9	1,111	4000	1200	40	5553	0,01290	2,883	3,171	43,171
10	1,250	4500	1200	40	5553	0,01290	3,649	4,014	44,014
11	1,389	5000	1200	40	5553	0,01290	4,505	4,955	44,955
12	1,528	5500	1200	40	5553	0,01290	5,451	5,996	45,996
13	1,667	6000	1200	40	5553	0,01290	6,487	7,136	47,136
14	1,806	6500	1200	40	5553	0,01290	7,613	8,374	48,374
15	1,944	7000	1200	40	5553	0,01290	8,829	9,712	49,712
16	2,083	7500	1200	40	5553	0,01290	10,136	11,149	51,149

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement ainsi que le point de fonctionnement de la pompe sont illustrées dans la figure (V.5).

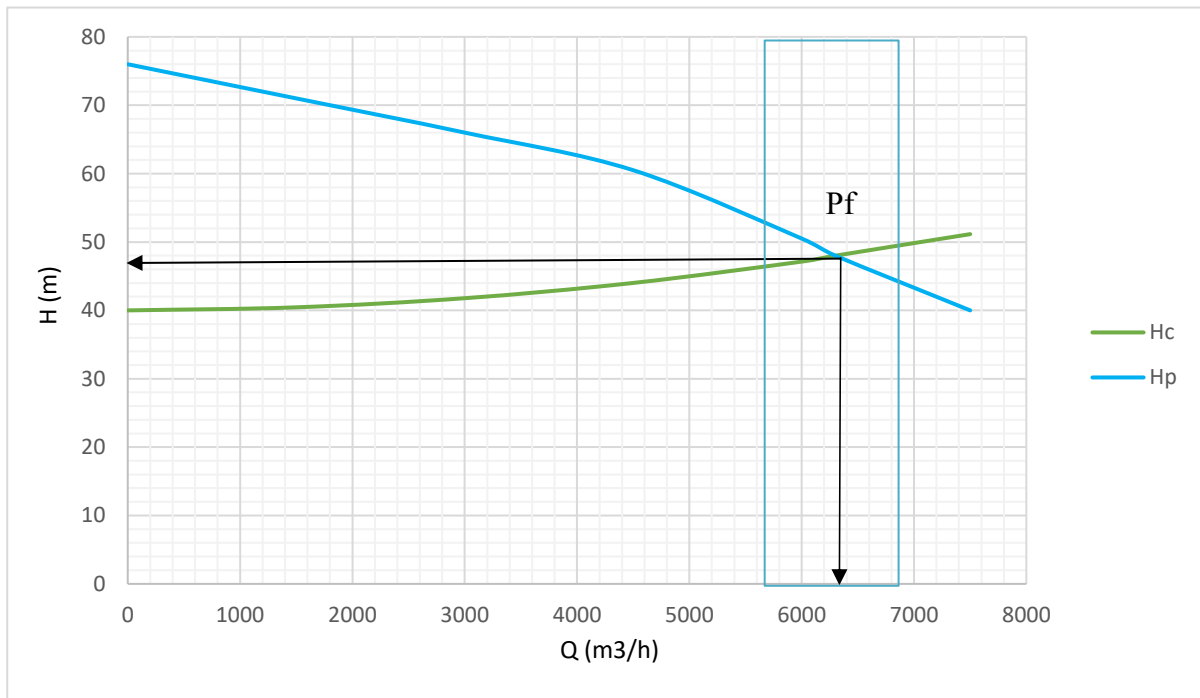


Figure V.4 : Point de fonctionnement de la pompe SP-Anglade.

La hauteur manométrique totale et le débit au point de fonctionnement (Pf) sont les suivants :

$$Q_{Pf} = 6300 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 5713,4 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$H_{Pf} = 48 \text{ m} , H_{app} = 46,6 \text{ m}$$

Le débit appelé Q_{app} se situe dans une plage de variation de [+10%, -10%]. En conséquence, il n'est pas nécessaire d'effectuer de réglages supplémentaires, car le débit fourni par l'installation est suffisamment proche de la valeur demandée pour garantir un fonctionnement optimal sans ajustements.

V.5.5 Courbe caractéristique SP – Réservoir El Marsa :

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	D _{ec} (mm)	H _g (m)	L _{ref} (m)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	300	44	1388	0,01538	0	0	44
2	20	300	44	1388	0,01538	0,020	0,022	44,02
3	40	300	44	1388	0,01538	0,079	0,087	44,1
4	60	300	44	1388	0,01538	0,177	0,195	44,2
5	80	300	44	1388	0,01538	0,315	0,347	44,3
6	100	300	44	1388	0,01538	0,492	0,542	44,5
7	120	300	44	1388	0,01538	0,709	0,780	44,8
8	140	300	44	1388	0,01538	0,965	1,062	45,1
9	160	300	44	1388	0,01538	1,261	1,387	45,4
10	180	300	44	1388	0,01538	1,596	1,755	45,8
11	200	300	44	1388	0,01538	1,970	2,167	46,2
12	220	300	44	1388	0,01538	2,837	3,120	47,1
13	240	300	44	1388	0,01538	3,078	3,386	47,4
14	250	300	44	1388	0,01538	3,078	3,386	47,4

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement ainsi que le point de fonctionnement de la pompe sont représentés comme suit (figure V-5).

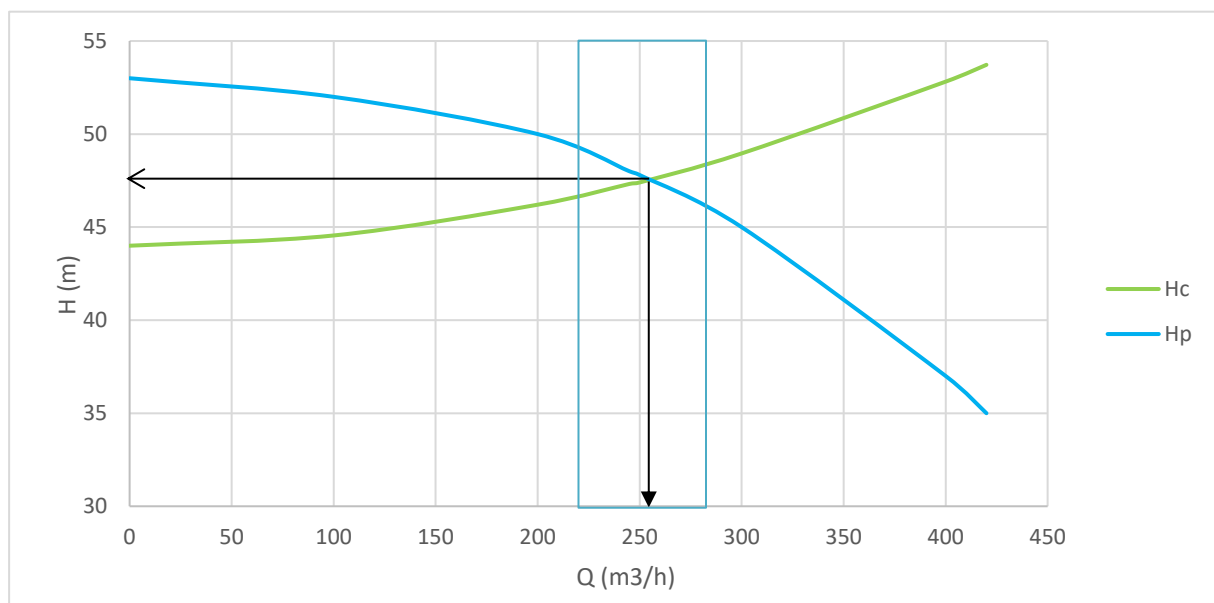


Figure V.5 : Point de fonctionnement de la pompe SP-El Marsa

La hauteur manométrique totale et le débit au point de fonctionnement (Pf) sont les suivants :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 251 m^3 / h < Q_{app} = 253 m^3 / h \\ H_{Pf} = 48,6 m = H_{app} = 48,53 m \end{cases}$$

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle [+10%, -10%], par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.6.Choix du moteur électrique

V.6.1. Critères pour le choix du moteur électrique :

Les critères pour choisir le moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale.
- Position de l'arbre de transmission soit horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation électrique (220V ou 380V).
- Poids minimum.

a) Vitesse de rotation du moteur électrique :

La vitesse de rotation du moteur est donnée par la formule suivante :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/min)

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)

b) La puissance fournie par le moteur :

$$P_m = \frac{\omega \times Q_{app} \times HMT \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_m} \quad (\text{V.6})$$

Tel que :

ω : Poids volumique de l'eau, $\omega = 9810 \text{ N/m}^3$.

Q_{app} : Débit refoulé par une seule pompe (m³ /s).

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m).

η_p : Rendement de la pompe.

η_m : Rendement du moteur.

η_{acc} : Rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$.

K : Coefficient de correction de puissance, qui dépend de la puissance de la pompe.

Tableau V.5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2-1.3	1.3-1.2	1.2-1.1	1.1-1.05	1.05

Tableau V.6 : La puissance du moteur de chaque type de pompe.

Type de pompe	Omega 300-436 B	Omega 125-365 A
P_{abs} (KW)	281,16	39,79
K	1,05	1,2
HMT	46,6	48,58
P_m (KW)	353,4	55,2

On choisit les moteurs appropriés à l'aide du logiciel du fabricant (KSB), en fonction de la puissance fournie par celui-ci et du type de pompe.

V.6.2 Caractéristiques du moteur SP – Complexe Anglade :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 380V
- Vitesse nominale : 1481 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominale : 365 KW
- Courant nominal : 43 A
- Type de moteur : HV-C

V.6.3 Caractéristiques du moteur SP- Réservoir El Marsa :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 380V
- Vitesse nominale : 1450 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominale : 55 KW
- Type de moteur : 250M

V.7. Etude de la cavitation :

La cavitation est le phénomène de vaporisation d'un fluide lorsque celui-ci est soumis à une pression inférieure à sa pression de vapeur. (7)

Pour éviter ce phénomène, la pompe doit être installée à une cote qui vérifie la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \quad (V.7)$$

Avec :

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise.

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.8)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,4$ m.

Dans notre cas, on suppose que la station de pompage fonctionne en charge, alors la hauteur d'aspiration admissible est déterminée par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{at}}{\omega} + \frac{P_v}{\omega} + \Delta h_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (V.9)$$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).
- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e).

$$\frac{P_{at}}{\omega} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (V.10)$$

- H : altitude de la station (m).
- $\frac{P_v}{\omega}$: tension de vapeur d'eau (m.c.e), $\frac{P_v}{\omega} = 0,24$ m à 20°C.
- Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.11)$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,00179 \times \left(\frac{L_c \times Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{L_a \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.12)$$

- L_c : Longueur du collecteur d'aspiration.
- L_a : longueur de la conduite d'aspiration.
- D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration, $D_a > (1,2 ; 1,5)$ da

- d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration.

$$\text{○ } D_c : \text{Diamètre du collecteur d'aspiration, } D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{app}}{\pi \cdot v_c}} \quad (\text{V.13})$$

- v_c : Vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration
- Q_a : Débit refoulé par une seule pompe (m^3/s).

V.8 Calage de la pompe :

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

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + s \quad (\text{V.14})$$

$$\text{Pour les installations en aspiration : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - s \quad (\text{V.15})$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

S : marge de sécurité, $s = (0,1 - 0,3)$ m.

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

$$\nabla_{min} = C_p - H + H_{inc} \text{ (m)} \quad (\text{V.16})$$

C_p = Cote du plan d'eau dans le réservoir

H : hauteur d'eau dans le réservoir

H_{inc} : hauteur d'incendie

V.8.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible SP- Complexe Anglade :

- La charge nette d'aspiration nécessaire est : $(NPSH)_r = 6,73$ m
- La pression atmosphérique : $\frac{P_{at}}{\omega} = 10,33 - 0,00139 \cdot 26,5 = 10,29$ m
- La pression de vapeur de l'eau à $T = 20^\circ$ est : $\frac{P_v}{\omega} = 0,24$ mce
- Le diamètre de la tubulure de la pompe : $d_a = 400$ mm
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) \times d_a$

Donc : $D_a = 1,5 \times 400 \Rightarrow D_a = 600$ mm.

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 0,53}{\pi \times 0,45^2} \Rightarrow V_a = 1,87 \text{ m/s}$
- Débit d'une pompe, $Q_p = 0,53 \text{ m}^3/\text{s}$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{0,00179 \times 5 \times 0,53^2}{0,6^{5,2}} = 0,04 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

-Installation en charge :

$$h_{adm}^{asp} = 6,73 + 0,3 + 0,24 + \frac{1,87^2}{2 \times 9,81} - 10,29 + 0,046$$

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = -2,79 \text{ m}$$

Ainsi, on modifie le type d'installation et choisit d'adopter une installation en aspiration :

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\omega} - (NPSH_r + r) - \frac{P_v}{\omega} - \Delta h_{asp}^{lin} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,29 - 0,24 - \frac{1,87^2}{2 * 9,81} - (6,73 + 0,3) - 0,046$$

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = 2,79 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{min} = C_p - H + H_{inc} = 26,6$$

$$\nabla_{axe} = 26,6 + 2,79 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 29,29 \text{ m}$$

V.8.2 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible SP – Réservoir Marsa :

- La charge nette d'aspiration nécessaire est: $(NPSH)_r = 2,12 \text{ m}$

- La pression atmosphérique : $\frac{P_{at}}{\omega} = 10,33 - 0,00139 \cdot H = 10,29 \text{ m}$

- La tension de vapeur d'eau à une température $\frac{P_v}{\omega} = 0,24 \text{ mce}$

- Le diamètre de la tubulure de la pompe : $d_a = 200 \text{ mm}$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) \times d_a$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 \times 200 \Rightarrow D_a = 300 \text{ mm.}$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 0,07}{\pi \times 0,3^2} \Rightarrow V_a = 0,99 \text{ m/s}$

- Débit d'une seule pompe, $Q_p = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{0,00179 \times 5 \times 0,07^2}{0,3^{5,2}} = 0,022 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,022 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,026 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2,12 + 0,3 + 0,24 + \frac{0,99^2}{2 \times 9,81} - 10,29 + 0,026$$

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7,55 \text{ m}$$

Ainsi, on modifie le type d'installation et choisit d'adopter une installation en aspiration :

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = 10,29 - 0,24 - \frac{0,99^2}{2 \times 9,81} - (2,12 + 0,3) - 0,026 = 7,55 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 26,6 + 7,55 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 34,05 \text{ m}$$

V.9 Équipements hydrauliques situés en amont et en aval de la pompe :

V.9.1 Équipements en amont de la pompe :

1. Tulipe d'aspiration.
2. Conduite d'aspiration.
3. Joints.
4. Coude.
5. Convergent d'aspiration
6. Vanne papillon
7. Les ventouses

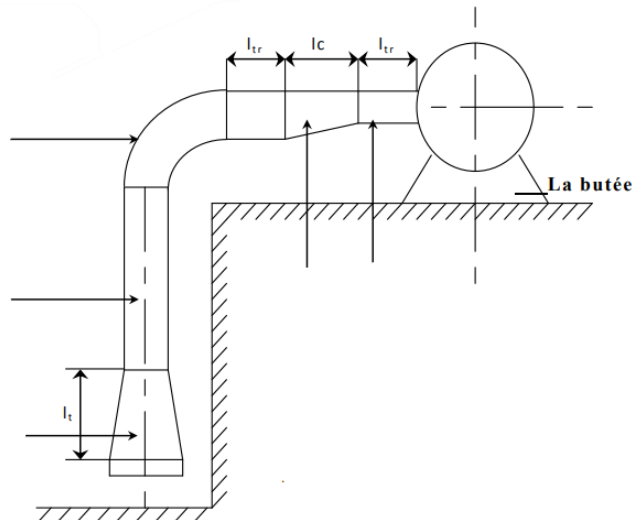


Figure V.6 : Equipements en amont de la pompe

V.9.2 Equipements en aval de la pompe :

1. Tulipe de refoulement (divergent).
2. Clapet anti retour.
3. Robinet vanne.
4. Conduite de l'anti-bélier.
5. Conduite de refoulement.
6. Socle.

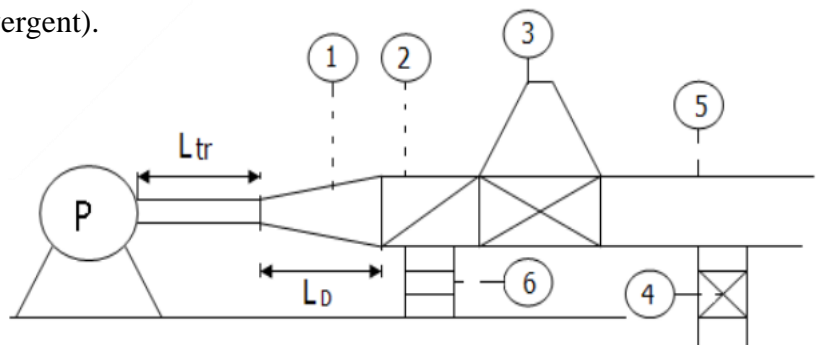


Figure V.7 : Equipements en aval de la pompe.

L_D : Longueur de divergent.

L_{tr} : Longueur de la tubulure de refoulement.

V.10 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

V.10.1 La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

- h_5 : Hauteur totale comprenant la hauteur de la pompe, la hauteur du socle et la hauteur de réserve.

$$H_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$$

- $h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m}$
- $h_{\text{socle}} = 0,3 \text{ m}$.
- $h_p = 1,035 \text{ m}$
- $h_5 = 1,835 \text{ m}$
- h_6 : Hauteur réservée à l'homme : $h_6 = 2,2 \text{ m}$
- h_7 : Hauteur de chariot : $h_7 = 0,3 \text{ m}$
- h_8 : Hauteur profilée : $h_8 = 0,8 \text{ m}$
- h_9 : Hauteur de sécurité : $h_9 = 0,5 \text{ m}$
- $H_b = 5,64 \text{ m}$

Étant donné la grande profondeur et la taille des accessoires, on adopte une hauteur du bâtiment égale à $H_b = 6 \text{ m}$.

V.10.2 Longueur du bâtiment :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r$$

Avec :

- n : Nombre de pompe = 6
- L : longueur de la pompe et celle du moteur,
- $L = 2,3 \text{ m}$ (Pour pompe 1)
- $L = 1,5 \text{ m}$ (Pour pompe 2)

- L_{int} : : écart entre deux pompes voisines, $L_{int} = 1$ m.
- L_{pf} : longueur de la plateforme de montage, $L_{pf} = 3$ m.
- L_r : largeur de l'armoire électrique.

$$L_b = 21,2 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de 21 m.

V.10.3 Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \times s + l_r$$

Avec:

- s : épaisseur du mur, $s = 0,2$ m .
- l_1 : écart entre le mur et le premier élément de la pompe, $l_1 = 0,45$ m .
- l_2 : écart entre les tubulures, $l_2 = 1,2$ m ;
- l_3 : longueur des accessoires d'aspiration, $l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c$
- l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1.2$ m ;
- l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement,
- $l_{tr} = 2.4$ m ;
- l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,9$ m ;
- l_d : Longueur de divergent. $l_d = (3.5-4)(D_r - d_r)$
- l_c : longueur du convergent. $l_c = (3.5-4) (D_a - d_a)$

$$l_b = 7,95 \text{ m}$$

La station de pompage projetée aura les dimensions suivantes : 21 m de long, 8 m de large et 6 m de hauteur.

Conclusion :

Nous avons choisi des pompes multicellulaires à axe horizontal de type KSB pour le système de pompage. Celles-ci seront alimentées par des moteurs électriques asynchrones triphasés. Pour garantir le bon fonctionnement des pompes tout en prenant en compte l'effet de la cavitation, il est essentiel de procéder au calage adéquat et à une disposition correcte des pompes.

Chapitre VI :
Protection des conduites contre
le coup de bélier

Introduction :

Les réseaux de transport et de distribution d'eau potable sont extrêmement vulnérables aux phénomènes transitoires, tels que les coups de bélier, il est essentiel de mettre en place des mesures de protection adaptées pour prévenir ces incidences néfastes. La mise en œuvre de solutions techniques et de gestion permettra de renforcer la résilience du système de transport de l'eau, assurant ainsi la fiabilité et la pérennité de l'approvisionnement en eau potable.

VI.1 Définition :

Le coup de bélier représente une oscillation transitoire qui se produit dans les conduites en charge, qu'elles soient par gravité ou par refoulement. Ce phénomène survient lorsqu'il y a une brusque modification de la vitesse et pression. Tout changement rapide dans le régime d'écoulement au sein d'une conduite en charge déclenche des oscillations de la pression, alternant entre surpressions et dépressions. Ce choc puissant est fréquemment associé à un bruit caractéristique et peut causer des dommages à la conduite, en particulier dans les installations volumineuses, en raison de la grande quantité d'eau en mouvement. Une solution efficace consiste à installer un dispositif anti-bélier.

VI.2 Les causes du coup de bélier :

Le phénomène du coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les origines sont les suivantes :

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal d'une ou plusieurs groupes électro pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui est la cause la plus courante du coup de bélier [7].

VI.3 Les conséquences du coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être graves et deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres, tels que les variations de pression et de vitesse dans le temps, s'intensifient. Ces phénomènes, se manifestant dans une conduite sous pression, peuvent engendrer des risques significatifs en raison des dépressions ou surpressions causées par des manœuvres brusques [6].

➤ **La surpression**

Il s'agit d'une conséquence du coup de bélier provoquée par une pression élevée résultant d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement, ou d'une dépression due à l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible PMA des tuyaux cela peut entraîner la fissuration des tuyaux et la dislocation des joints [12].

➤ **La dépression :**

Cette conséquence du coup de bélier résulte de l'apparition d'une pression relative négative due à un arrêt brusque d'une pompe ou à une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si la pression descend en dessous de -10 mce, une cavitation peut se former. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation une fois qu'il se manifeste, peut entraîner la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau [6].

➤ **Fatigue de la canalisation :**

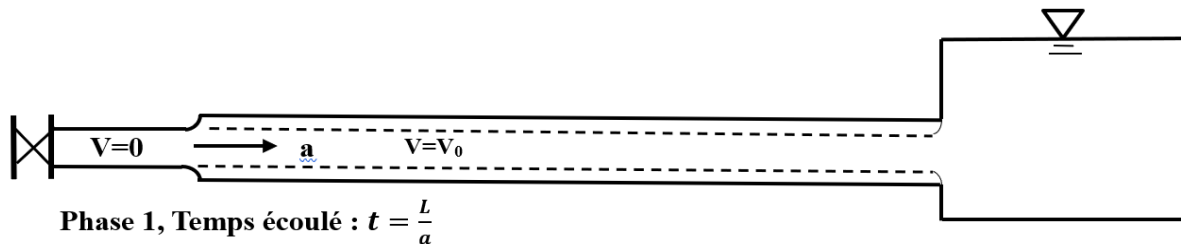
En régime transitoire, l'alternance des surpressions et des dépressions, inévitable dans ce phénomène, engendre une fatigue du matériau de la canalisation, même lorsque leur amplitude est faible [6].

VI.4 Description du phénomène de coup de bélier : [7]

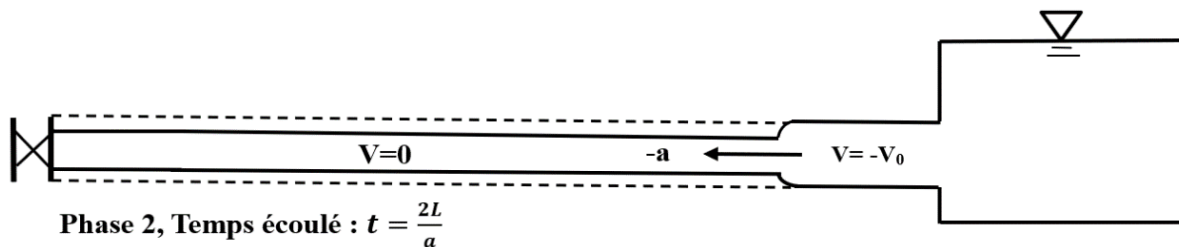
Lorsqu'une pompe s'arrête de manière soudaine dans un réseau d'eau, le phénomène de coup de bélier se déclenche, entraînant une succession de phases critiques.

Phase 01 :

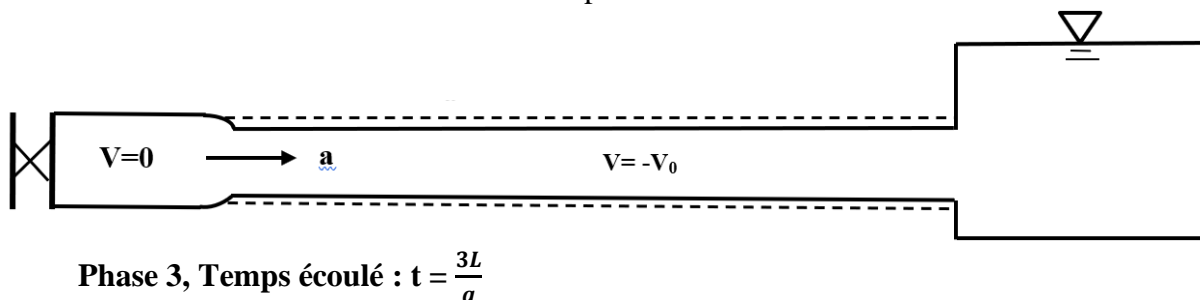
La pompe fonctionne et refoule l'eau vers le haut, ce qui fait suivre un chemin ascendant à l'eau. Lorsque la pompe est arrêtée brusquement, cela engendre une dépression dans le système. Cette dépression provoque la formation d'une onde qui se propage vers le réservoir à une célérité notée "a". Le temps nécessaire à cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite se trouve en dépression sur toute sa longueur.

**Phase 02 :**

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un temps $\frac{2L}{a}$ Depuis le début du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais elle se trouve maintenant stoppée par le clapet de la pompe, qui s'est fermé entre-temps.

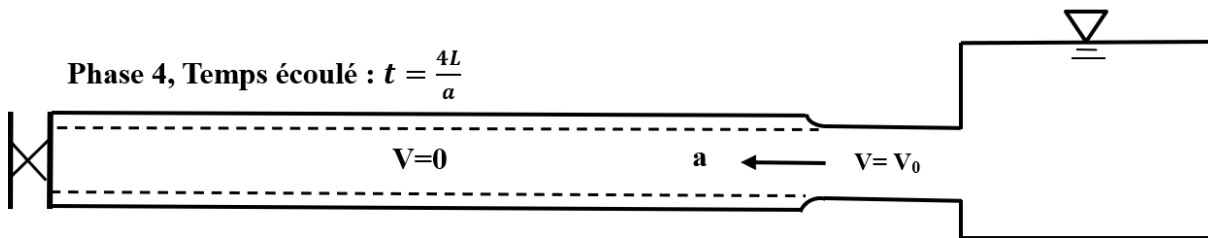
**Phase 03 :**

En raison de cet arrêt, la première tranche d'eau en contact avec le clapet va se retrouver comprimée. entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un temps $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.



Phase 04 :

Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci, agissant comme un ressort, reprend progressivement son diamètre initial à partir du réservoir et en direction de la pompe. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.



Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à la phase 03 du cas précédent. Le phénomène suit alors les phases 04, 01, et 02. [7]

VI.5 Détermination théorique de la célérité d'onde du coup de bélier [7] :

La vitesse de propagation de l'onde élastique, appelée célérité (a), dépend du fluide transporté ainsi que des caractéristiques de la conduite et du type de sol.

- Pour l'eau à la température normale, la formule d'Allievi permet de calculer la célérité des ondes :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient tenant compte de la nature du matériau de la conduite.

$k = 1$ pour la fonte.

- (SALAH, et al., 2001), ont proposé une expression de la célérité d'onde dans les conduites enterrées ce qui représente la situation réelle en prenant en compte l'influence du sol sur la canalisation :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot r \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot r \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

a : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau.

ρ : Masse volumique de l'eau.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

r : Rayon intérieur de la conduite (m).

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite .

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite.

E_s : Module de Yong du sol.

Tableau VI.1 : Propriétés mécaniques et physiques des matériaux.

Matériau	K (Pa)	ρ (Kg/m ³)	ν_m	ν_s	E_m (Pa)	E_s (Pa)
Fonte	$2,07 \cdot 10^9$	1000	0,3	0,33	$1,7 \cdot 10^{11}$	$2 \cdot 10^8$

La valeur du coup de bélier est déterminée par : $b = \pm a \cdot \frac{V_0}{g}$ (VI.3)

Avec :

b : la valeur du coup de bélier (m)

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

Pour le cas de surpression : $H_{\max} = H_g + \frac{a \cdot V_0}{g}$ (VI.4)

Pour le cas de dépression : $H_{\min} = H_g - \frac{a \cdot V_0}{g}$ (VI.5)

VI.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour protéger la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, il est important d'étudier la loi de fermeture de la vanne associée à cette conduite. Les conduites sont reliées en amont aux réservoirs de relai et équipées en aval d'une vanne de fermeture lente.

Le temps de retour de l'onde de déformation est déterminé par la formule suivante :

$$T = \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.6})$$

T : temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite (m).

A : La célérité d'onde, elle est calculée à l'aide de la formule (VI.2) pour les conduites enterrées.

Tableau VI.2 : Le temps de retour de l'onde de déformation des tronçons gravitaires.

Conduite	D(mm)	e (mm)	L (m)	a (m/s)	T(s)	b (m)
Anglade-Heraoua	Fonte DN 500 PN30	7,5	1603	1057,55	3,03	86,24
Anglade- Chabou	Fonte DN 600 PN30	8,7	1945	864,77	4,50	114,60
Anglade-Reghaia	Fonte DN 600 PN30	8,7	7692	1408,81	10,92	157,97
Anglade-Rouiba	Fonte DN 500 PN30	7,5	4353	1053,55	8,26	128,87

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lente ayant un temps de fermeture supérieur au temps de retour de l'onde de déformation.

VI.7 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [7]:

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air : Après la déconnexion du groupe, l'alimentation continue du fluide peut être assurée par une réserve d'eau accumulée sous pression dans un réservoir métallique situé immédiatement en aval du clapet. Ce réservoir contient à la fois de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions [7].

b) Cheminée d'équilibre : Au lieu d'utiliser un réservoir d'air sous pression, il est possible d'installer à la station de pompage une cheminée d'équilibre, un réservoir à l'air libre. Ce dispositif remplira la même fonction, mais pour des hauteurs de refoulement même modestes, il conduit souvent à des constructions de grande hauteur [7].

c) Soupape de décharge : Ces dispositifs utilisent généralement un organe mécanique, souvent un ressort à boudin, qui, en se comprimant, ferme un orifice situé sur la conduite au point de protection, c'est-à-dire là où la surpression potentielle est la plus élevée. En cas de surpression, l'organe libère le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur admissible de surpression. Il est essentiel de prévoir l'évacuation de l'eau ainsi libérée vers l'extérieur [7].

d) Volant d'inertie : Le volant d'inertie permet d'éviter l'arrêt brusque du moteur en augmentant l'inertie du système en mouvement. Calé sur l'arbre du groupe, accumule de l'énergie cinétique durant le fonctionnement normal de la pompe. Lorsque la pompe n'est plus alimentée lors d'une panne, le volant continue de tourner grâce à son inertie. L'inertie du volant doit être suffisante pour transformer la manœuvre instantanée en manœuvre lente, c'est-à-dire qu'elle doit garantir le mouvement pendant un intervalle de temps supérieur à $2L/c$ [14]

VI.8 Calcul du volume des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites de refoulement, ainsi que le volume nécessaire du réservoir. Parmi les méthodes de calcul utilisées, on distingue :

➤ **Méthode de VIBERT [7] :**

C'est une méthode simplifiée pour déterminer le volume d'air initial dans le réservoir. VIBERT a considéré le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire :

- On néglige l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau (mouvement en bloc).
- Les pertes de charge ne sont pas prises en considération dans la conduite de refoulement.
- Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

En fonctionnement normal l'air occupe un volume U_0 sous une pression Z_0 .

La pression absolue Z_0 est telle que : $Z_0 = Hg + 10$ (VI.7)

A la fin de la dépression, l'air occupe le grand volume et sa pression est donc faible Z_{min} .

A la fin de la surpression ; l'air occupe un petit volume et sa pression sera maximale Z_{max} .

➤ **Méthode de Puech Munier :**

La méthode de Puech et Meunier repose sur l'utilisation de trois nombres adimensionnels pour le calcul des réservoirs d'air. Ces nombres sont :

K : caractérise les pertes de charge

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VI.8)$$

A caractérise la conduite de refoulement

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H} \quad (VI.9)$$

B caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \quad (VI.10)$$

Tel que :

a : célérité d'onde de coup de bélier (m/s).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : pression statique absolue (m). $H_0 = Hg + 10$

H_{abs} : la pression de service absolue (m). $H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = H_{mt} + 10$

Après avoir déterminé les valeurs de K et A, nous superposerons la série de courbes B sur le profil en long de la conduite. Nous sélectionnerons la courbe qui maintient une marge d'au moins 3 mètres de pression absolue au-dessus du point le plus critique du profil. La valeur de B permettra ensuite de calculer U_0 .

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \times H_{\text{abs}}} \frac{L.S}{B} \quad (\text{VI.11})$$

Le volume d'air maximum U_{max} , correspond à la pression minimale P_{min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H_0 .

$$U_{\text{max}} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\text{min}}} \right)^{0,83} \quad (\text{VI.12})$$

Ce volume est majoré de 20%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti-bélier sera donc : $U_{\text{réel}} = 1,2 \times U_{\text{max}}$.

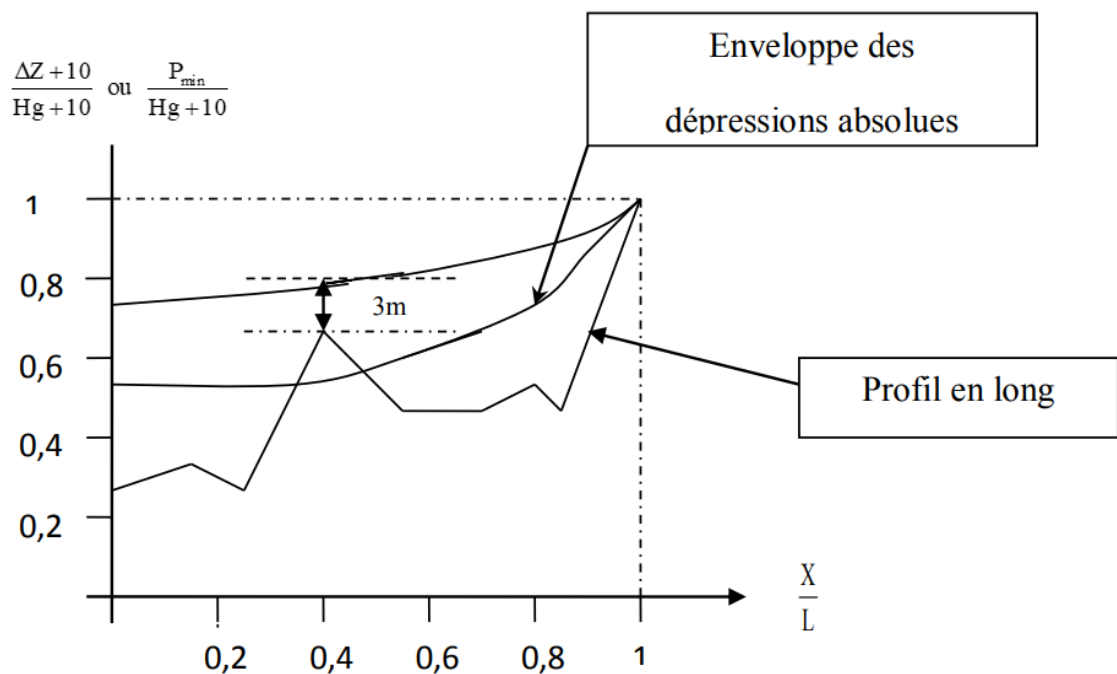


Figure VI.1 : Description de la méthode de Peuch et Meunier.

➤ **Les caractéristiques des tronçons de refoulement :**

Les caractéristiques des tronçons sont représentées dans le tableau suivant :

- Conduite N°01 (SP-Anglade).
- Conduite N°02 (SP-El Marsa).
- Conduite N°03 (Chabou-Bordj el bahri).

Tableau VI.3 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N°	Type de matériau	D _{int} (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)	ε _m (m)	r (m)
01	Fonte	1200	1,13	1,4	5553	40	0,0075	0,6
02	Fonte	300	0,07	0,99	1388	44	0,0062	0,15
03	Fonte	500	0,196	0,76	1131	17	0,0075	0,25

➤ **Calcul de la célérité d'onde :**

Le tableau ci-dessous représente le calcul de la célérité :

Tableau VI.4 : Détermination de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N°	Type de conduite	Matériau	a (m/s)	V0 (m/s)	Hg (m)	b (m)	Hs (m)	Hd (m)
01	Conduite enterrée	Fonte	897,12	1,4	40	128,02	168,02	-88,02
02	Conduite enterrée	Fonte	1138,12	0,99	44	114,85	158,85	-70,85
03	Conduite enterrée	Fonte	1103	0,76	17	85,45	102,45	-68,54

➤ **Interprétation :**

On remarque d'après le tableau que la surpression dans les 3 conduites est inférieure à la pression de fonctionnement admissible (entre 40 bars et 25 bars) mais la dépression est assez importante. Pour protéger les conduites on opte pour des réservoirs d'air.

➤ **Tronçon 01 : (SP-Anglade)**

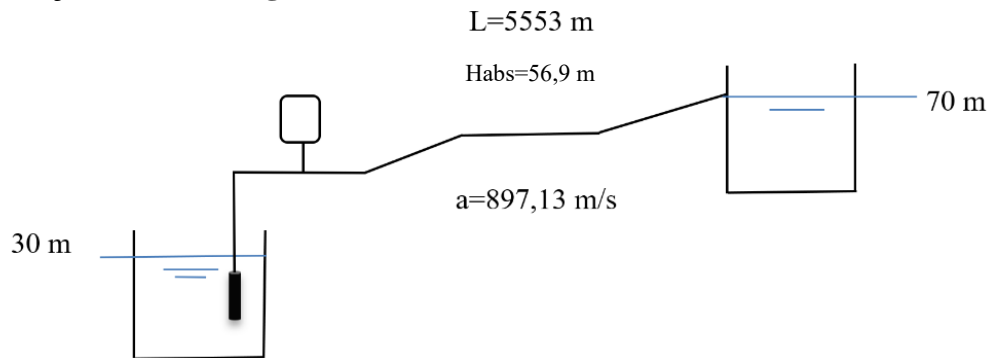


Figure VI.2: Caractéristiques de la conduite SDEM-Anglade.

$$K = \frac{56,9 - 50}{50} = 0,14 \quad \text{et} \quad A = \frac{897,13 \times 1,4}{9,81 \times 50} = 2,5$$

Pour les valeurs calculées de A et K, nous devons prendre en compte la famille de courbes B. En l'absence de ces abaques, nous superposerons le profil en long sur les courbes caractéristiques des familles correspondant à ($K=0,2$ et $A=2$).

Nous commençons par tracer le profil en long de la conduite d'adduction.

Tableau VI.5 : Calcul du profil en long de la conduite d'adduction.

Point	Z (m)	X (m)	X/L	$\Delta Z+10/Hg+10$
1	30	0	0	0,20
2	31	555,3	0,1	0,22
3	26	1110,6	0,2	0,12
4	23	1665,9	0,3	0,06
5	30	2221,2	0,4	0,20
6	40	2776,5	0,5	0,40
7	38	3331,8	0,6	0,36
8	55	3887,1	0,7	0,70
9	62	4442,4	0,8	0,84
10	65	4997,7	0,9	0,90
11	70	5553	1	1

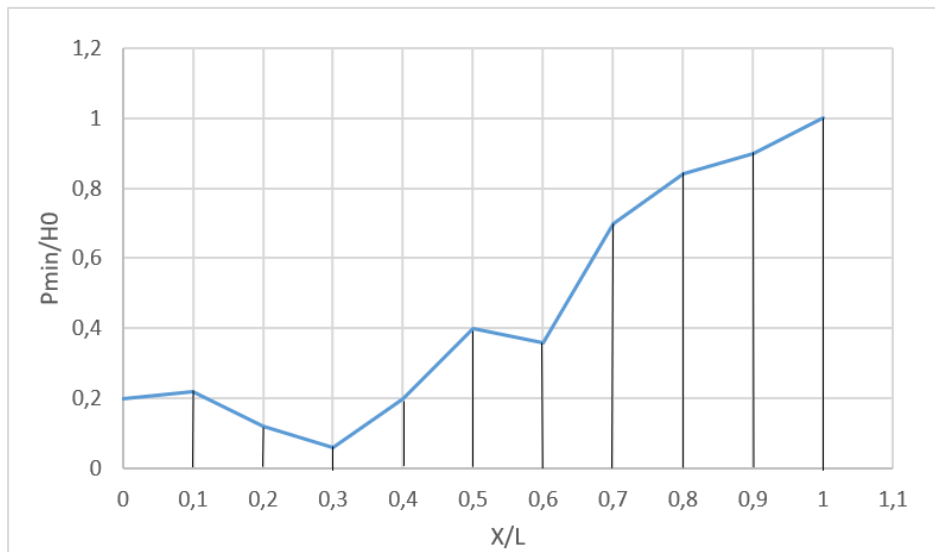


Figure VI.3: Profil en long de la conduite d'adduction

Suite à la superposition du profil en long sur l'abaque de Puech et Meunier, nous obtenons $B=1$. La conduite est ainsi entièrement protégée, avec une marge de pression absolue de près de 4 mètres d'eau au-dessus du point le plus critique du profil.

➤ **Tronçon 02 : (SP-El Marsa) :**

$L= 1388\text{m}$, $a= 1138,12\text{ m/s}$, $H_{abs}= 58,53\text{ m}$, $H_g=44\text{m}$, $V=0,99\text{m/s}$.

$$K = \frac{58,53-54}{54} = 0,08 \quad \text{et} \quad A = \frac{1138,12 \times 0,99}{9,81 \times 54} = 2,12$$

➤ **Tronçon 03 : (Chabou-Bordj el bahri) :**

$L= 1131\text{ m}$, $a= 1103\text{ m/s}$, $H_{abs}= 28,2\text{ m}$, $H_g=17\text{ m}$, $V=0,76\text{ m/s}$.

$$K = \frac{28,2-27}{27} = 0,04 \quad \text{et} \quad A = \frac{1103 \times 0,76}{9,81 \times 27} = 3,16$$

Les profils en long de ces deux conduites sont présentés en annexe 09.

Tableau VI.6 : Calcul du volume des réservoirs d'air.

Tronçon	A	K	B	U0	Pmin/H0	Pmin	Umax	Volume
01	2	0,2	1	22,05	0,7	35	33	40
02	2	0,1	0,6	0,27	0,51	27,54	0,5	1
03	2	0,1	0,4	1,15	0,51	13,77	2,08	3

Les caractéristiques des réservoirs d'air sont présentées en annexe 10.

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons examiné les méthodes les plus connues pour protéger les conduites d'adduction contre le coup de bélier. Nous avons également calculé le volume des réservoirs d'air nécessaires pour protéger les conduites de refoulement en utilisant la méthode de Peuch et Meunier.

Chapitre VII : Planification et organisation de chantier.

Introduction :

La planification et l'organisation de chantier sont des étapes cruciales pour assurer la réussite de tout projet de construction. Ce chapitre aborde les différentes méthodologies mises en œuvre pour coordonner les ressources, gérer les délais, et assurer la qualité des travaux dans le cadre de l'installation d'une adduction d'eau potable. En optimisant chaque phase du chantier, nous cherchons à garantir une exécution efficace, sécurisée et conforme aux exigences techniques.

VII.1 Définition [15] :

L'organisation d'un chantier implique la coordination efficace des ressources nécessaires pour réaliser les travaux dans des conditions optimales. Avant de commencer les travaux sur le terrain, une planification théorique est indispensable. Cette planification vise à optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des ressources, assurant ainsi une exécution des travaux ordonnée, ponctuelle et rentable. Elle permet de garantir que chaque étape se déroule dans un ordre approprié, sans retards, tout en maximisant l'efficacité et la rentabilité du projet.

VII.2 Méthode de planification CPM (méthode du chemin critique) [15] :

La méthode du chemin critique (CPM) est une technique de gestion de projet qui permet de planifier et de gérer les tâches nécessaires à l'achèvement d'un projet. Elle identifie les tâches critiques, c'est-à-dire celles qui doivent être complétées à temps. Cette méthode aide à optimiser les délais en mettant en évidence les tâches prioritaires et en permettant de mieux gérer les ressources et les imprévus.

Le calcul se fait en aller et retour. Pour le réseau à nœud le calcul se fait à l'aide de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- TR : Temps de réalisation de l'opération
- DCP : Date de commencement au plus tôt de l'opération.
- DCPP : Date de commencement au plus tard de l'opération.
- DFP : Date de finition au plus tôt
- DFPP : Date de finition au plus tard.
- MT : Marge totale, représentant l'intervalle de temps compris entre au plus tôt et au plus tard.

VII.3 Travaux concernant l'adduction :

La mise en place d'un système d'adduction d'eau potable comprend les travaux suivants :

➤ **Décapage de la terre végétal :**

Cette étape consiste à nettoyer le terrain de toute végétation et débris pour le préparer aux opérations de traçage et d'excavation, en éliminant les obstacles potentiels au terrassement.

➤ **Exécution des tranchées :**

Les travaux d'excavation se réalisent mécaniquement de l'aval vers l'amont. Sa largeur doit être supérieure au diamètre extérieur de la conduite avec un espacement de 30cm entre les parois de la tranchée et la conduite. La profondeur de la tranchée doit dépasser sa largeur et elle est entre 80cm à 120 cm afin de :

- Protéger la conduite du risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges
- Protéger la conduite contre les fluctuations de température.
- Protéger la conduite contre le gel.

➤ **Nivellement du fond de la tranchée :**

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Son objectif est de définir le relief d'un terrain en établissant l'altitude de plusieurs points, toutes les cotes étant exprimées par rapport à un niveau de référence appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain présente des obstacles, le nivellement est réalisé en suivant un cheminement spécifique et en effectuant des calculs appropriés.

➤ **Aménagement du lit de pose :**

Les conduites doivent être installées sur un lit de pose d'une épaisseur variant de 10 cm à 20 cm, constitué généralement de sable bien nivelé. Mais si le terrain est peu consistant, le fond de la tranchée sera consolidé, chaque conduite sera posée sur une semelle en béton armé avec interposition d'un lit de sable.

➤ **Essai d'étanchéité sur les joints et les conduites :**

Une fois la conduite posée au fond de la tranchée, un essai d'étanchéité est effectué sur des tronçons de longueur maximale 500 m à l'aide d'une pompe d'essai. Ce test doit durer environ 30 minutes, la variation de pression ne doit pas dépasser 0,2 bar.

➤ **Remblai de tranché :**

La mise en place du remblai consiste à remplir les tranchées jusqu'au niveau du sol naturel avec le matériau de remblai. Le sol est ensuite compacté pour minimiser les tassements futurs.

➤ **Transport des terres en excès à la décharge public :**

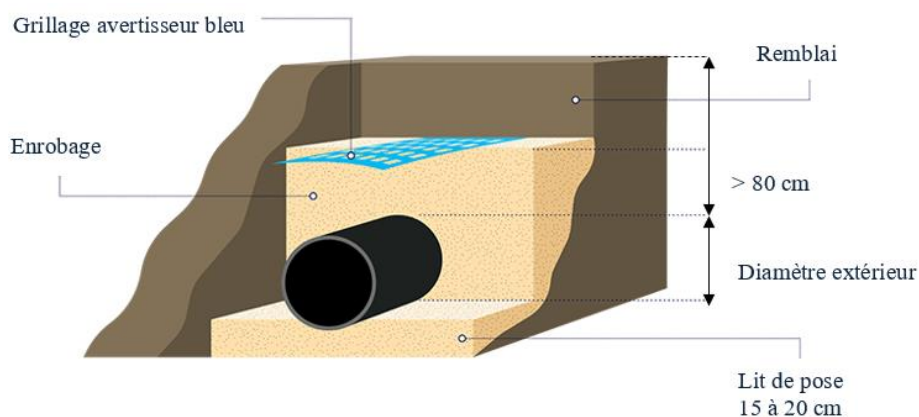
Le transport des terres excédentaires vers une décharge publique est une étape cruciale pour la gestion des matériaux excavés en excès sur le chantier.

➤ **Pose de canalisations :**

Les canalisations sont généralement posées en tranchées à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenue et protégée. La tranchée doit être assez large pour permettre l'entrée des ouvriers, avec un fond nivelé conformément au profil en long de la conduite. L'épaisseur du remblai au-dessus de la conduite varie selon les régions, de 1 m en zones tempérées à 1,25-1,50 m en zones à climat rigoureux. La conduite doit avoir des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, adoptant un tracé en dents de scie avec des pentes légères et des changements de pente tous les 200 à 400 m. [6]

a. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations, après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement. [9]



Figures VII.1 : Pose de canalisation sur terrain ordinaire.

Source : (TPdemain.com)

b. Pose de canalisations dans un terrain peu consistant :

Lorsque la conduite traverse des terrains marécageux ou tourbeux, des travaux de consolidation sont nécessaires pour éviter tout mouvement ultérieur des tuyaux. On peut installer une semelle continue en béton armé sous le tuyau, ou des tasseaux en béton reposant sur des pieux en chêne enfoncés jusqu'au bon sol [7].

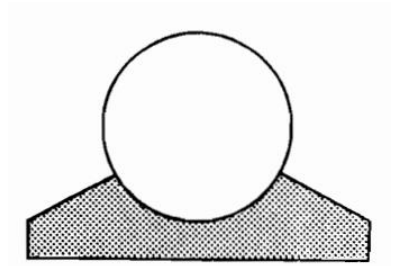


Figure VII.2 : Pose sur semelle continue.

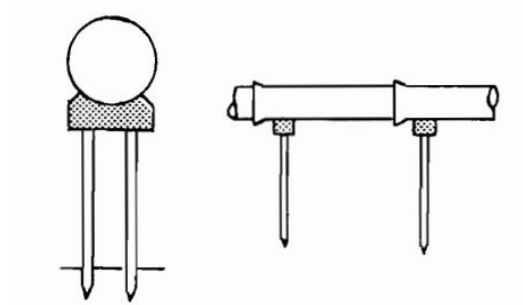


Figure VII.3 : Pose sur pieux.

c. Pose de canalisations dans un terrain mouillé :

Il est prévu d'installer un système de drainage dans la tranchée, tel qu'une conduite, recouverte d'un lit de gravier de gros calibre. Par-dessus ce gravier, un lit de béton armé sera appliqué, sur lequel repose la conduite. [6]

d. Pose de canalisations en galerie :

Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. On peut installer les canalisations de petit diamètre dans un fourreau de diamètre plus grand et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

e. Traversée d'une rivière :

La pose de canalisations à travers une rivière nécessite des travaux spécifiques en fonction de la traversée et de l'adduction. Si un pont existe, il peut supporter la canalisation. Sinon, la canalisation peut suivre le lit de la rivière, posée sur des supports spéciaux et protégée contre les chocs. On utilise des canalisations en acier et polyéthylène, avec des joints soudés maintenus par des butées en béton et un revêtement antirouille pour les conduites en acier.

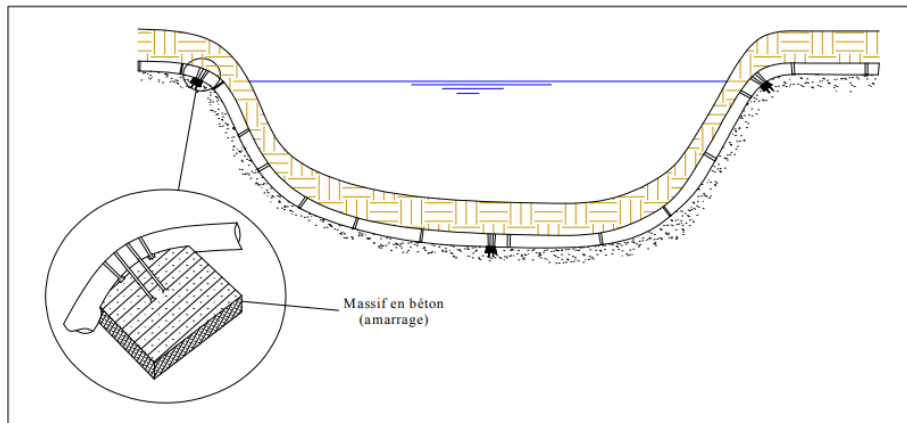


Figure VII.4 : Pose de canalisation à travers une rivière.

f. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée :

- Pose par fonçage :

La méthode consiste à utiliser des vérins pour pousser un fourreau perforant, avec un outil qui désagrège le terrain devant et à l'intérieur. Si la conduite est suffisamment robuste, elle peut remplacer le fourreau, avec une tresse coupante à son extrémité. Pour de longues distances, la résistance au frottement augmente, nécessitant un forage par sections avec des stations intermédiaires et une lubrification externe du tuyau à l'aide de bentonite [9].

- Pose par forage dirigé :

La pose de canalisations par forage dirigé se déroule en deux étapes : un trou pilote est d'abord foré avec une tête orientable, puis élargi pour tirer les tuyaux en place, tout en injectant de la bentonite pour lubrification. Contrairement au fonçage, qui utilise des tubes en acier sur de courtes distances (60 à 80 mètres), le forage dirigé permet la pose de canalisations souples, comme le PEHD, sur des distances allant jusqu'à 500 mètres. Le choix de la technique dépend des conditions du terrain : le forage dirigé est adapté aux terrains favorables ou rocheux, tandis que le fonçage convient aux terrains moins homogènes [9].

g. Stabilisation des conduites :

Les conduites, constituées de tuyaux reliés par des joints, peuvent se déboîter sous la pression de l'eau, notamment dans les parties coudées, les branchements et les pièces coniques. Pour prévenir cela, des massifs en béton sont construits pour les stabiliser. Ces massifs associés à des fers d'amarrage, sont parfois nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides [7].

VII.3.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction :**a. Volume de décapage de la terre végétale :**

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{dec}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

B : Largeur de la couche végétale en (m)

L : Longueur totale de la tranchée en (m)

H : Épaisseur de la couche végétale (on prend $H = 0.2$ m).

b. Volume du déblai des tranchées :

Le volume du déblai est donné par la formule suivante :

$$V_D = B \times L_{\text{tr}} \times H_{\text{tr}} \quad (\text{VII.2})$$

V_D : volume du déblai des tranchées (m^3).

L_{tr} : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

- Calcul de la profondeur de la tranchée : $H_{\text{tr}} = e + D + h \quad (\text{VII.3})$

Avec :

e : Épaisseur du lit de sable. $e = 0.10$ m

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai elle est entre 80 cm et 1,20 m.

- Calcul de la largeur de la tranchée :

$$B = D + 2 \times c \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre l'extrémité de la tranchée et la conduite ($c = 0,3$ m)

c. Volume du lit de pose :

Il est exprimé par l'équation suivante :

$$V_{LP} = e. B. L \quad (VII.5)$$

Avec :

e : épaisseur de la couche du lit de pose ; (e = 0.10 m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

d. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = \left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right) \times L_{cond} \quad (VII.6)$$

Avec :

V_{cond} : volume de la conduite (m^3).

D : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

e. Grillage avertisseur :

$$L_{grillage} = L_{cond} \quad (VII.7)$$

f. Volume du remblai des tranchées :

Le volume du remblai de protection est donné par la formule suivante :

$$V_R = V_D - (V_{cond} + V_{LP}) \quad (VII.8)$$

g. Volume terre en excès :

$$V_{te} = V_D - V_R \quad (VII.9)$$

Tableau VII.1 : Calcul du volume des travaux d'adduction.

Tronçons	D (mm)	L _{tr} (m)	B (m)	H _{tr} (m)	V _{déc} (m ³)	V _D (m ³)	V _{LP} (m ³)	V _{Cond} (m ³)	V _R (m ³)
1	315	1388	0,915	1,615	127	2051,08	254,00	108,17	1688,91
2	1200	5553	1,8	2,5	999,54	24988,50	1999,08	6280,30	16709,12
3	500	1603	1,1	1,8	176,33	3173,94	352,66	314,75	2506,53
4	600	1945	1,2	1,9	233,40	4434,60	466,80	549,94	3417,86
5	500	3562,4	1,1	1,8	478,83	8618,94	957,66	854,71	6806,57
6	700	7692	1,3	2	999,96	19999,20	1999,92	2960,23	15039,05

Ce tableau résume tous les travaux concernant l'adduction.

Tableau VII.2 : Volumes totales des travaux d'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	3015,062
2	Déblais	m ³	63266,26
3	Lit de pose	m ³	6030,124
4	Grillage avertisseur	m	22534
5	Remblais	m ³	46168,05
6	Terre en excès	m ³	17098,21

VII.3.2 Devis quantitatif et estimatif de l'adduction :

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII.3 : Devis quantitatif et estimatif de l'Adduction.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Conduite en fonte C40				
Ø 300	ML	1388	12336,05	17 122 437,4
Conduite en fonte C30				
Ø 450	ML	2446,9	15982,11	39 106 625
Ø 500		5165,4	17885,15	101 066 300
Ø 600		9834,2	22831,78	224 532 291
Conduite en fonte C25				
Ø 1200	ML	5553	47498,5	263 759 171
Accessoires				
Vanne de sectionnement	U	62	100 000	6 200 000
Vidange		32	100 000	3 200 000
Ventouse		35	120 000	4 200 000
Regard en béton armée		62	60 000	3 720 000
Travaux de terrassements				
Décapage	m ³	3015,062	300	904 518,6
Déblais		63266,26	350	2 214 3191
Lit de pose		6030,124	1500	9 045 186
Grillage avertisseur		22534	150	3 380 100
Remblais		46168,05	400	18 467 220
Terre en excès		17098,21	500	8 549 105
			Montant total (DA)	725 396 145,00
			T.V.A 19 % (DA)	137825267,6
			Montant TTC (DA)	863 221 412,55

Le coût total des travaux d'adduction est estimé à : Huit cent soixante-trois millions deux cent vingt et un mille quatre cent douze dinars et cinquante-cinq centimes.

VII.3.3 Calcul de la durée d'exécution des travaux :

VII.3.3.1 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

L'excavation sera effectuée à l'aide d'équipement mécanique, et le choix de la machine (pelle mécanique avec godet rétro ou godet en butée) dépendra de leur adéquation aux besoins spécifiques du chantier. Nous sélectionnons des pelles mécaniques avec diverses capacités de godet, telles qu'indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume de terrassement par une pelle (m3)	< 10000	>10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

VII.3.3.2 Le rendement d'exploitation de la pelle choisie :

$$Rp = \frac{q \times Kr \times Kt \times 3600}{Tc \times Kf} \quad (\text{VII.10})$$

Avec :

q : capacité du gobet m3.

Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9. On prend Kr = 0,8.

Kt : coefficient d'utilisation du temps, dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur. Kt = 0,7- 0,9. Prenons Kt = 0,7.

Kf : coefficient de foisonnement du sol, pour un terrain meuble on prend Kf = 1,2.

Tc : durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc = (15-30) s, on prend Tc = 30 s.

VII.3.3.3 Calcul du temps d'exécution :

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \frac{Vd}{Rp} \quad (\text{VII.11})$$

T_{ex} : temps d'exécution (j).

Vd : volume de déblai (m³).

Rp : rendement de l'excavateur (m³ /j).

Les calculs de la durée d'exécution pour les différents tronçons est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Récapitulation des volumes et des durées d'excavation des tranchées

Tronçons	V_D (m ³)	Capacité du godet (m ³)	R_p (m ³ /h)	R_{pj} (m ³ /j)	Durée (Jours)
1	2051,0823	0,25	14	112	19
2	24988,5	1	56	448	56
3	3173,94	0,25	14	112	29
4	4434,6	0,25	14	112	40
5	8618,94	0,35	19,6	156,8	55
6	19999,2	0,7	39,2	313,6	64

VII.3.3.4 Définitions des taches et leurs durées :

Les taches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations d'adduction.

Notation	Opération	Durée
A	Décapage de la terre végétale	30
B	Excavation des tranchées 01	87
C	Excavation des tranchées 02	88
D	Excavation des tranchées 03	88
E	Lit de pose	60
F	Pose des canalisations	60
G	Assemblage des canalisations	15
H	Essaie d'étanchéité	10
I	Remblais des tranchées	200
T	Terre en excès	10

VII.3.3.5 Planification par la méthode CPM pour l'adduction :

Le tableau suivant illustre les opérations de l'adduction :

Tableau VII.7 : Tâches à réaliser avant et après chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède
A	-	B- C- D
B	A	E
C	A	E
D	A	E
E	B- C- D	F- G- H
F	E	I
G	E	I
H	E	I
I	F- G- H	T
T	I	-

Le réseau à nœuds pour l'adduction est représenté sur la figure 1, où les dates de commencement et de finitions ainsi que le temps de réalisation sont mentionnées. Les flèches rouges portées sur la figure représentent le chemin critique de réseau.

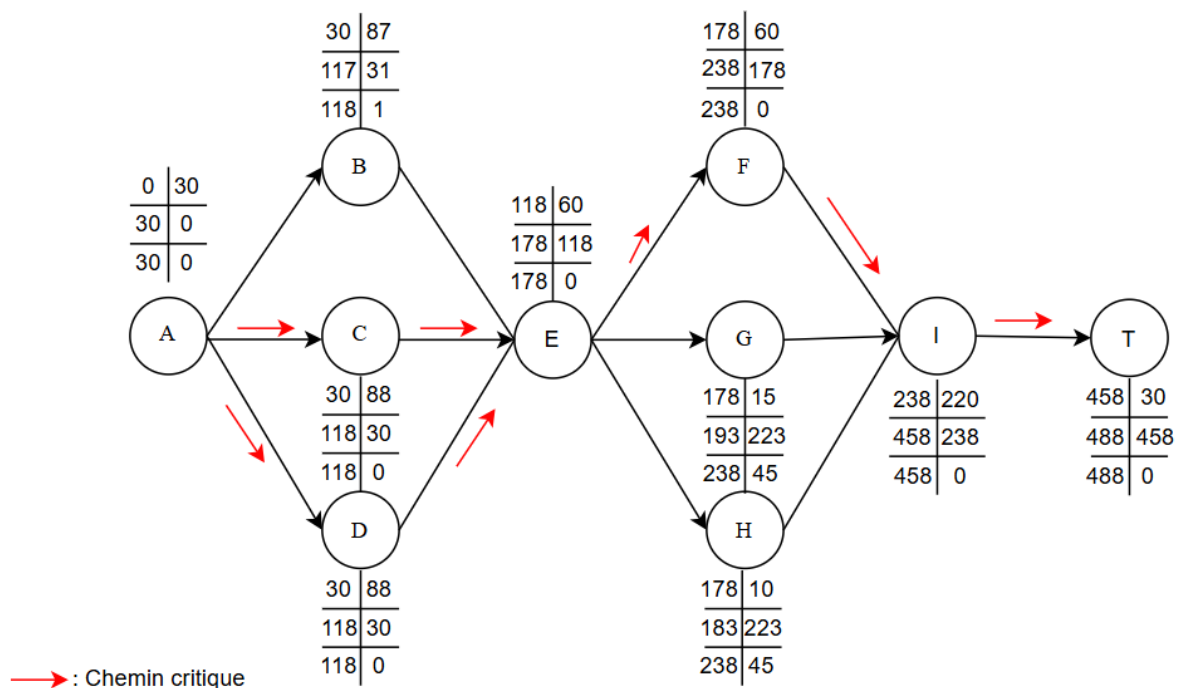


Figure VII.5 : Réseau à nœuds de l'adduction.

La durée totale des travaux d'adduction est : 488 jours

Soit : 1 an, 4 mois et 3 jours.

VII.4 Travaux concernant les réservoirs :

- Décapage de la terre végétale.
- Excavation des fouilles.
- Pose du tout-venant.
- La mise en place du béton de propreté pour radier.
- Coulage du béton armé pour radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VII.4.1 Calcul des volumes de travaux des réservoirs :

Les réservoirs projetés pour notre système d'adduction sont au nombre de trois, dont un réservoir de stockage de capacité 500 m^3 et un réservoir tampon de capacité $20\,000 \text{ m}^3$ et une bache d'aspiration de capacité de 100 m^3 .

VII.4.2 Réservoirs d'alimentation circulaire :

Les caractéristiques du réservoir projeté dans la commune El Marsa et la bache d'aspiration de la station de pompage sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.8 : données proposées pour les réservoirs projetés.

Capacité (m^3)	Diamètre Intérieur D_{int} (m)	Epaisseur du radier a (m)	Epaisseur du voile B (m)	Flèche de la coupole f (m)	Hauteur du réservoir H (m)
500	11	0,3	0,3	1,3	5
100	6	0,25	0,2	0,75	3,5

a. Volume de décapage de la terre végétale :

$$V_{\text{déc}} = \left(\frac{\pi \times (D_{\text{ext}} + 2c)^2}{4} \right) \times ed \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

$V_{\text{déc}}$: Volume de décapage de la terre végétale.

ed : épaisseur de décapage ($ed = 0,2\text{m}$)

D_{ext} : Diamètre extérieur, $D_{\text{ext}} = D_{\text{int}} + 2B$

b. Volume de déblais des fouilles :

$$V_D = \left(\frac{\pi \times (D_{\text{ext}} + 2b)^2}{4} \right) \times H_f \quad (\text{VII.13})$$

Avec :

V_D : Volume de déblais.

H_f : Profondeur des fouilles.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

b : Marge entre les parois du réservoir, ($b = 1\text{m}$).

c. Volume de béton de propreté (sous radier) :

$$V_{\text{BP}} = S_{\text{radier}} \times e_{\text{BP}} \quad (\text{VII.14})$$

$$S_{\text{radier}} = \frac{\pi \times D_{\text{ext}}^2}{4} \quad (\text{VII.15})$$

Avec :

S_{radier} : surface de la bache (m^2).

e_{BP} : épaisseur de béton de propreté ($e_{\text{BP}} = 0.1\text{ m}$).

d. Volume de béton armé (radier) :

$$V_{\text{BA.r}} = \frac{\pi \times D_{\text{ext}}^2}{4} \times a \quad (\text{VII.16})$$

Avec :

a : épaisseur du radier.

e. Volume de béton armé (parois) :

$$V_{BA.p} = S_{paroi} \times H \quad (VII.17)$$

$$S_{paroi} = S_{ext} - S_{int} = \frac{\pi \times D_{ext}^2}{4} - \frac{\pi \times D_{int}^2}{4} \quad (VII.18)$$

Avec :

S_{ext} : La surface extérieur (m^2).

S_{int} : La surface intérieur (m^2).

H : La hauteur des parois (m).

f. Volume de béton armé de coupole :

$$V_{BA.coupole} = S_{coupole} \times e_{coupole} \quad (VII.19)$$

$$S_{coupole} = 2\pi \times R_{moy} \times f \quad (VII.20)$$

$$R_{moy} = \frac{R_{int}^2 + f^2}{2f} \quad (VII.21)$$

Avec :

$e_{coupole}$: L'épaisseur de la coupole ($e_{coupole} = e_{paroi}$).

$S_{coupole}$: La surface de coupole (m^2).

R_{int} : rayon intérieur.

f : La flèche de la coupole.

g. Volume du remblai :

$$V_R = V_D - V_{réservoir} \quad (VII.22)$$

$$V_{réservoir} = S_{paroi} \times H_f \quad (VII.23)$$

Avec :

V_D : Volume de déblais.

$V_{réservoir}$: Volume du réservoir.

S_{paroi} : Surface des parois du réservoir.

H_f : Profondeur des fouilles.

h. Volume des terres en excès :

$$V_{tex} = V_D - V_R \quad (VII.24)$$

Avec :

V_D : Volume du déblai.

V_R : Volume du remblai.

i. Volume des travaux d'étanchéité en pax :

$$S_{\text{pax}} = S_{\text{coupole}} \quad (\text{VII.25})$$

j. Volume des travaux de peinture :

$$S_p = S_{\text{int}} + S_{\text{ext}} \quad (\text{VII.26})$$

$$S_p = (2\pi \times R_{\text{int}}) \times H + (2\pi \times R_{\text{ext}}) \times H \quad (\text{VII.27})$$

Avec :

S_{int} : Surface intérieur du réservoir.

S_{ext} : Surface extérieur du réservoir.

Le tableau suivant résume les calculs de décapage et déblais des deux bâches d'eau :

Tableau VII.9 : Calcul du volume de déblai et décapage.

Réservoir (m ³)	Epaisseur du voile B (m)	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	e_d (m)	H_f (m)	$V_{\text{déc}}$ (m ³)	V_D (m ³)
500	0,3	11	11,6	0,2	2,5	48,65	363,17
100	0,2	6	6,4	0,2	1	24,15	55,42

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des volumes de la suite des travaux de terrassements :

Tableau VII.10 : Volume des travaux du béton de propreté et béton armée.

Capacité (m ³)	500	100
V _{BP} sous radier (m ³)	10,56	3,21
V _{BA} radier (m ³)	31,7	8,042
V _{BA} paroi (m ³)	53,25	13,63
V _{BA} coupole (m ³)	30,09	6
Remblai (m ³)	79,16	23,25
Terre en excès (m ³)	211,37	32,16
Etanchéité (m ²)	100,3	30,04
Peinture (m ²)	354,99	163,34

Le tableau suivant récapitule tous les volumes de travaux pour les deux réservoirs :

Tableau VII.11 : Volumes totales des travaux des réservoirs.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	69.8
2	Déblais	m ³	418.6
3	Béton de propreté	m ³	13.77
4	Béton armé	m	142.71
5	Remblais	m ³	102.41
6	Terre en excès	m ³	243.53
7	Etanchéité	m ²	130.34
8	Peinture	m ²	518.33

VII.4.3 Réservoirs de stockage rectangulaire :

Le dimensionnement d'un réservoir rectangulaire de 20 000 m³, ainsi que les travaux de terrassement nécessaires pour sa mise en place, nécessitent de nombreux calculs complexes, tels que le ferrailage, le coffrage, et l'analyse de la stabilité. Cependant, en raison de l'ampleur des travaux et des calculs impliqués, les données techniques recueillies auprès de l'Algérienne des Eaux (ADE) seront utilisées pour avoir une estimation sur le coup et la durée de construction d'un tel ouvrage.

Tableau VII.12 : Volumes totales des travaux du réservoir rectangulaire.

Désignation	Unité	Quantité
Décapage de la terre végétale	m ³	173.9
Excavation	m ³	20496
Béton de propreté	m ³	291.5
Béton armé	m ³	7253.45
Coffrage	m ³	16514.35
Ferrailage	m ³	739552.19
Hourdis	m ³	24250
Étanchéité	m ³	2605
Peinture	m ³	1193.4

Source : ADE.

VII.4.4 Devis quantitatif estimatif des réservoirs :

Les tableaux ci-dessous présentent les coûts associés aux travaux des réservoirs :

Tableau VII.13 : Devis quantitatif et estimatif des réservoirs.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Réservoir cylindrique				
Décapage	m ³	69.8	300	20 940
Déblais		418.6	350	146 510
Béton de propreté		13.77	10 000	137 700
Béton armé		142.71	45 000	6 421 950
Remblais		102.41	400	40 964
Terre en excès		243.53	500	121 765
Etanchéité	m ²	130.34	2 500	325 850
Peinture		518.33	1000	518 330
Réservoir rectangulaire				
Décapage	m ³	323.9	300	97170
Déblais		20496	350	7 173 600
Béton de propreté		291.5	10 000	2 915 000
Béton armé		7253.45	45 000	326 405 250
Coffrage		16514.35	1000	16514350
Ferraillage		739552.19	65	48 070 892,35
Hourdis		24250	50	1 212 500
Etanchéité		2605	2500	6 512 500
Peinture	m ²	1193.4	1000	1 193 400
Montant total (DA)				417 828 671,4
T.V.A 19 % (DA)				79387447,57
Montant TTC (DA)				497 216 118,9

Le coût total des travaux des réservoirs est estimé à : Quatre cent quatre-vingt-dix-sept millions deux cent seize mille cent dix-huit dinars algériens et quatre-vingt-dix centimes.

VII.4.5 Calcul de la durée d'exécution des travaux :

VII.4.5.1 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Nous choisissons de mettre en place une pelle avec une capacité du gobelet égale à 0.25 m^3 . Le tableau ci-dessous illustre les calculs relatifs à la durée d'exécution des travaux pour les différents réservoirs. Ces estimations sont basées sur une durée de travail de 8 heures par jour, permettant ainsi une meilleure compréhension des délais prévus pour chaque projet.

VII.4.5.2 Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.14 : Temps de réalisation des opérations des réservoirs.

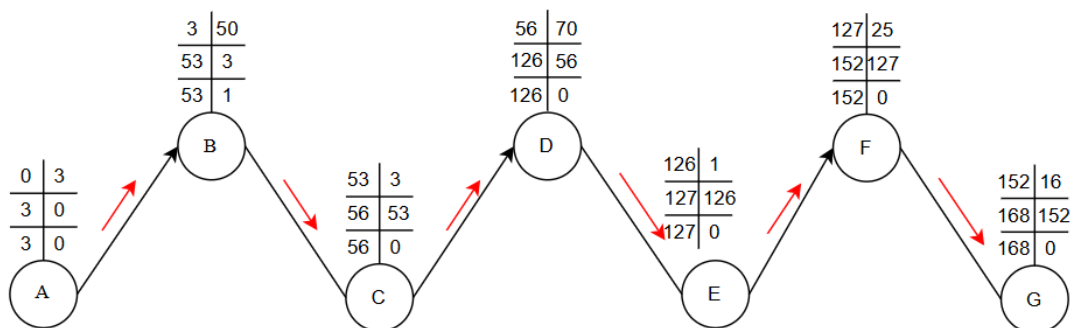
Notation	Opération	Durée
A	Décapage de la terre végétale	3
B	Déblais	50
C	Béton de propreté	3
D	Mise en œuvre du béton armé	70
E	Remblais	1
F	Etanchéité	25
G	Peinture	16

VII.4.5.3 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations qui précèdent et celles qui suivent chaque étape de la réalisation des réservoirs.

Tableau VII.15 : Tâches à réaliser avant et après chaque opération des réservoirs.

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	-



→ : Chemin critique

Figure VII.6 : Réseau à nœuds des réservoirs.

La durée totale des travaux des réservoirs est :

$$DTP = \sum TR_{CC} = 3+50+3+70+1+25+16$$

$$DTP = 168 \text{ jours}$$

Soit : **5 mois et 18 jours.**

VII.5 Calcul des volumes des travaux des stations de pompages :

VII.5.1 Travaux concernant les stations de pompage :

Les étapes impliquées dans la réalisation des travaux de construction d'une station de pompage comprennent :

➤ **Décapage de la terre végétale :**

Le décapage de la terre végétale est une étape préparatoire essentielle dans de nombreux projets de construction pour assurer la stabilité et la durabilité des structures à bâtir.

➤ **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui implique le creusement des fondations du bâtiment jusqu'à atteindre le sol approprié, conformément aux cotes précisées par les plans d'exécution du génie civil.

➤ **Le coulage du béton de propreté :**

Il est réalisé dans le but de fournir une base propre et solide sur laquelle les semelles des fondations seront posées. Cette étape implique à couler de 10 cm de béton, avec un dosage de 150 kg/m³, au fond des fouilles.

➤ **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à remplir les espaces vides avec un remblai constitué des terres excavées compactées.

➤ **Coulage du béton armé :**

Cette étape implique la coulée du béton pour les différentes composantes de la construction. Le béton utilisé à un dosage de 350 kg/m³ et est préparé par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, des demi-poteaux et des semelles nécessite l'utilisation d'une bétonnière à tambour. En revanche, pour les longrines et les dalles, où les volumes de béton sont plus importants, l'utilisation d'une pompe à béton est nécessaire.

➤ **Maçonnerie :**

Cette étape implique la construction des murs du bâtiment et de la clôture en utilisant des briques, y compris les séparations intérieures.

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

Les caractéristiques de l'abri de la station de pompage sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.16 : Caractéristique de l'abri de la station de pompage.

	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
Station de pompage	21	8	6
Fouilles	1.5	1.5	1.5
Semelle	1.5	1.5	0.4
Demi-poteaux	0.3	0.3	1
Poteaux	0.3	0.3	6
Dalle	21	8	1

Notre station de pompage contient 28 poteaux, les longrines ont une hauteur de $h = 0,60$ m et une épaisseur de $0,35$ m, la portée entre deux poteaux est égale à $3,5$ m. La figure ci-dessous montre la répartition des poteaux sur la surface de la station de pompage :

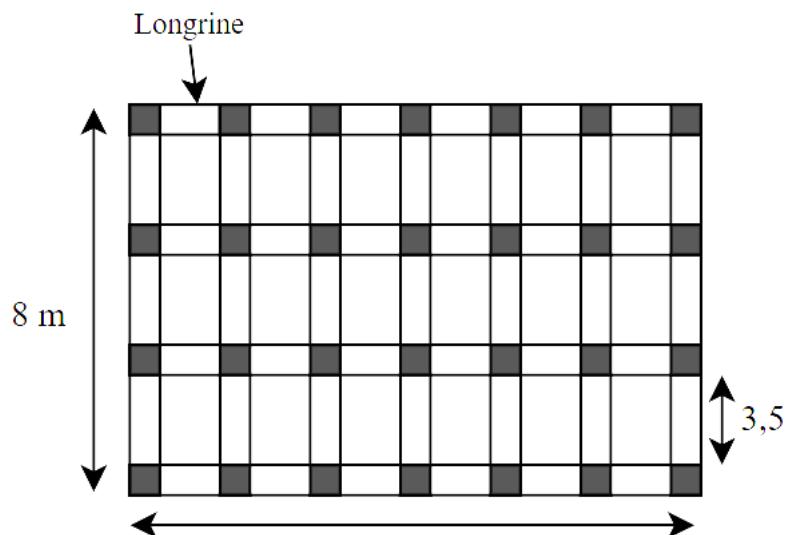


Figure VII.7 : Disposition des poteaux dans la station de pompage.

a. Volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à enlever est de 10 cm.

$$V_{\text{déc}} = [(L_b + 2a) \times (l_b + 2a)] \times e_d = 33.8 \text{ m}^3 \quad (\text{VII.28})$$

Avec :

$V_{\text{déc}}$: Volume de décapage de la terre végétale.

L_b : Longueur du bâtiment de la station de pompage.

l_b : Largeur du bâtiment de la station de pompage.

($a=2,5\text{m}$)

b. Volume des déblais

$$V_D = (L_f \times l_f) \times h_f = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ m}^3 \quad (\text{VII.29})$$

$$V_T = V_D \times N_f = 94,5 \text{ m}^3$$

Avec :

V_D : Volume de déblais pour une fouille.

L_f : Longueur de la fouille.

l_f : Largeur de la fouille.

h_f : Hauteur de la fouille.

V_T : Volume totale de déblai.

N_f : Nombre de fouilles.

c. Volume du béton de propreté sous la semelle :

$$V_{\text{BP}} = [(L_s + 2a) \times (l_s + 2a)] \times e_{\text{BP}} \quad (\text{VII.30})$$

$$V_{\text{BP}} = [(1.5 + 2 \times 0.05) \times (1.5 + 2 \times 0.05)] \times 0.1 = 0.256 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{T,BP}} = 28 \times 0.256 = 7.17 \text{ m}^3$$

Avec :

V_{BP} : Volume du béton de propreté sous semelle.

L_s : Longueur de la semelle.

l_s : Largeur de la semelle.

e_{BP} : Epaisseur de la semelle.

d. Volume de béton armé

Les éléments de la station de pompage construits en béton armé sont les suivants :

- ❖ Semelles
- ❖ Demi-poteaux
- ❖ Poteaux
- ❖ Longrines
- ❖ Chape inférieure
- ❖ Dalle supérieure.

Tableau VII.17 : Calcul des volumes de béton armée.

Élément	Volume du béton armé (m ³)
Semelles	25,2
Demi-poteaux	2,52
Poteaux	15,12
Longrines	34,56
Ceinture	34,56
Dalle inférieure et supérieure	168

e. Volume remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est :

$$V_R = V_D - (V_{BP} + V_S + D_{\text{Demi-pot}}) \quad (\text{VII.31})$$

$$V_R = 94.5 - (7.17 + 25.2 + 2.52) = 59.61 \text{ m}^3$$

Avec :

V_{BP} = Volume de béton de propriété

V_S = Volume de semelle

$V_{\text{Demi-pot}}$ = Volume d'un demi poteau

f. Volume des terres en excès :

$$V_{Te} = V_D - V_R \quad (\text{VII.32})$$

$$V_{Te} = 34,8 \text{ m}^3$$

g. Volume de la maçonnerie :**h. Nombre de pièces d'hourdis :**

$$N_{\text{hourdis}} = \frac{S_{\text{dalle}}}{S_{\text{hourdis}}} = \frac{176.8}{0.15} = 1178 \quad (\text{VII.33})$$

$$\text{Surface d'hourdis} = 0.3 * 0.5 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{hourdis total}} = 1320$$

c. Calcul du nombre de brique pour le mur extérieur :

$$N_{\text{brique}} = \frac{S_{\text{mur}}}{S_{\text{brique}}} = \frac{210}{0.2 \times 0.3} = 3500 \quad (\text{VII.34})$$

$$S_{\text{mur}} = 2 \times L_{\text{sp}} \times h_p + 2 \times l_{\text{sp}} \times h_p - S_{\text{portail}} - S_{\text{fenêtres}} = 210 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fenêtres}} = 1.5 \times 2 \times 4 = 12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{portail}} = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow N_{\text{Brique total}} = 2 \times N_{\text{brique}} + 10\% = 7350$$

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VII.18 : Volumes totales des travaux de la station de pompage.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage de la terre végétale	m ³	33.8
2	Déblais des fouilles	m ³	94.5
3	Béton de propreté	m ³	41.73
4	Béton armée	m ³	447,96
5	Remblais compacté	m ³	59.61
6	Terre en excès	m ³	34,8
7	Maçonnerie	Hourdis	1320
8		Brique	7350

VII.5.3 Devis quantitatif estimatif de la station de pompage :

Le tableau ci-dessous présente les coûts associés aux travaux de la station de pompage :

Tableau VII.19 : Devis quantitatif et estimatif de la station de pompage.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Station de pompage				
Décapage de la terre végétale	m ³	33.8	300	10 140
Déblais des fouilles		94.5	350	33 075
Béton de propreté		41.73	10 000	417 300
Béton armée		447,96	45 000	20 158 200
Remblais compacté		59.61	400	23 844
Terre en excès		34,8	350	12 180
Fourniture des poutrelles		33,6	42000	1 411 200
Maçonnerie		1320	50	66 000
		7350	35	257 250
Fourniture et pose d'un portail		U	1	100 000
Fourniture et pose des fenêtres	4		80 000	320 000
Crépissage du mur	m ²	324	500	162 000
Peinture		324	300	97 200
Fourniture carrelage		168	1500	252 000
			Montant total (DA)	23 320 389
			T.V.A 19 %	4430873,91
			Montant TTC (DA)	27 751 263

Le coût total des travaux de la station de pompage est estimé à : Vingt-sept millions sept cent cinquante et un mille deux cent soixante-trois dinars algériens.

VII.5.4 Calcul de la durée d'exécution des travaux de la station de pompage :

Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations des réservoirs.

Notation	Opération	Durée
A	Décapage de la terre végétale	3
B	Déblais des fouilles	8
C	Béton de propreté	7
D	Béton armée	60
E	Remblais compacté	5
F	Terre en excès	3
H	Maçonnerie	40

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations de la réalisation de la station de pompage :

Tableau VII.21 : Tâches à réaliser avant et après chaque opération de la station de pompage.

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	C	A
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	H
H	F	-

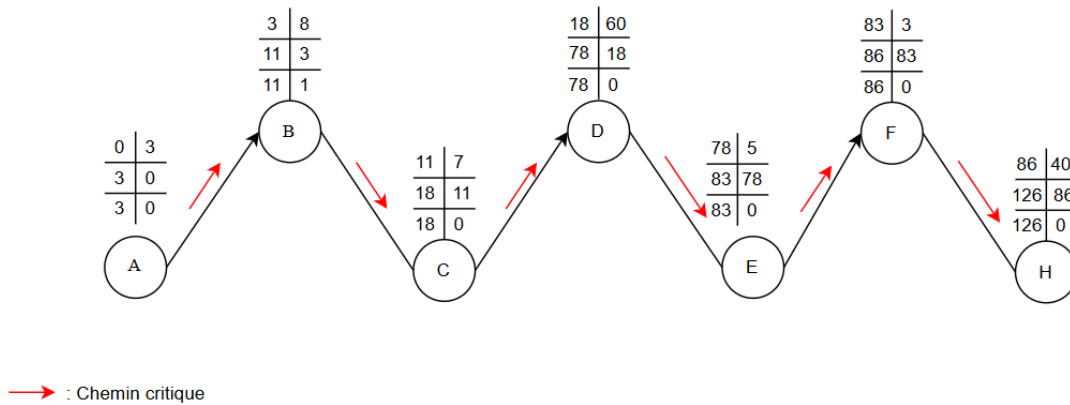


Figure VII.8 : Réseau à nœuds de la station de pompage.

La durée totale des travaux de la station de pompage est :

DTP = 126 Jours.

Sois : **4 mois et 6 jours.**

Conclusion :

Pour conclure, ce projet a permis de réaliser une analyse complète des différentes étapes nécessaires à sa mise en œuvre. Nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif des travaux, planifié les interventions, et sélectionné les engins adaptés à chaque tâche spécifique. Après une étude approfondie, nous avons estimé la durée totale de réalisation à **2 ans, 1 mois et 22 jours**, avec un coût prévisionnel de : Un milliard trois cent quatre-vingt-huit millions cent quatre-vingt-huit mille sept cent quatre-vingt-quatorze dinars. (**1 388 188 794 DA**).

Conclusion Générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé une synthèse descriptive des localités ciblées pour l'alimentation en eau potable à partir de la station de dessalement El-Marsa, en recueillant les données essentielles pour poser les fondements de notre étude. Le projet a été conçu en tenant compte des besoins futurs, avec un horizon de planification fixé à l'année 2050.

Nous avons proposé la construction d'un réservoir de stockage à Anglade pour assurer un approvisionnement en eau gravitaire des zones d'étude avec une capacité de 20 000 m³. En complément, un réservoir circulaire d'une capacité de 500 m³ a été prévu pour répondre aux besoins spécifiques de la commune d'El Marsa. Une bêche d'aspiration circulaire de 100 m³ sera également implantée au sein de la station de pompage.

L'étude de l'adduction a conduit à la conception d'un réseau d'une longueur totale de 23,7 km, utilisant la fonte ductile comme matériau principal des conduites, en raison de ses propriétés de résistance et de durabilité. La station de pompage sera équipée de quatre groupes électropompes identiques de type Omega 300-435 KSB, accompagnés d'une pompe de secours refoulant vers Anglade, ainsi qu'un groupe de pompe de type Omega 125-365 KSB, avec une pompe de secours, destiné au refoulement vers El Marsa.

Pour prévenir les coups de bélier, nous avons intégré des réservoirs d'air anti-bélier, placé juste en aval de la station de pompage. De plus, des dispositifs de ventouses ont été installés à chaque point haut du réseau d'adduction pour éliminer les accumulations d'air, tandis que des vannes de vidange ont été placées aux points bas pour permettre l'évacuation des eaux.

À travers ce mémoire, nous avons déterminé les solutions optimales pour résoudre le problème d'approvisionnement en eau potable dans la région Est de la wilaya d'Alger. Le coût estimé pour la réalisation de ce projet est d'un milliard trois cent quatre-vingt-huit millions cent quatre-vingt-huit mille sept cent quatre-vingt-quatorze Dinars Algériens, avec une durée de réalisation de 2 ans, 1 mois et 22 jours.

Ces mesures et infrastructures proposées visent à garantir une distribution optimale de l'eau potable, répondant aux besoins présents et futurs de la zone Est d'Alger. Elles reflètent une approche intégrée et durable pour la gestion de l'eau dessalée, assurant ainsi un approvisionnement fiable et efficace pour les décennies à venir.

Références bibliographiques

- [1] C. ZERROUKI, Etude de la géomorphologie dynamique du Sahel d'Alger Cas de la région de Mahelma, Université des Science et de la Technologie Houari Boumediene Faculté des Sciences de la Terre, de la Géographie et de l'Aménagement du Territoire, 2015.
- [2] Z. & a. Derriche, Geotechnical characteristics of the Plaisancian marls of Algiers. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2004.
- [3] W. Djemil, Valorisation et potentialité de la réutilisation des eaux usées traitées pour un développement intégré durable. Cas des STEP dans la région d'Alger, Université Badji Mokhtar-Annaba, 2021.
- [4] S. Société des Eaux et de l'Assainissement d'alger, Actualisation du schéma directeur d'alimentation en eau potable d'Alger à l'horizon 2025 (Rapport technique)., 2009.
- [5] O. Labbadlia, Chapitre 3 : La consommation d'eau. Université Yahia Farès de Médéa..
- [6] B. Salah, Alimentation en eau potable des agglomérations, ENSH, 2014.
- [7] A. Dupont, Hydraulique urbaine. Tome 2 : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux (4e éd.), Paris: Éditions Eyrolles, 1979.
- [8] S. Baba Hamed, Polycopié de cours : Hydraulique Appliquée, Les systèmes de distribution en eau potable, USTOMB.
- [9] L. Kadi, Cours alimentation en eau potable, ENSH, 2023.
- [10] S. Swelia, "Guide d'aide au choix des matériaux des réseaux d'eau potable et/ou d'assainissement," Languedoc-Roussillon., 2015.

- [11] L. A. Rossman, "EPANET 2 manuel de l'utilisateur," Générale des Eaux, Paris, 2003.
- [12] M. Meunier, "Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression,"
Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts (ENGREF), Paris, 1980.
- [13] A. TOUMI, Pompes et Stations de Pompage, Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2023.
- [14] S. BENNIS, Hydraulique et hydrologie, 2 ed., Presses de l'Université du Québec, 2009.
- [15] B. Benlaoukli, Organisation de chantier II, la planification des travaux par les M.M.O,
notions théoriques et exercices corrigés [polycopie pédagogique]., ENSH, 2020.
- [16] J. F. Lapray, Pompes centrifuges, hélico centrifuges et axiales : Cavitation, Paris:
Techniques de l'ingénieur, 1994.
- [17] N. Guessoum, Apport des études de microzonage sismique dans l'aménagement de
futurs nouvelles villes : Cas de la nouvelle ville de Sidi Abdellah (Algérie).,
2012.
- [18] J. Bonnin, Hydraulique urbaine : appliquée aux agglomérations de petite et moyenne
importance., Eyrolles, 1977.
- [19] A. Benterki, L'étude du phénomène transitoire du coup de bélier d'onde provoqué par la
manipulation des vannes, Université Mohamed khider – Biskra, 2022.

ANNEXE 01 :

Paramètres de la qualité de l'eau de consommation humaine.

(Journal Officiel de la République Algérienne, Numéro 18, 23 mars 2011, p.7)

GROUPE DE PARAMETRES	PARAMETRES	UNITES	VALEURS INDICATIVES
Paramètres organoleptiques	Couleur	mg/l Platine	15
	Turbidité	NTU	5
	Odeur à 12°C	Taux dilution	4
	Saveur à 25°C	Taux dilution	4
Paramètres physico-chimiques en relation avec la structure naturelle des eaux	Alcalinité	mg/l en CaCO ₃	500
	Calcium	mg/l en CaCO ₃	200
	Chlorures	mg/l	500
	Concentration en ions hydrogène	Unité pH	≥ 6,5 et ≤ 9
	Conductivité à 20°C	µS/cm	2800
	Dureté	mg/l en CaCO ₃	200
	Potassium	mg/l	12
	Résidu sec	mg/l	1500
	Sodium	mg/l	200
	Sulfates	mg/l	400
	Température	°C	25
Paramètres microbiologiques	Escherichia Coli	n/100ml	0
	Entérocoques	n/100ml	0
	Bactéries sulfitoréductrices y compris les spores	n/20ml	0

ANNEXE 02.1 :

Evaluation de la consommation horaire de bordj el bahri.

○ **Commune de Bordj El Bahri :**

Heures	Ch%	Qhi (m3/h)	Ch% Cumulé	Qh(m3/h) Cumulé
0 – 1	3,35	1093,08	3,35	1093,08
1 – 2	3,25	1060,45	6,6	2153,52
2 – 3	3,3	1076,76	9,9	3230,29
3 – 4	3,2	1044,13	13,1	4274,42
4 – 5	3,25	1060,45	16,35	5334,87
5 – 6	3,4	1109,39	19,75	6444,26
6 – 7	3,85	1256,22	23,6	7700,48
7 – 8	4,45	1452,00	28,05	9152,48
8 – 9	5,2	1696,72	33,25	10849,19
9 – 10	5,05	1647,77	38,3	12496,96
10 – 11	4,85	1582,51	43,15	14079,48
11 – 12	4,6	1500,94	47,75	15580,42
12 – 13	4,6	1500,94	52,35	17081,36
13 – 14	4,55	1484,63	56,9	18565,99
14 – 15	4,75	1549,88	61,65	20115,87
15 – 16	4,7	1533,57	66,35	21649,44
16 – 17	4,65	1517,26	71	23166,70
17 – 18	4,35	1419,37	75,35	24586,06
18 – 19	4,4	1435,68	79,75	26021,75
19 – 20	4,3	1403,05	84,05	27424,80
20 – 21	4,3	1403,05	88,35	28827,85
21 – 22	4,2	1370,42	92,55	30198,28
22 – 23	3,75	1223,59	96,3	31421,87
23 – 24	3,7	1207,28	100	32629,15
Total	100	32629,15		

ANNEXE 02.2 :

Evaluation de la consommation horaire d'El Marsa.

Le nombre d'habitant d'El Marsa est compris entre 10000 et 50000, donc la variation horaire du débit sera la suivante :

Heures	Ch%	Qhi (m3/h)	Ch% Cumulé	Qh (m3/h) Cumulé
0 – 1	1,5	75,90	1,5	75,90
1 – 2	1,5	75,90	3	151,80
2 – 3	1,5	75,90	4,5	227,70
3 – 4	1,5	75,90	6	303,60
4 – 5	2,5	126,50	8,5	430,10
5 – 6	3,5	177,10	12	607,20
6 – 7	4,5	227,70	16,5	834,91
7 – 8	5,5	278,30	22	1113,21
8 – 9	6,25	316,25	28,25	1429,46
9 – 10	6,25	316,25	34,5	1745,71
10 – 11	6,25	316,25	40,75	2061,96
11 – 12	6,25	316,25	47	2378,22
12 – 13	5	253,00	52	2631,22
13 – 14	5	253,00	57	2884,22
14 – 15	5,5	278,30	62,5	3162,52
15 – 16	6	303,60	68,5	3466,12
16 – 17	6	303,60	74,5	3769,73
17 – 18	5,5	278,30	80	4048,03
18 – 19	5	253,00	85	4301,03
19 – 20	4,5	227,70	89,5	4528,73
20 – 21	4	202,40	93,5	4731,13
21 – 22	3	151,80	96,5	4882,93
22 – 23	2	101,20	98,5	4984,13
23 – 24	1,5	75,90	100	5060,03
Total	100	5060,03		

ANNEXE 02.3 :

Evaluation de la consommation horaire d'Ain Taya.

Le nombre d'habitant de Ain Taya est compris entre 50001 et 100000, donc la variation horaire du débit sera la suivante :

Heures	Ch%	Qhi (m3/h)	Ch%	Qh(m3/h)
			Cumulé	Cumulé
0 – 1	3	430,41	3,0	430,41
1 – 2	3,2	459,11	6,2	889,52
2 – 3	2,5	358,68	8,7	1248,20
3 – 4	2,6	373,03	11,3	1621,23
4 – 5	3,5	502,15	14,8	2123,38
5 – 6	4,1	588,23	18,9	2711,61
6 – 7	4,5	645,62	23,4	3357,24
7 – 8	4,9	703,01	28,3	4060,25
8 – 9	4,9	703,01	33,2	4763,26
9 – 10	5,6	803,44	38,8	5566,70
10 – 11	4,8	688,66	43,6	6255,36
11 – 12	4,7	674,32	48,3	6929,68
12 – 13	4,4	631,28	52,7	7560,96
13 – 14	4,1	588,23	56,8	8149,19
14 – 15	4,2	602,58	61,0	8751,77
15 – 16	4,4	631,28	65,4	9383,05
16 – 17	4,3	616,93	69,7	9999,97
17 – 18	4,1	588,23	73,8	10588,21
18 – 19	4,5	645,62	78,3	11233,83
19 – 20	4,5	645,62	82,8	11879,45
20 – 21	4,5	645,62	87,3	12525,08
21 – 22	4,8	688,66	92,1	13213,74
22 – 23	4,6	659,97	96,7	13873,71
23 – 24	3,3	473,46	100,0	14347,17
Total	100	14347,17		

ANNEXE 02.4 :

Evaluation de la consommation horaire de Heraoua.

Le nombre d'habitant de Heraoua est compris entre 50001 et 100000, donc la variation horaire du débit sera la suivante :

Heures	Ch%	Qhi (m3/h)	Ch%	Qh(m3/h)
			Cumulé	Cumulé
0 – 1	3	351,89	3	351,89
1 – 2	3,2	375,35	6,2	727,24
2 – 3	2,5	293,24	8,7	1020,49
3 – 4	2,6	304,97	11,3	1325,46
4 – 5	3,5	410,54	14,8	1736,00
5 – 6	4,1	480,92	18,9	2216,92
6 – 7	4,5	527,84	23,4	2744,75
7 – 8	4,9	574,76	28,3	3319,51
8 – 9	4,9	574,76	33,2	3894,27
9 – 10	5,6	656,86	38,8	4551,13
10 – 11	4,8	563,03	43,6	5114,16
11 – 12	4,7	551,30	48,3	5665,45
12 – 13	4,4	516,11	52,7	6181,56
13 – 14	4,1	480,92	56,8	6662,48
14 – 15	4,2	492,65	61	7155,13
15 – 16	4,4	516,11	65,4	7671,23
16 – 17	4,3	504,38	69,7	8175,61
17 – 18	4,1	480,92	73,8	8656,53
18 – 19	4,5	527,84	78,3	9184,37
19 – 20	4,5	527,84	82,8	9712,20
20 – 21	4,5	527,84	87,3	10240,04
21 – 22	4,8	563,03	92,1	10803,07
22 – 23	4,6	539,57	96,7	11342,63
23 – 24	3,3	387,08	100	11729,72
Total	100	11729,72		

ANNEXE 02.5 :

Evaluation de la consommation horaire de Rouiba.

Le nombre d'habitant de Rouiba est compris entre 50001 et 100000, donc la variation horaire du débit sera la suivante :

Heures	Ch%	Qhi (m3/h)	Ch% Cumulé	Qh(m3/h)
			Cumulé	Cumulé
0 – 1	3	616,27	3	616,27
1 – 2	3,2	657,35	6,2	1273,62
2 – 3	2,5	513,56	8,7	1787,17
3 – 4	2,6	534,10	11,3	2321,27
4 – 5	3,5	718,98	14,8	3040,25
5 – 6	4,1	842,23	18,9	3882,48
6 – 7	4,5	924,40	23,4	4806,88
7 – 8	4,9	1006,57	28,3	5813,45
8 – 9	4,9	1006,57	33,2	6820,02
9 – 10	5,6	1150,37	38,8	7970,39
10 – 11	4,8	986,03	43,6	8956,41
11 – 12	4,7	965,49	48,3	9921,90
12 – 13	4,4	903,86	52,7	10825,76
13 – 14	4,1	842,23	56,8	11667,99
14 – 15	4,2	862,77	61	12530,76
15 – 16	4,4	903,86	65,4	13434,62
16 – 17	4,3	883,32	69,7	14317,94
17 – 18	4,1	842,23	73,8	15160,17
18 – 19	4,5	924,40	78,3	16084,57
19 – 20	4,5	924,40	82,8	17008,97
20 – 21	4,5	924,40	87,3	17933,37
21 – 22	4,8	986,03	92,1	18919,40
22 – 23	4,6	944,94	96,7	19864,34
23 – 24	3,3	677,89	100	20542,23
Total	100	20542,23		

ANNEXE 02.6 :

Evaluation de la consommation horaire de Reghaia.

Le nombre d'habitant de Rouiba est > 100000, donc la variation horaire du débit sera la suivante

Heures	Ch%	Qhi (m3/h)	Ch%	Qh(m3/h)
			Cumulé	Cumulé
0 – 1	3,35	1173,19	3,35	1173,19
1 – 2	3,25	1138,17	6,6	2311,36
2 – 3	3,3	1155,68	9,9	3467,03
3 – 4	3,2	1120,66	13,1	4587,69
4 – 5	3,25	1138,17	16,35	5725,86
5 – 6	3,4	1190,70	19,75	6916,56
6 – 7	3,85	1348,29	23,6	8264,85
7 – 8	4,45	1558,41	28,05	9823,26
8 – 9	5,2	1821,07	33,25	11644,33
9 – 10	5,05	1768,54	38,3	13412,87
10 – 11	4,85	1698,50	43,15	15111,36
11 – 12	4,6	1610,94	47,75	16722,31
12 – 13	4,6	1610,94	52,35	18333,25
13 – 14	4,55	1593,43	56,9	19926,69
14 – 15	4,75	1663,48	61,65	21590,16
15 – 16	4,7	1645,97	66,35	23236,13
16 – 17	4,65	1628,46	71	24864,58
17 – 18	4,35	1523,39	75,35	26387,98
18 – 19	4,4	1540,90	79,75	27928,88
19 – 20	4,3	1505,88	84,05	29434,76
20 – 21	4,3	1505,88	88,35	30940,65
21 – 22	4,2	1470,86	92,55	32411,51
22 – 23	3,75	1313,27	96,3	33724,78
23 – 24	3,7	1295,76	100	35020,54
Total	100	35020,54		

ANNEXE 03 :

Caractéristiques des conduites en fonte ductile PAM SAINT-GOBAIN.



DN	Lu	Classe	e	Ø DE	Ø DI	P	Ø B	Masse	Référence
60	6 m	C40	4,4 mm	77 mm	80,3 mm	89,5 mm	122,3 mm	9,345 kg/m	NSA60Q60AQ
80	6 m	C40	4,4 mm	98 mm	101,4 mm	92,5 mm	144,1 mm	12,119 kg/m	NSA80Q60AQ
100	6 m	C40	4,4 mm	118 mm	121,4 mm	94,5 mm	166,9 mm	14,766 kg/m	NSB10Q60AQ
125	6 m	C40	4,4 mm	144 mm	147,4 mm	97,5 mm	193,1 mm	18,209 kg/m	NSB12Q60AQ
150	6 m	C40	4,5 mm	170 mm	173,4 mm	100,5 mm	220,8 mm	22,15 kg/m	NSB15Q60AQ
200	6 m	C40	4,7 mm	222 mm	225,2 mm	106,5 mm	275,1 mm	30,2 kg/m	NSB20Q60AQ
250	6 m	C40	5,5 mm	274 mm	276,8 mm	105,5 mm	328,6 mm	42,167 kg/m	NSB25Q60AQ
300	6 m	C40	6,2 mm	326 mm	328,8 mm	107,5 mm	385,3 mm	55,55 kg/m	NSB30F60AQ
350	6 m	C30	6,4 mm	378 mm	380,9 mm	110,5 mm	444,5 mm	68,833 kg/m	NSB35G60AQ
400	6 m	C30	6,5 mm	429 mm	431,9 mm	112,5 mm	494,6 mm	79,4 kg/m	NSB40G60AQ
450	6 m	C30	6,9 mm	478.6 mm	480 mm	115,5 mm	546,5 mm	93,8 kg/m	NSB45G60AQ
500	6 m	C30	7,5 mm	532 mm	535 mm	117,5 mm	600,9 mm	111,15 kg/m	NSB50G60AQ
600	6 m	C30	8,7 mm	635 mm	638,1 mm	132,5 mm	712 mm	150,566 kg/m	NSB60G60AQ
700	6,96 m	C25	8,8 mm	738 mm	741,7 mm	192 mm	821,9 mm	187 kg/m	NSB70H70AQ
700	6,96 m	C30	9,9 mm	738 mm	741,7 mm	192 mm	821,9 mm	230,8 kg/m	NSB70G70AQ
800	6,95 m	C25	9,6 mm	842 mm	845,8 mm	197 mm	935,6 mm	229 kg/m	NSB80H70AQ
800	6,95 m	C30	11,1 mm	842 mm	845,8 mm	197 mm	935,6 mm	256,3 kg/m	NSB80G70AQ
900	6,95 m	C25	10,6 mm	945 mm	948,9 mm	200 mm	1043,4 mm	279 kg/m	NSB90H70AQ
900	6,95 m	C30	12,3 mm	945 mm	948,9 mm	200 mm	1043,4 mm	314,33 kg/m	NSB90G70AQ
1000	6,96 m	C25	11,6 mm	1048 mm	1052 mm	203 mm	1152,4 mm	334 kg/m	NSC10H70AQ
1000	6,96 m	C30	13,4 mm	1048 mm	1052 mm	203 mm	1152,4 mm	375,11 kg/m	NSC10G70AQ

ANNEXE 04 :

Prix des conduites en fonte ductile PAM SAINT-GOBAIN.

Diamètre (mm)	Classe	Prix TTC (DA)
60	C40	2 464,36
80		3 422,31
100		6 682,31
125		7 836,22
150		8 534,23
200		10 323,10
250		11 542,36
300		12 336,05
350		13 521,23
400	C30	14 910,06
450		15 982,11
500		17 885,15
600		22 831,78
700		27 777,32
800	C25	31 722,86
900		35 668,40
1000		39 613,94
1100		43 553,50
1200		47 498,50
1300		51 443,50
1400		55 388,50
1800		71 930,68
2000		81 126,50

ANNEXE 05 :

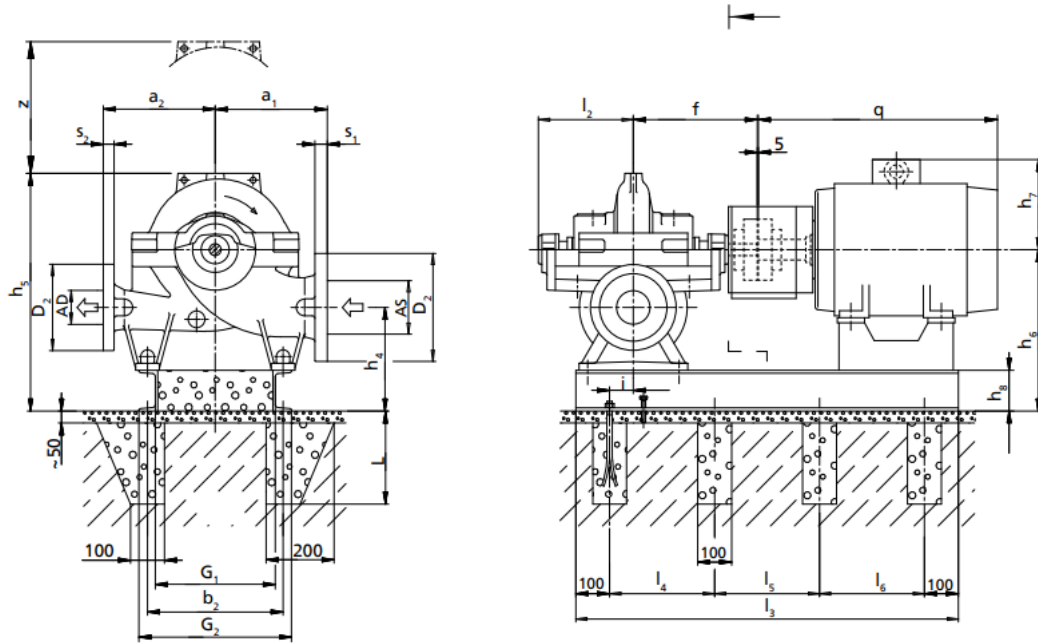
Plan d'encombrement pompe Omega 125-365 KSB.



Alimentation en eau
Pompe à volute à plan de joint axial

Omega 125-230 à 125-365

Cotes Omega, version horizontale, installation 3E⁽¹²⁾



Alimentation en eau
Pompe à volute à plan de joint axial

Cotes pompe

Taille	Pompe									Poids ⁽¹³⁾	
	a ₁	a ₂	f	h ₁	h ₂	h ₃	l ₂	z	Pompe	Eau contenue	
	[mm]									[kg]	
125-230	370	370	515	400	200	210	366	210	250	35	
125-290	370	370	515	400	200	230	366	230	275	40	
125-365	370	370	515	400	200	260	366	260	300	45	

Gamme	Version de matériaux	Matériau de bride	Aspiration								Refoulement							
			Norme	Pression nominale	AS	D ₁	s ₁	k	d ₂	n	Norme	Pression nominale	AD	D ₂	s ₂	k	d ₂	n
						[mm]								[pcs]	[mm]			
125-365	GB/GC	EN-GJL-250	DIN EN 1092-2	PN25	200	-	-	-	-	-	DIN EN 1092-2	PN25	-	-	-	-	-	-
125-365	SB/SC	EN-GJS-400-15	DIN EN 1092-2	PN10	200	381	41,3	295	23	8	DIN EN 1092-2	PN10	125	279	34,9	210	19	8
125-365	SB/SC	EN-GJS-400-15	DIN EN 1092-2	PN16	200	381	41,3	295	23	12	DIN EN 1092-2	PN16	125	279	34,9	210	19	8

Cotes socle et massif de fondation, boulons d'ancrage, moteur et poids

Taille	Moteur	Leistung P ₂ 50 Hz [kW]	Nombre de pôles N° du socle	Socle et massif de fondation														Taille boulons d'ancrage	Nombre boulons d'ancrage	Moteur		Poids	
				b ₂	G ₁	G ₂	l ₃	l ₄	l ₅	l ₆	h ₄	h ₅	h ₆	h ₈	L	i	q			h ₇	Socle	Moteur	
				[mm]																-	[pcs]	[mm]	[kg]
125-365	225S	37,00	4 5	695	635	750	1540	670	670	-	320	780	520	120	250	120	M16	6	886	372	96	392	
125-365	225M	45,00	4 5	695	635	750	1540	670	670	-	320	780	520	120	250	120	M16	6	886	372	96	420	
125-365	250M	55,00	4 5	695	635	750	1540	670	670	-	320	780	520	120	250	120	M16	6	965	451	96	507	

ANNEXE 06 :

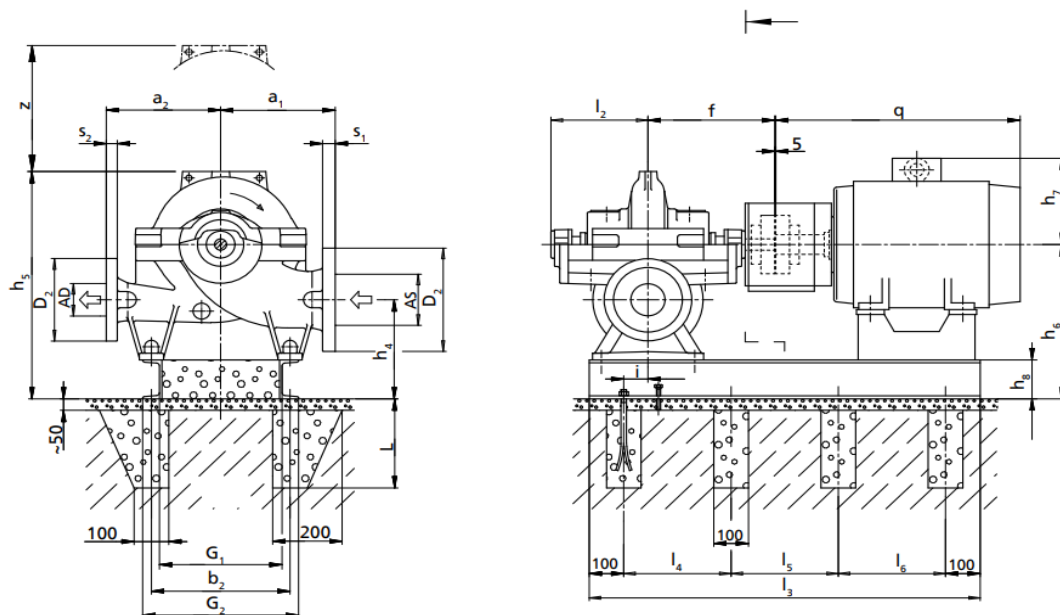
Plan d'encombrement pompe Omega 300- 435 KSB.



Alimentation en eau
Pompe à volute à plan de joint axial

Omega 300-435 à 300-700

Cotes Omega, version horizontale, installation 3E²²⁾



Alimentation en eau
Pompe à volute à plan de joint axial

Cotes pompe

Taille	Pompe								Poids ²³⁾	
	a ₁	a ₂	f	h ₁	h ₂	h ₃	l ₂	z	Pompe	Eau contenue
	[mm]								[kg]	
300-435	650	550	730	670	350	365	515	365	905	190
300-560	700	650	810	710	350	430	585	430	1425	225
300-700	750	650	810	750	400	485	585	485	1690	275

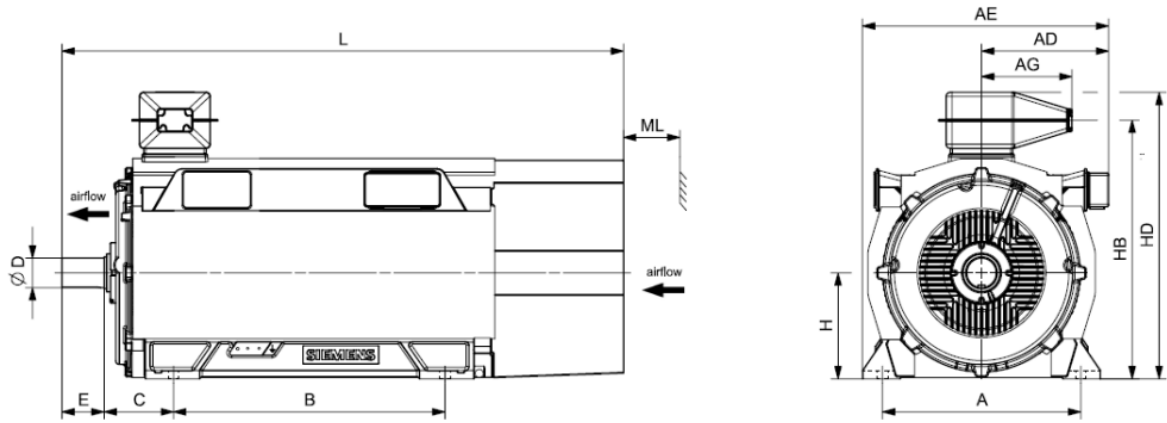
Cotes socle et massif de fondation, boulons d'ancrage, moteur et poids

Taille	Moteur	Leistung P ₂ 50 Hz [kW]	Nombre de pôles N° du socle	Socle et massif de fondation														Taille boulons d'ancrage	Nombre boulons d'ancrage	Moteur		Poids	
				b ₂	G ₁	G ₂	l ₃	l ₄	l ₅	l ₆	h ₄	h ₅	h ₆	h ₈	L	i	q			h ₇	Socle	Moteur	
				[mm]																-	[pcs]	[mm]	[kg]
300-435	355	355,00	4	20	700	620	760	2315	705	705	705	520	1235	870	200	320	210	M20	8	1635	690	285	1900
300-435	355	400,00	4	20	700	620	760	2315	705	705	705	520	1235	870	200	320	210	M20	8	1635	690	285	2000

Gamme	Version de matériaux	Matériau de bride	Aspiration							Refoulement								
			Norme	Pression nominale	AS	D ₁	s ₁	k	d ₂	n	Norme	Pression nominale	AD	D ₂	s ₂	k	d ₂	n
						[mm]								[pcs]	[mm]			
300-435	GB/GC	EN-GJL-250	DIN EN 1092-2	PN10	400	648	38,1	515	28	16	DIN EN 1092-2	PN10	300	521	33,4	400	23	12

ANNEXE 07 :

Plan d'encombrement moteur Innomotics HVc.



Motor type	Weight kg	Dimensions												
		A mm	AD mm	AE mm	AG mm	B mm	C mm	D mm	E mm	H mm	HB mm	HD mm	L mm	ML mm
4-pole														
1NA1 318-4AA60-0A.0	2050	610	710	1075	645	900	200	90	130	315	o.r.	860	1810	130

ANNEXE 08 :

Profil en long des conduites d'adduction.

Tableau 01 : Calcul du profil en long de la conduite SDEM-El Marsa.

Point	Z (m)	X (m)	X/L	Z+10/Hg+1
1	30	0	0	0,27
2	39	277,6	0,2	0,51
3	37	416,4	0,3	0,46
4	39	694	0,5	0,51
5	42	971,6	0,7	0,59
6	57	1388	1	1

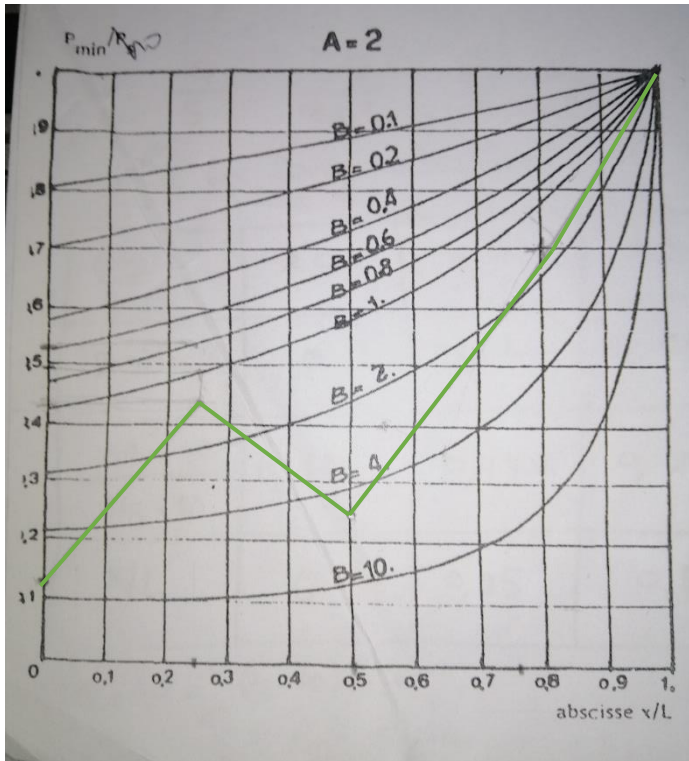
Tableau 02 : Calcul du profil en long de la conduite Chabou-Bordj el bahri.

Point	Z (m)	X (m)	X/L	Z+10/Hg+1
1	47	0	0,00	0,370
2	51	69	0,06	0,519
3	47	264	0,23	0,370
4	48	400	0,35	0,407
5	46	616	0,54	0,333
6	55	987	0,87	0,667
7	60	1043	0,92	0,852
8	64	1131	1,00	1

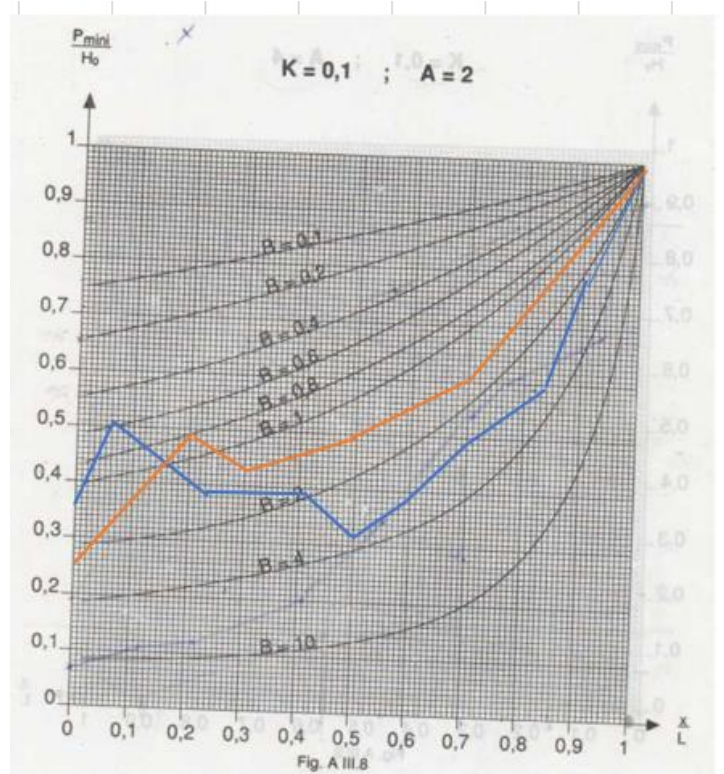
ANNEXE 09 :

Abaque de Puech et Munier.

(K=0,2 ; A=2)



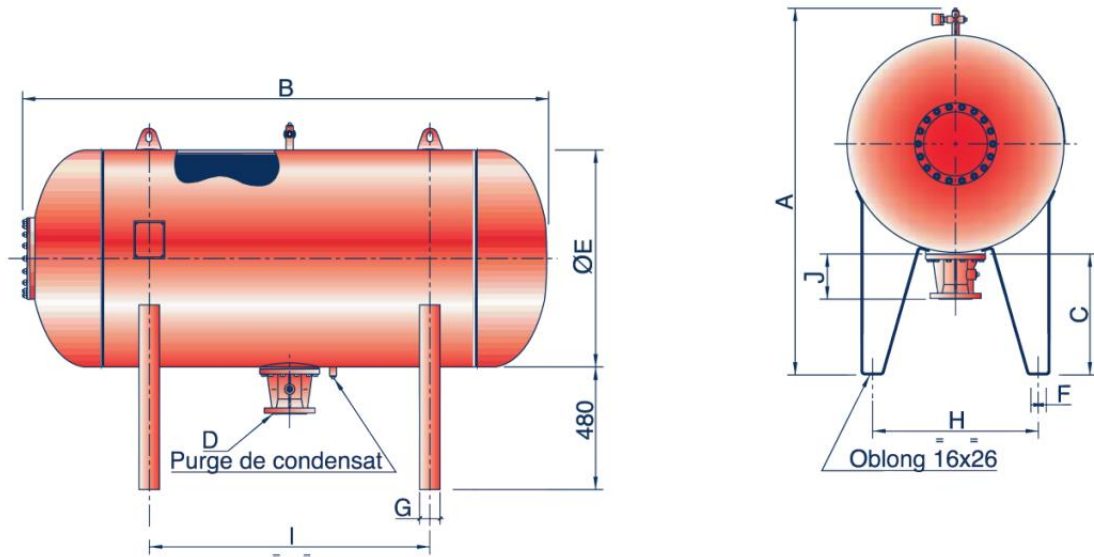
(K= 0,1 ; A=2)



- : Tronçon SDEM-Anglade.
- : Tronçon SDEM-El Marsa.
- : Tronçon Chabou-Bordj el bahri.

ANNEXE 10.1 :

Dimensions du réservoir d'air Hydrochoc CHARLATTE.



Gamme 10 bars

Vol.	A (mm)	B	C	ØE (mm)	F	G	H	I	Poids sans sortie (kg)
500	1195	1762	475	630	60	80	490	1000	169
750	1415	1563	475	850	60	80	650	800	249
1000	1415	2063	475	850	60	80	650	1100	318
1500	1565	2115	475	1000	80	100	750	1200	429
2000	1565	2815	475	1000	80	100	750	1800	546

ANNEXE 10.2 :

Dimensions du réservoir d'air Hydrofort CHARLATTE.

