

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieure en Hydraulique

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU
POTABLE DE LA VILLE BIR KASDALI (W. BORDJ BOU
ARRERIDJ)**

Présenté par :

AIT HAMMOUDA Lynda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinateur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
ZEROUAL Sara	M.C.B	Promoteur

Session juillet 2025

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Dieu pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à l'ensemble des enseignants et du personnel du département d'hydraulique pour la qualité de leur encadrement tout au long de ma formation. Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à **Mme Zeroual Sarah**, ma promotrice, ainsi qu'à **M. Boualem Salah** et **M. Ayoub Zeroual** pour leur accompagnement précieux, leurs conseils avisés et leur disponibilité durant toutes les étapes de ce projet.

Je remercie chaleureusement **M. Farah Imad**, ingénieur au sein du **CTH**, pour son assistance technique et les informations précieuses qu'il m'a partagées.

J'exprime aussi ma profonde gratitude à mes parents pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants tout au long de mon parcours.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont soutenue dans la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail, avec tout mon amour et ma reconnaissance,

À mon père bien-aimé,

Pilier de ma vie, dont les sacrifices, le dévouement et la générosité ont tracé le chemin de mon avenir. Que Dieu t'accorde une longue vie, la santé et la sérénité que tu mérites.

À ma tendre mère,

Ta patience, tes prières silencieuses et ton amour inconditionnel ont été la lumière de mes journées les plus sombres. Que Dieu veille sur toi et t'accorde une vie pleine de paix et de bonheur.

À mes sœurs Kahina, Wafa, Sarah et Bouchra,

Pour leur affection sincère, leur soutien discret mais constant, et pour avoir été mes repères tout au long de ce parcours.

À mon amie AISSANI Wissem,

Présente dans les moments de doute comme dans les instants de réussite, ton soutien a été précieux et ton amitié, inestimable. Que Dieu te protège et t'ouvre les plus belles voies.

À mon camarade BENZAZZALA Nouredine,

Pour son engagement, sa constance et l'esprit de partage tout au long de notre chemin commun.

À ma tante Fatiha,

Pour ses gestes généreux, sa présence apaisante et ses conseils éclairés, qui m'ont guidée avec bienveillance.

À mes chères amies Ikhllass, Amel, Maria et Amina,

Pour leurs sourires, leur écoute, et leur chaleur humaine qui ont rendu cette aventure plus douce et plus forte.

ملخص

تعاني بلدية بير قسدالي، التابعة لولاية برج بوعريريج، حالياً من نقص في التزويد بالمياه الصالحة للشرب، وذلك بسبب وتهدف هذه الدراسة إلى تلبية الاحتياجات المتزايدة . وجود شبكة غير مكتملة، غير مُحكمة التصميم، وتعرف أعطالاً متكررة وذلك من خلال اقتراح تصميم نظام جديد للتزويد بالماء الشروب، بحيث يستجيب بفعالية لمتطلبات 2055 لهؤلاء السكان في أفق سنة مختلف فئات المستهلكين من حيث الكمية والضغط، في المستقبل

Résumé

La commune de Bir Kasdali, située dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj, souffre actuellement d'un approvisionnement en eau potable insuffisant. Cette situation est due à un réseau non achevé, mal dimensionné et exposé à des dysfonctionnements fréquents, ne permettant pas de répondre efficacement aux besoins de la population. Face à cette problématique, et dans un contexte de croissance démographique continue, notre étude a pour objectif de proposer une solution d'alimentation en eau potable fiable et durable à l'horizon 2055. Elle repose sur la conception d'un nouveau système de distribution d'eau, optimisé tant sur le plan technique qu'économique, et la recherche de nouvelles ressources disponibles dans la région. Le schéma proposé intègre des ouvrages de stockage de 1500 m³, une adduction par pompage, puis une distribution gravitaire, assurant une pression adéquate dans l'ensemble du réseau. En conclusion, cette étude offre une solution adaptée aux besoins futurs de la commune, en garantissant une alimentation continue, stable et conforme aux exigences techniques et sanitaires.

Mot clés

Approvisionnement- Distribution - Pression- Débit – Vitesse.

Abstract

The municipality of Bir Kasdali, located in the wilaya of Bordj Bou Arreridj, is currently experiencing an insufficient supply of drinking water due to an incomplete, poorly sized network that is frequently subject to malfunctions. In response to the growing needs of the population by the year 2055, this study proposes the design of a new potable water supply system aimed at effectively meeting the water demand and pressure requirements of various categories of consumers in the coming years.

Key words

Supply- Distribution - Pressure- Flow rate – Velocity.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	17
-----------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la commune de Bir Kasdali.

Introduction	2
I.1 Objet de l'étude	2
I.2 Situation géographique :	2
I.3 Situation topographique	3
I.4 Situation climatique :	4
I.4.1 Climat :	4
I.4.2 Pluviométrie :	4
I.4.3 Température :	4
I.4.4 Vent :	5
I.4.5 Humidité :	5
I.5 Situation hydrologique	5
I.6 Population	5
I.7 Situation hydraulique	6
I.7.1 Eaux souterraines	6
I.7.2 Adduction	8
I.7.2.1 Adduction Forages Djouaher à R-1000 m ³	8
I.7.2.2 Adduction Forages de Ain El Bidha à R-250 m ³	9
I.7.3 Réservoirs de stockage	9
I.7.4 Station de pompage	10
Conclusion	11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la commune.

Introduction	13
II.1 Evaluation de la population future	13
II.2 Evaluation des besoins en eau potable	14
II.2.1 Sélection de dotation	14
II.2.2 Répartition des besoins en eau par catégorie d'usage	14
II.2.3 Consommation moyenne journalière par catégorie d'usage.....	15
II.2.3.1	15
II.2.4 Demande globale en eau de l'agglomération	19
II.2.5 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	20
II.3 Variations de la consommation journalière	20
II.3.1 Consommation maximale journalière.....	20
II.3.2 Consommation minimale journalière	21
II.4. Variations de la consommation horaire	21
II.4.1 Estimation de la consommation horaire maximale.....	21
II.4.2 Consommation minimale horaire	21
II.4.3 Débit moyen horaire	22
II.5 Profil de consommation de l'agglomération	22
II.5.1 Régime de consommation de l'agglomération en 2025	22
II.5.2 Régime de la consommation de l'agglomération à l'horizon 2055.....	26
II.6 Analyse du rapport Ressources/Besoins en eau de la zone d'étude	28
Conclusion.....	29

Chapitre III : Etude de réservoir.

Introduction	31
III.1 Rôle des réservoirs	31

III.1.1	Fonction technique	31
III.1.2	Fonction économique	31
III.2	Catégories des réservoirs.....	32
III.2.1	Selon du matériau de construction	32
III.2.2	Selon de leur implantation.....	32
III.2.3	Selon leur forme géométrique	32
III.3	Choix du type de réservoir	33
III.4	Localisation des réservoirs	33
III.5	Techniques d'évaluation de la capacité de stockage des réservoirs.....	33
III.5.1	Capacite de réservoir d'alimentation	33
III.5.1.1	La méthode analytique	34
III.5.1.2	La méthode graphique.....	34
III.6	Evaluation de la réserve	34
III.6.1	Principe de calcul	34
III.6.1.1	Calcul du débit d'apport (Q_{app})	35
III.6.1.2	Interprétation des résultats	36
III.6.2	Calcul du volume de réservoir	37
III.7	Les équipements des réservoirs.....	38
III.7.1	Conduite d'arrivée.....	38
III.7.2	Conduite de départ	39
III.7.3	Conduite du trop-plein	39
III.7.4	Conduite de vidange.....	39
III.7.5	Conduite BY-PASS.....	39
III.7.6	Matérialisation de la réserve d'incendie.....	39
III.7.6.1	Le système à siphon	39

III.8 Entretien des réservoirs	39
Conclusion.....	40

Chapitre IV : Projection du nouveau réseau de distribution.

Introduction	42
IV.1 Classification des systèmes de distribution.....	42
IV.1.1 Réseau ramifié.....	42
IV.1.2 Réseau maillé	42
IV.1.3 Réseau mixte	42
IV. 2 Règles de tracé d'un réseau maillé.....	43
IV. 3 Type et choix de matériaux.....	44
IV. 4 Évaluation hydraulique du réseau projeté.....	44
IV. 4.1 Estimation des débits de conception	45
IV.4.1.1 Cas de pointe.....	45
IV.4.1.2 Répartition arbitraire	48
IV.4.2 Paramètres hydrauliques du réseau : identification et calcul	48
IV.4.2.1 Résultats de simulation	49
V.4.2.2 Résultats et interprétations	55
Conclusion.....	55

Chapitre V : Etude d'adduction et protection contre le coup de bélier.

Introduction	57
V.1 Présentation générale des adductions.....	57
V.1.1 Types d'adductions.....	57
V.1.2 Principe tracé de l'adduction.....	57
V.1.3 Sélection des matériaux pour les conduites.....	57
V.2 Etude d'adduction	58

V.2.1 Schéma d'adduction à envisager	58
V.2.2 Détermination des caractéristiques hydrauliques de l'adduction	59
V.2.2.1 Refoulement de la station de pompage a le réservoir projeté.....	59
V.3 Etude de pompage	65
V.3.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	65
V.3.2 Sélection du type de pompe	65
V.3.3 Analyse du point de fonctionnement optimal	68
V.3.3.1 Courbe caractéristique de la conduite	68
V.4 Etude de coup de bélier	70
V.4.1 Introduction	70
V.4.2 Origines du coup de bélier.....	70
V.4.3 Dispositifs de protection contre le coup de bélier	70
V.4.4 La célérité d'onde.....	70
V.4.5 Calcul du coup de bélier	71
V.4.6 Méthodologie de dimensionnement des réservoirs d'air.....	72
V.4.6.1 Évaluation du volume requis pour le réservoir d'air	73
Conclusion.....	75

Chapitre VI : Organisation du chantier.

Introduction.....	77
VI.1 Organisation de chantier	77
VI.2 Réalisation du réseau d'AEP	77
VI 2.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain.....	78
VI 2.2 Excavation des tranchées	78
VI 2.3 Aménagement du lit de pose des conduites	78
VI 2.4 Pose des conduites	79

VI.3 Les opérations pour la réalisation du réseau	79
VI.3.1 Calcul de la profondeur de la tranchée.....	79
VI.3.2 Calcul de la Largeur de la tranchée.....	80
VI.3.3 Calcul le volume de Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.....	80
VI.3.4 Calcul du volume de déblai.....	81
VI.3.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose.....	82
VI.3.6 Calcul du remblaiement des tranchées.....	83
VI.3.6 Calcul de réservoir	84
VI.3.6.1 Diamètre extérieur.....	84
VI.3.6.2 Volume de décapage	84
VI.3.6.3 Volume de déblai	84
VI.3.6.4 Volume de béton de propreté (sous radier).....	85
VI.3.6.5 Volume de béton armé (radier)	85
VI.3.6.6 Volume de béton armé des parois	85
VI.3.6.7 Volume de béton armé de coupole.....	85
VI.4 Devis estimatif et quantitatives	87
2536.....	87
3620.....	87
4045.....	87
VI.5 Planification des travaux.....	89
VI.5.1 Définition des tâches et leurs durées.....	89
VI.5.1.1 Réseau de distribution et d'adduction.....	89
VI.5.1.2 Réservoir de stockage	91
VI.5 Protection et sécurité du travail.....	93
VI.5.1 Facteurs à l'origine des accidents de travail dans les chantiers hydrauliques	93

VI.5.1.1 Facteurs humains.....	93
VI.5.1.2 Facteurs matériels	93
VI.5.2 Stratégies de prévention des accidents.....	93
VI.5.2.1 Action de sécurité personnelle	93
VI.5.2.3 Action de sécurité complémentaires	94
Conclusion.....	94
CONCLUSION GENERALE.....	95
Références bibliographiques	96
Annexes.	97

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la commune de Bir Kasdali.

Tableau I.1: Pluviométrie moyenne mensuelle de la station d'Ain Taghrout (année 2009). ...	4
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la température de la Station de Ain Taghrout.	4
Tableau I. 3: Variation de vent.....	5
Tableau I. 4: Humidités moyennes mensuelles.	5
Tableau I. 5: Caractéristiques des forages.	6
Tableau I. 6 : Caractéristiques des réservoirs existants.	10
Tableau I. 7: Les caractéristiques des stations de pompage.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la commune.

Tableau II. 1: Estimation de l'évolution de la population.	13
Tableau II. 2: Estimation de l'évolution de la population.	14
Tableau II. 3: Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	15
Tableau II. 4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	16
Tableau II. 5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	16
Tableau II. 6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	16
Tableau II. 7: Tableau récapitulatif des besoins culturels.	17
Tableau II. 8: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	17
Tableau II. 9: Tableau récapitulatif des besoins commerciales.	17
Tableau II. 10: tableau des besoins en eaux des équipements.	18
Tableau II. 11: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale.	19
Tableau II. 12: Taux d'augmentation global des besoins des équipements.	19
Tableau II. 13: Récapitulation des besoins en eau moyens journaliers à différents horizons.	20
Tableau II. 14: Calcul des consommations maximale et minimale journalières.	21
Tableau II. 15: Les variations des coefficients α et β	22
Tableau II. 16: Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires.....	22
Tableau II. 17:Variation des débits horaires (2025).....	23
Tableau II. 18:Variation des débits horaires (2055).....	26
Tableau II. 19: Production des ressources disponibles.	28
Tableau II. 20: Bilan Ressources-Besoins à différents horizons.....	29

Chapitre III : Etude de réservoir.

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire.....	35
Tableau III.2 : Bilan de capacité de stockage.....	36
Tableau III.3 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants.....	37
Tableau III.4 : Caractéristique de réservoir projeté.....	38

Chapitre IV : Projection du nouveau réseau de distribution.

Tableau IV. 1: Valeurs des débits sortant des réservoirs.	46
Tableau IV. 2: Calcul des débits nodaux du réseau projeté en cas de pointe.....	46
Tableau IV. 3: Cotes piézométriques et pression des nœuds pour le cas de pointe.	49
Tableau IV. 4: Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour le cas de pointe.....	50
Tableau IV. 5: Cotes piézométriques et pression des nœuds pour le cas de pointe incendie.	52
Tableau IV. 6: Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour le cas de pointe incendie.	53

Chapitre V : Etude d'adduction et protection contre le coup de bélier.

Tableau V. 1: Estimation de diamètre économique.	62
Tableau V. 2: Hauteur manométrique totale HMT	62
Tableau V. 3: Puissance absorbée par la pompe.	63
Tableau V. 4: Frais d'exploitation.....	63
Tableau V. 5: Frais d'investissement.	64
Tableau V. 6: Cout total du tronçon station de pompage-réservoir 1500 m3.	64
Tableau V. 7: Différentes variantes de pompes.	66
Tableau V. 8: Paramètres géométrique du profil en long de la conduite de refoulement.	73

Chapitre VI : Organisation du chantier.

Tableau VI. 1: Calcul du volume de décapage du réseau.	80
Tableau VI. 2 : Calcul du volume de décapage de l'adduction.	81
Tableau VI. 3: Calcul du volume de déblai du réseau.	81
Tableau VI. 4: Calcul du volume de déblai de l'adduction.	82
Tableau VI. 5: Calcul du volume de sable du réseau.	82

Tableau VI. 6: Calcul du volume de de sable de l'adduction.....	83
Tableau VI. 7: Calcul du volume des remblais du réseau.....	83
Tableau VI. 8: Calcul du volume des remblais de l'adduction.....	84
Tableau VI. 9: Caractéristiques de réservoir.....	84
Tableau VI. 10: Calcul de réservoir.....	86
Tableau VI. 11: Devis quantitatif et estimatif.....	87
Tableau VI. 12: Temps de réalisation des différentes tâches.....	89
Tableau VI. 14: Temps de réalisation des différentes tâches.....	91

LISTE DE FIGURES

Chapitre I : Présentation de la commune de Bir Kasdali.

Figure I.1: Localisation de la ville de Bir Kasdali sur la carte de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.....	3
--	---

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la commune.

Figure II. 1: Graphique de la consommation journalière (2025).	24
Figure II. 2: Courbe de la consommation cumulée (2025).	25
Figure II. 3: Graphique de la consommation journalière (2055).	27
Figure II. 4: Courbe de la consommation cumulée (2055).	28

Chapitre IV : Projection du nouveau réseau de distribution.

Figure IV. 1: Représentation du réseau proposé avec les réservoirs projetés.	43
Figure IV. 2: Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour cas de pointe.....	51
Figure IV. 3: Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour cas de pointe incendie. .	54

Chapitre V : Etude d'adduction et protection contre le coup de bélier.

Figure V. 1:Schéma représentatif de l'adduction existante et projeté.....	58
Figure V. 2: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.	65
Figure V. 3: Courbe caractéristique de les pompes choisie.	68
Figure V. 4: Point de fonctionnement de la pompe.....	69
Figure V. 5: Tracé du profil en long de la conduite de refoulement sur l'abaque choisie.	74

Chapitre VI : Organisation du chantier.

Figure VI. 1 : Planification sur MS PROJECT pour la réalisation de réseau de distribution et adduction.....	90
Figure VI. 2: Planification sur MS PROJECT pour la réalisation de réservoir de stockage	92

LISTES DES PLANCHES

- Plan de réservoir projeté 1500 m³.
- Plan du système (réseau+adduction) projeté.
- Plan détails des nœuds.
- Plan du profil en long de la conduite de refoulement.

INTRODUCTION GENERALE

L'accès à une eau potable de qualité constitue un enjeu majeur pour développement durable. Le système d'alimentation en eau joue un rôle central dans la satisfaction des besoins des populations, En assurant une disponibilité en eau en quantité suffisante, respectant les normes de qualité et distribuée sous une pression appropriée. Dans un contexte marqué par le changement climatique, la croissance démographique et la raréfaction des ressources hydriques en particulier dans les villes du nord de l'Algerie, la gestion efficace et l'entretien rigoureux des réseaux d'eau potable deviennent des défis majeurs à relever.

Dans la commune de Bir Kasdali, la distribution d'eau potable repose sur un réseau installé depuis 1980. Cependant, en raison la vétusté du réseau, les canalisations présentent des signes de dégradation, ce qui affecte le rendement hydraulique du réseau et compromet la conformité de l'eau aux normes.

Cette étude s'intéresse au fonctionnement et à la performance du système d'alimentation en eau potable de la commune de Bir Kasdali situé dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj, qui fait face actuellement à une problématique d'alimentation en eau potable.

Dans ce contexte, il est devenu essentiel de concevoir et de mettre en œuvre des systèmes efficaces de fourniture, de transport et de distribution de l'eau, capables de satisfaire des besoins toujours plus grands, tout en se préoccupant de la recherche de nouvelles ressources. C'est dans cette perspective que s'inscrit notre étude intitulée « Étude du système d'approvisionnement en eau potable de la commune de Bir Kassed Ali (W. de Bordj Bou Arréridj), dont la principale finalité est de concevoir et de mettre en place un système robuste et durable capable d'assurer un approvisionnement en eau potable fiable et durable à la localité de Bir Kassed Ali à l'horizon 2055.

Pour cela, nous avons réparti notre travail en six chapitres :

- Présentation de la commune de Bir Kasdali.
- Estimation des besoins en eau de la commune.
- Etude de réservoirs.
- Projection du nouveau réseau de distribution.
- Etude d'adduction et protection contre le coup de bélier.
- Organisation de chantier.

Chapitre I : Présentation de la commune de Bir Kasdali.

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons décrire de manière générale la zone d'étude en abordant ses aspects géographiques, topographiques, climatiques, géologiques, démographiques et hydrauliques. Cette présentation nous aidera à mieux comprendre les éléments qui peuvent avoir un impact sur la réalisation du projet.

I.1 Objet de l'étude

Cette étude consiste à analyser le système d'approvisionnement en eau potable dans la ville de Bir Kasdali. L'objectif est de comprendre le fonctionnement du système, d'identifier ses points faibles et de voir comment il peut être amélioré pour mieux répondre aux besoins des habitants.

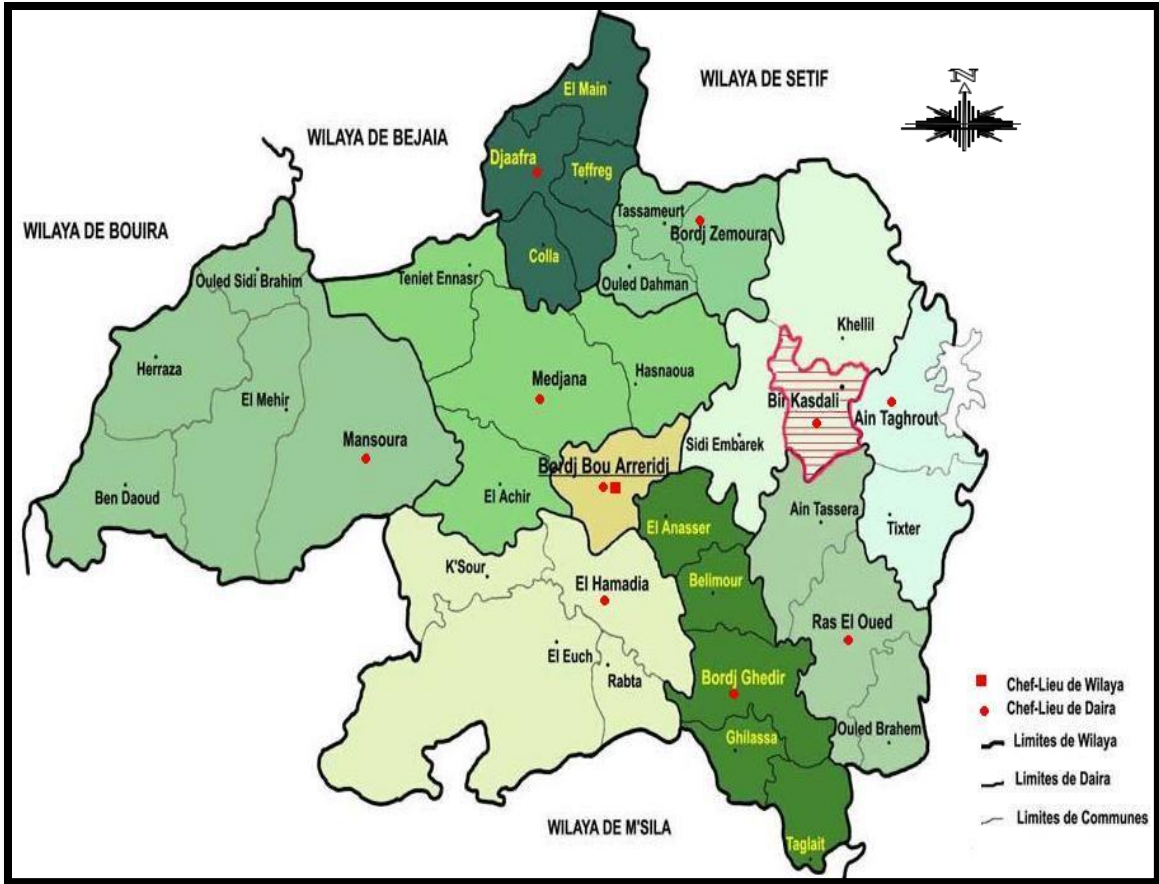
I.2 Situation géographique :

La ville de Bir Kasdali est le chef-lieu de la Commune de BIR KASDALI (W.Bordj Bou Arreridj).

La commune est située dans la région des Hauts-Plateaux, entre les monts Bibans au nord et la chaîne du Hodna au sud, dans un bassin agricole situé à 966 mètres d'altitude moyenne. Elle se trouve à 27 km au nord-est de Bordj Bou Arreridj, à environ 33 km à l'ouest de Sétif .

La ville de Bir kasdali est limitée :

- Au Nord par la Commune de Khelil.
- A l'Ouest par la Commune de Sidi Embarek.
- Au Sud par la Commune d'Ain Tassera.
- A l'Est par la Commune Ain Taghrout.



Source : Direction des ressources en eau W. Bordj Bou Arreridj.

Figure I.1: Représentation cartographique de la commune de Bir Kasdali dans le territoire de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

I.3 Situation topographique

La commune de Bir Kasdali est située dans la région des Hautes Plaines sétifiennes. Son relief se distingue par la présence de collines au nord et au sud, encadrant une cuvette centrale au niveau de la ville. Elle s'étend sur une superficie de 64,48 km², avec une altitude maximale avoisinant les 970 mètres et des pentes généralement modérées à faibles.

I.4 Situation climatique :

I.4.1 Climat :

Le climat de la région est de type semi-aride continental, marqué par des hivers froids et rigoureux ainsi que des étés chauds et secs. Les précipitations se concentrent principalement entre les mois de novembre et d'avril, avec des périodes de neige parfois importante durant l'hiver.

I.4.2 Pluviométrie :

Les moyennes mensuelles des précipitations en mm sont :

Tableau I.1: Pluviométrie moyenne mensuelle de la station d'Ain Taghrout (2010-2020).

Mois	S.	O.	N.	D.	J.	F.	M.	A.	M.	J.	J.	A.	Total annuel
P (mm)	15,1	8,33	4,84	21,1	12,2	18,12	4,08	11,6	19,02	8	16,9	18,8	158,09

Source : ANRH Station météorologique d'Ain Taghrout (2010-2020)

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 158,09 mm qui se répartie sur deux (02) périodes distinctes.

Une période concernant la saison estivale (Juin, Juillet et Aout) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 14.5 mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies comparativement de la première.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 9.4 mm et s'accroissent en hiver (Décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 17.2 mm.

I.4.3 Température :

La région de BIR KASDALI a une température moyenne de 15 C°.

Tableau I.2: Variation mensuelle des températures enregistrées à la station de Aïn Taghrout.

Mois	S.	O.	N.	D.	J.	F.	M.	A.	M.	J.	J.	A.
Temp (°C)	5,55	5,95	8,9	12,5	16	22	26,1	24,8	20,7	16	9,75	6,45

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj Station météorologique d'Ain Taghrout (2010-2020)

L'analyse des températures mensuelles met en évidence la présence de deux saisons distinctes :

- Une saison froide, s'étendant d'octobre à avril.
- Une saison chaude, allant de mars à septembre.

I.4.4 Vent :

Les variations moyennes mensuelles et annuelles sont données dans le tableau I.3 :

Tableau I. 3: Variation de vent.

Mois	S.	O.	N.	D.	J.	F.	M.	A.	M.	J.	J.	A.	Moyenne
V (m/s)	3.7	5.3	5.2	7	6	7.1	6.6	6.7	6.9	6.5	5.9	5.5	6.2

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

Les vitesses maximales sont observées en hiver, notamment en décembre (7 m/s) et janvier (7,1 m/s), tandis que les plus faibles sont enregistrées en septembre (3,7 m/s). Ces variations indiquent un vent globalement modéré à fort, ce qui peut avoir un impact sur l'évaporation, le fonctionnement des ouvrages hydrauliques

I.4.5 Humidité :

L'humidité de l'air est donnée comme :

Tableau I. 4: Variation mensuelle de l'humidité moyenne.

Mois	S.	O.	N.	D.	J.	F.	M.	A.	M.	J.	J.	A.
Humidité (%)	45	58	58	47	59	45	41	46	42	38	41	32

Source : ONM Bordj Bou Arreridj.

L'humidité relative à Bir Kasdali varie selon les saisons. Elle est élevée en hiver, avec un pic de 59 % en janvier, et basse en été, atteignant un minimum de 32 % en août. Ces variations reflètent le climat semi-aride de la région et influencent directement l'évaporation, les besoins en eau et le comportement des ouvrages hydrauliques.

I.5 Situation hydrologique

Le principal cours d'eau qui draine les eaux au niveau de la ville de BIR KASDALI est Oued El- Kef de Bir Kasdali qui draine à son tour les eaux de surface vers Oued Ain Taghrout alimentant la retenue du barrage Ain Zada.

I.6 Population

Selon les données du recensement réalisé par les services de l'APC de Bir Kasdali, la population de la commune s'élève à 19 913 habitants en 2025, avec un taux de croissance annuel moyen estimé à 2.05 %.

I.7 Situation hydraulique

I.7.1 Eaux souterraines

Le périmètre de captage de la zone de Bir Kasdali est composé de plusieurs forages assurant l'approvisionnement en eau de l'agglomération chef-lieu.

L'ensemble des forages de Djouaher et Ain Bidha assure actuellement une production totale de 55 l/s. Les forages Djouaher (2) et (3) ont un débit potentiel de 12 l/s, mais ils ne sont pas en service en raison d'un manque d'équipements. Les spécifications techniques de ces forages sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau I. 5: Paramètres caractéristiques des forages. (Source : DRE B.B.A)

Forage	Cordonnées	Débit (l/s)	Profondeur (m)	Temps de Fonction (Heures)
Djouaher	X=570.85 Y=397.50	25	170	24
Djouaher(2)	X=709,150 Y=321.800	12	103	24
Djouaher(3)	X=709,200 Y=320.100	12	150	24
Ain Bidha	X=705,400 Y=316,350	30	70	24
Ain Bidha(2)	X=678,507 Y=399,9263	15	100	24

Etat des lieux : Les équipements des différents forages sont en bon état, et la région ne comporte ni activités industrielles, ni stations d'épuration. Par conséquent, les eaux ne présentent aucun risque de contamination et peuvent être conservées pour toute la durée de l'horizon d'étude.

Tableau I. 6 Equipement des forages. (Source : DRE B.B.A)

Equipement du Forage	Equipement existe en bon état		Equipement existe en mauvais état		Equipement manquant	
	Forage Djouaher (1)(2)et (3)	Forage Ain el Bidha (1)et (2)	Forage Djouaher (1)(2)et (3)	Forage Ain el Bidha (1)et (2)	Forage Djouaher (1)(2)et (3)	Forage Ain el Bidha (1)et (2)
Appareillage de commande électrique		■	■			
Appareillage de Javellisation	■	■				
Ventouse Ø80	■	■				
Vidange Ø100	■	■				
Clapet Antiretour	■	■				
Compteur	■	■				
Vanne de réglage Ø100	■	■				
Manomètre	■	■		■		
Anti-bélier		■			■	
Génie civil	■	■				

I.7.2 Adduction

I.7.2.1 Adduction Forages Djouaher à R-1000 m³

Les trois forages de Djouaher alimentent directement le réservoir 1000 m³ par refoulement à travers une conduite d'adduction en amiante-ciment de 150 mm de diamètre, sur un linéaire de 2111 m.

Tableau I.7: Caractéristiques des ventouses et vidanges de l'adduction forages djouher a R-1500

Désignation	Caractéristiques	Observations	Cause	Recommandation
1 ^{ere} Ventouse	Ø80 mm	Dégradation avancée	Regard noyé	Changement de la ventouse
2 ^{eme} Ventouse	Ø80 mm	Bon état	-	-
3 ^{eme} Ventouse	Ø80 mm	Bon état	-	-
1 ^{ere} Vidange	Ø100 mm	Dégradation avancée	Regard noyé	Changement de la vidange
2 ^{eme} Vidange	Ø100 mm	Fuite au niveau du regard de la vidange	Cassure	Réparation de la fuite
3 ^{eme} Vidange	Ø100 mm	Bon état	-	-

Etat des lieux :

La conduite d'adduction présente un bon état physique et pourra être conservée pour toute la durée de l'horizon d'étude. Par ailleurs, les ouvrages de génie civil, notamment les regards des ventouses et des vidanges, sont également en bon état de fonctionnement.

I.7.2.2 Adduction Forages de Ain El Bidha à R-250 m³

Cette adduction est en PEHD de diamètre 90 mm qui démarre au niveau du forage, qui refoule l'eau vers le réservoir de 300 m³ situé à Aïn El Bidha. À partir de ce point, l'eau s'écoule par gravité vers le réservoir de 1000 m³. Ce système a été conçu afin de renforcer l'alimentation de ce dernier.

Tableau I.8: Caractéristiques des ventouses et vidanges.

Désignation	Caractéristiques	Observations
1 ^{ere} Ventouse	Ø80 mm	Bon état
1 ^{ere} Vidange	Ø80 mm	Bon état
2 ^{eme} Vidange	Ø80 mm	Bon état

Etat des lieux :

La conduite d'adduction présente un bon état physique et pourra être conservée pour toute la durée de l'horizon d'étude.

I.7.3 Réservoirs de stockage

Le stockage dans la ville de Bir Kasdali est assuré par deux réservoirs de capacité 1000 m³ et 250 m³, situé, respectivement au Nord Est de la commune à la sortie ver Ain Taghrout, et à l'entrée de la commune au-dessus de lycée. Il existe aussi un ancien réservoir de capacité 150 m³ à côté de réservoir 250 m³ qui n'est pas en service actuellement.

Etat des lieux :

L'état physique des réservoirs R-300 R-150 et R-250 est considéré comme satisfaisant ; ils seront donc maintenus durant l'horizon d'étude. Un renforcement par l'ajout de réservoirs supplémentaires pourra être envisagé si les besoins futurs le justifient.

Pour le R-1000 il faut changer les deux conduites à l'intérieur (conduite d'arrivée et conduite de trop plein) à cause de leur dégradation.

Tableau I. 6 : Caractéristiques des réservoirs existants.

Réservoirs existants	Capacité (m3)	Année de mise en service	Type	Etat de génie civil	Zone de distribution
R-1000	1000	1990	Semi-enterré(circulaire)	Bon	Rés250 m ³ + la ville
R-300	300	2014	Surélevé (circulaire)	Bon	50 Logts « participatif »
R-150	150	1990	Semi-enterré(circulaire)	Bon	Hors service
R-250	250	1990	Semi-enterré(circulaire)	Bon	Sud de la ville

I.7.4 Station de pompage

Les caractéristiques de la station d'AIN BEIDHA et DERA A ELHADAD sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau I. 7: Description des stations de pompage.

Station de pompage	Année de mise en service	Groupe électropompe		
		Débit (m ³ /h)	HMT (m)	Puissance pompe (KW)
Ain Bidha	2000	29	175	22
Deraa Elhadad	2016	144	190	25

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons dressé un état des lieux détaillé de la commune de Bir Kasdali, en mettant en évidence ses caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques, démographiques et hydrauliques. L'analyse des données a permis de mieux comprendre le contexte général dans lequel s'inscrit le projet d'alimentation en eau potable. Il ressort que, malgré l'existence de plusieurs infrastructures hydrauliques (forages, conduites d'adduction, réservoirs, stations de pompage), des insuffisances persistent, tant en termes de capacité, d'équipements que de fiabilité du système. Ce diagnostic constitue une base essentielle pour orienter les choix techniques dans les chapitres suivants, notamment en ce qui concerne le dimensionnement et l'optimisation du nouveau système AEP projeté pour l'horizon 2055.

**Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la
commune.**

Introduction

L'évaluation des besoins en eau représente une étape fondamentale dans toute étude d'alimentation en eau potable. Elle permet de déterminer la quantité d'eau nécessaire pour satisfaire la demande actuelle et future de la population. Ce chapitre a pour but d'analyser les besoins en eau domestiques, administratifs et commerciales, en tenant compte de l'évolution démographique et des particularités locales.

II.1 Evaluation de la population future

D'après les données fournies par l'APC de Bir Kasdali, la population en 2010 était estimée à 14 687 habitants.

Pour estimer la population future, un horizon de 30 ans a été retenu, avec un taux de croissance annuel de 2,05 %. Le calcul sera effectué à l'aide de la formule des intérêts composés.

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

Avec :

P_n : Population future (hab.) ;

P_0 : Population de l'année d'étude (hab.) ;

τ : Taux d'accroissement annuel de la population. [$\tau = 2,05\%$] ;

n : Nombre d'années entre l'année d'étude et l'horizon futur. $n=30$ ans

Le tableau ci-dessous indique l'évolution du nombre d'habitants de la commune de Bir Kasdali pour plusieurs horizons.

Tableau II. 1: Estimation démographique.

Horizons	2010	2025	2055
Taux d'accroiss %	----	2.05	2.05
Population	14687	19913	36604

Dans le cadre de cette étude nous allons prendre en considération les prévisions de **1056 logements** au niveau du P.O.S UF, **454 logements** au niveau du P.O.S 5 et **873 logements** au niveau du P.O.S 6 et si on considère un taux d'occupation par logement de 6 nous aurons une population supplémentaire au centre de Bir Kasdali à long terme de :

P.O. S	P.O.S UF	P.O.S 5	P.O.S 6	Total
Nombre d'habitants	6336	2724	5238	14298

Le nombre d'habitants de la ville de Bir Kasdali + P.O.S UF,5 et 6 pour différents horizons est :

Tableau II. 2: Estimation de l'évolution de la population.

	2025	2055
Bir Kasdali + P.O.S UF,5 et 6	Habitants	Habitants
Population	19913	50902

Source : A.P.C de Bir Kasdali

II.2 Evaluation des besoins en eau potable

L'estimation des besoins en eau nécessaire reste incertaine, car chaque type de besoin dépend de plusieurs facteurs qui varient dans le temps et d'une agglomération à une autre. Ces besoins sont influencés par le climat, les habitudes de consommation, le type d'agglomération, le niveau d'équipement ainsi que le profil des consommateurs.

II.2.1 Sélection de dotation

Outre la situation économique des consommateurs, plusieurs facteurs influencent la variation des besoins en eau d'une agglomération, notamment la disponibilité des ressources, l'usage d'équipements domestiques modernes et le développement de l'activité industrielle. À cela s'ajoute une variation saisonnière marquée, avec une consommation minimale en hiver et un pic durant la période estivale, en raison des températures élevées et de l'humidité. En tenant compte de ces paramètres ainsi que des recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour peut être estimée comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II.2.2 Répartition des besoins en eau par catégorie d'usage

La consommation d'eau diffère selon le type de consommateur. Ainsi, avant d'entreprendre tout projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel d'identifier l'ensemble des catégories de consommateurs présents au sein de l'agglomération. Dans le cadre de l'étude menée pour la commune, une attention particulière doit être accordée aux différentes catégories de besoins, notamment :

- Besoins domestiques

- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

II.2.3 Consommation moyenne journalière par catégorie d'usage

II.2.3.1 Besoins domestiques

L'estimation des besoins en eau potable à usage domestique dépend directement de l'évolution de la population et à l'élévation du niveau de vie. Pour notre agglomération, vue le nombre d'habitant ci-dessus la dotation domestique sera prise égale à 200 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière, exprimée en mètres cubes par jour, est calculée par :

$$Q_{moyj} = \frac{Q_i \times N_i}{1000} \quad (m^3/j) \quad \text{II.2}$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Q_i : Dotation moyenne journalière en l/j/hab. ;

N_i : Nombre d'usager formant la catégorie de consommateurs.

Tableau II. 3: Récapitulation des consommations domestiques en eau

Horizon	Nombre de consommateurs.	Dotation moyenne journalière	$Q_{moyj} \quad (m^3/j)$
2025	19913	150	2986.95
2055	50902	200	10180.4

II.2.3.2 Besoins scolaires

Les besoins en eau des différents établissements scolaires situés dans les localités de notre étude sont :

Tableau II. 4: Récapitulation des besoins scolaires.

Etablissement	Nombre	Effectifs (nombre d'élèves)	Dotation (l/j/élève)	Débit (m3/j)
Ecoles.Primaires	05	1937	10	19.37
C.E.M	02	1280	15	19.2
Lycée	01	634	15	9.51
C.F.P. A	01	400	15	6
Total				54.08

II.2.3.3 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires des différentes localités sont :

Tableau II. 5: Récapitulation des besoins sanitaires.

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/ usager)	Débit (m3/j)
Polyclinique (malades)	02	120	200	24
Centre De Sante (malades)	02	80	200	16
Pharmacies	05	15	10	0.15
Total				40.15

II.2.3.4 Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités sont :

Tableau II. 6: Récapitulation des besoins administratifs.

Etablissement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ m²)	Débit (m3/j)
Subdivision Hydraulique	10	10	0.1
Ade	10	10	0.1
A.P.C	100	10	1

Estimation des besoins en eau de la commune

P.T. T	10	10	0.1
S.U.C.H	10	10	0.1
Sonelgaz	70	10	0.7
Sureté Urbaine	30	10	0.3
Gendarmerie	20	10	0.2
Daira	30	10	0.3
Total			2.8

II.2.3.5 Besoins culturels

Les divers équipements culturels des localités sont :

Tableau II. 7: Récapitulation des besoins culturels.

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/ usager)	Débit (m3/j)
Mosquée	03	1500	20	30
E. Coranique	01	100	15	1.5
Stade Municipal	01	60 (nombre de douche)	25	1.5
Total				33.15

II.2.3.6 Besoins socioculturels

Les divers équipements socioculturels des localités sont :

Tableau II. 8: Récapitulation des besoins socioculturels.

Etablissement	Effectifs	Dotation (l/j/ m ²)	Débit (m3/j)
Bibliothèque	50	10	0.5
Maison De Jeunes	80	15	1.2
Total			1.7

II.2.3.7 Besoins Commerciales

Les divers équipements commerciaux des localités sont :

Tableau II. 9: Récapitulation des besoins commerciales.

Etablissement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
Café	35	10	0.35
Boulangerie	36	30	1.08
Restaurant	90	30	2.7
Station de Lavage	10	25	0.25
Marche	60	5	0.3
Bains-Douches	40	25	1
Abattoir	50	30	1.5
Total			7.18

II.2.3.8 Besoins en eau futurs des équipements de différents P.O.S « UF, 5 et 6 »

Les besoins en eaux futurs sont :

Tableau II. 10: Tableau des besoins des équipements.

Equipements		Nombre	Unité	Effectif	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
Scolaires	Ecoleprimaires	2	Élève	800	10	8
	Cem	2	Élève	1000	15	15
	Lycée	2	Élève	1200	15	18
	C.F.P. A	1	Etudiant	30	15	0.45
Sanitaires	Centre De Sante	1	Patient	80	200	16
Sportif	Stade	2	m ²	60	5	0.3
	Salle Polyvalente	1	Sportif	100	25	2.5
	Salle Omnisport	1	Sportif	100	25	2.5
Culturels	Mosquée	2	Fidèle	800	20	16
	E. Coranique	1	Élève	100	10	1
	Centre Loisir	1	Visiteur	100	10	1
Socio-Culturels	Bibliothèque	1	Visiteur	50	10	0.5
	Crèche	1	Enfant	60	10	0.6
Total						81.85

Remarque :

Pour couvrir les besoins en eau des piscines publiques ainsi les besoins de la protection civile une réserve est prise en compte dans la capacité du réservoir, correspondant à 10 % du volume global.

II.2.4 Demande globale en eau de l’agglomération

Le tableau récapitule la demande en eau pour toute l’agglomération :

Tableau II. 11: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale.

Catégories de consommateurs	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Besoins domestiques	10180.4
Besoins scolaires	54.08
Besoins sanitaires	40.15
Besoins administratifs	2.8
Besoins culturels	33.15
Besoins sociocultural	1.7
Besoins Commerciales	7.18
Besoins équipement des P.O.S	81.85
Total	102024.91

Nous avons évalué les besoins en eau pour les usages domestiques de notre agglomération. En ce qui concerne les équipements publics, nous prévoyons une augmentation uniforme des besoins, sur tout l’ensemble des secteurs de la commune. Le taux de croissance estimé pour ces besoins, selon les différentes périodes :

Tableau II. 12: Taux d’évolution des consommations associées aux équipements.

Horizon	Taux d’accroissement
2035 (court terme)	10%
2045 (moyen terme)	20%
2055 (long terme)	30%

Source : DRE Bir Kasdali 2025

Donc on calcule les débits d'équipement pour les différents horizons :

Horizon	Taux d'accroissement	Q équipement futur (m3/j)
2055	30%	180.8

II.2.5 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération

Les besoins moyens totaux en eau de la commune de Bir Kasdali sont :

Tableau II. 13: Résumé des besoins journaliers en eau estimés pour chaque horizon d'étude.

Zone	Horizon	Besoins domestiques (m3/j)	Besoins d'équipements de base (m3/j)	Consommation moyenne journalière totale (m3/j)
Bir Kasdali	2025	2986.95	133.045	3119.995
	2055	10180.4	180.8	11988.4

II.3 Variations de la consommation journalière

La consommation d'eau journalière varie tout au long de l'année, selon les habitudes et les activités des usagers. Nous portons ainsi notre attention sur les journées de consommation maximale et minimale.

II.3.1 Consommation maximale journalière

Cette variation est représentée par le coefficient d'irrégularité journalière le plus élevé, qui reflète les fluctuations de la consommation d'un jour à l'autre. Il s'exprime comme le quotient de la consommation journalière maximale sur la consommation journalière moyenne.

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad \text{II.3}$$

Avec : $K_{\max j} = (1, 1, 1, 3)$ On prend alors $K_{\max j}$ égale à 1.3

Ce coefficient indique combien de fois le débit journalier maximal dépasse le débit journalier moyen.

II.3.2 Consommation minimale journalière

Cette variation est représentée par le coefficient d’irrégularité journalière le plus basse, Il s’exprime comme le quotient de la consommation journalière minimale sur la consommation journalière moyenne.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad \text{II.4}$$

Avec $K_{\min j} = (0,7 - 0,9)$ On prend alors $K_{\min j}$ égale 0.8

Il indique combien de fois la consommation journalière minimale est inférieure à la consommation journalière moyenne.

Tableau II. 14: Détermination des consommations journalières extrêmes (maximale et minimale).

	$Q_{\text{moy } j}$	$K_{\text{max } j}$	$Q_{\text{max } j}$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$
2025	3126	1.3	4063	0.8	2500.8
2055	11988.4	1.3	15584.92	0.8	9590.72

II.4. Variations de la consommation horaire

II.4.1 Estimation de la consommation horaire maximale

Elle est déterminée à l’aide du coefficient d’irrégularité horaire maximale, lequel exprime l’augmentation du débit horaire pendant la journée de plus forte consommation de l’année. En général, ce coefficient se décompose en deux autres : α_{max} et β_{max} , selon la relation suivante :

$$K_{\text{max } h} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad \text{II.5}$$

Avec :

- α_{max} : Ce coefficient, qui prend en compte le niveau de confort des équipements de l’agglomération ainsi que le régime de travail. ($\alpha_{\text{max}} = 1,3$)
- β_{max} : Coefficient étroitement lié au nombre d’habitants.

II.4.2 Consommation minimale horaire

Est le coefficient d’irrégularité horaire minimale, qui permet d’estimer le débit horaire minimal en cas de sous-consommation.

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad \text{II.6}$$

Avec :

- α_{\min} : varie de 0,4 à 0, 6. (On prend : $\alpha_{\min} = 0.4$)
- β_{\min} : Coefficient étroitement lié au nombre d'habitants.

Donc pour notre cas d'études, les variations de la consommation horaire sont :

Tableau II. 15: Les variations des coefficients α et β .

Horizon	α_{\max}	β_{\max}	α_{\min}	β_{\min}
2025	1,3	1.14	0.4	0.62
2055	1,3	1.14	0.4	0.62

II.4.3 Débit moyen horaire

Le débit moyen par heure est déterminé selon la relation suivante :

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{max j}}{24} \quad (m^3/h) \quad \text{II.7}$$

Avec :

- $Q_{moy h}$: Consommation moyenne par heure en m^3/h
- $Q_{max j}$: Débit journalier maximal en m^3/j

Tableau II. 16: Évaluation des consommations extrêmes et horaires.

Horizon	$Q_{moy h}$ (m^3/h)	$K_{max h}$	$Q_{max h}$ (m^3/h)	$K_{min h}$	$Q_{min h}$ (m^3/h)
2025	169.3	1.482	250.9	0.248	41.98
2055	649.4	1.482	962.4	0.248	161.05

II.5 Profil de consommation de l'agglomération

Les débits horaires dans une agglomération sont directement influencés par sa taille démographique. Les profils de variation au cours de la journée sont établis selon le nombre d'habitants desservis.

Cette variation horaire est exprimée en pourcentage (%) du débit journalier maximal.

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est entre 10001 et 50000 habitants (le nombre d'habitant en 2055 sera 50902 habitants).

II.5.1 Régime de consommation de l'agglomération en 2025

On calcule les débits horaires disponibles actuellement :

Tableau II. 17: Variation des débits horaires (2025).

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max j} = 4063 \text{ m}^3/j$			
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	60.945	1.5	60.84
1-2	1.5	60.945	3	121.785
2-3	1.5	60.945	4.5	182.73
3-4	1.5	60.945	6	243.675
4-5	2.5	101.575	8.5	345.25
5-6	3.5	142.205	12	487.455
6-7	4.5	182.835	16.5	670.29
7-8	5.5	223.465	22	893.755
8-9	6.25	253.9375	28.25	1147.6925
9-10	6.25	253.9375	34.5	1401.63
10-11	6.25	253.9375	40.75	1655.5675
11-12	6.25	253.9375	47	1909.505
12-13	5	203.15	52	2112.655
13-14	5	203.15	57	2315.805
14-15	5.5	223.465	62.5	2539.27
15-16	6	243.78	68.5	2783.05
16-17	6	243.78	74.5	3026.83
17-18	5.5	223.465	80	3250.295
18-19	5	203.15	85	3453.445
19-20	4.5	182.835	89.5	3636.28
20-21	4	162.52	93.5	3798.8
21-22	3	121.89	96.5	3920.69
22-23	2	81.26	98.5	4001.95
23-24	1.5	60.945	100	4062.895

A partir de ce tableau on trouve :

- $Q_{max h} = 253.9375 \text{ m}^3/\text{h}$ (de 8h à midi)
- $Q_{min h} = 60.945 \text{ m}^3/\text{h}$ (de 23h à 4h du matin)

La figure représente le tracer de diagramme à barre de la consommation en eau à l’horizon 2025

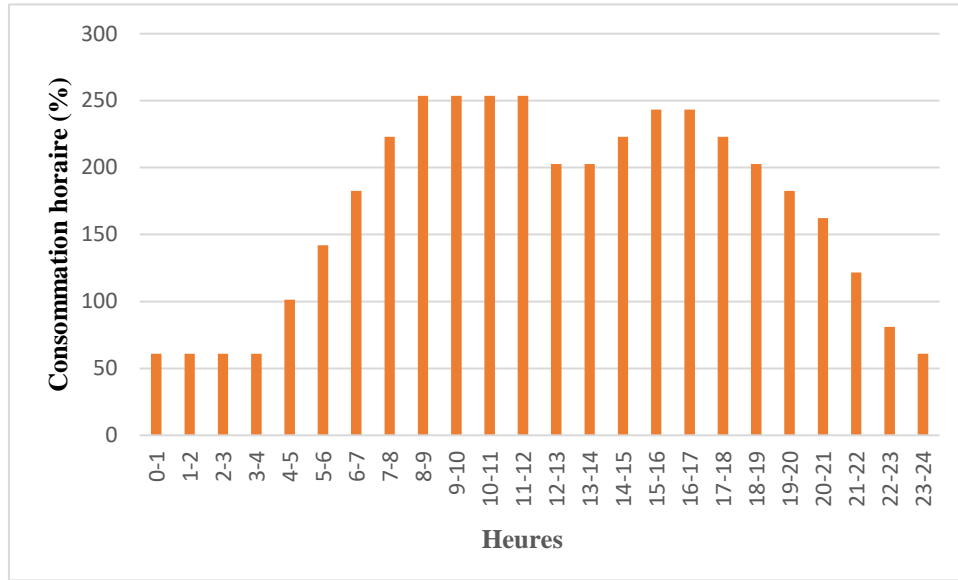


Figure II. 1: Représentation graphique de l’évolution journalière de la consommation (2025).

Interprétation :

Ce graphique a pour but de visualiser les variations horaires de la consommation d’eau au cours d’une journée type à l’horizon 2025. Il met en évidence les périodes de forte demande, notamment entre 8h et 12h, où la consommation atteint un maximum de 253,94 m³/h, ainsi que les heures creuses, situées entre 23h et 4h, avec un minimum de 60,95 m³/h.

La figure représente la courbe intégrale de la consommation en eau à l'horizon 2025

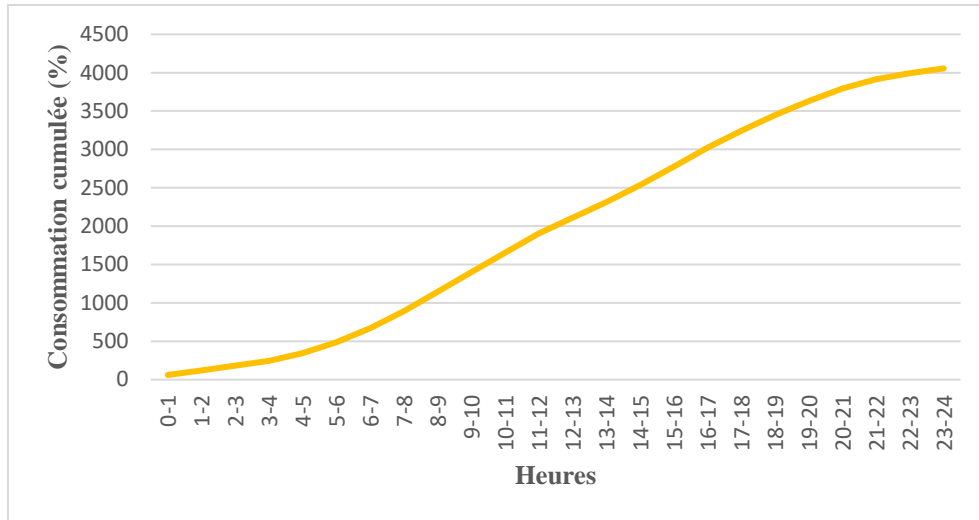


Figure II. 2: Profil cumulé de la consommation en eau (2025).

Interprétation :

L'objectif de ce graphique est de représenter la consommation cumulée d'eau sur 24 heures, afin de mieux comprendre la répartition globale de la demande journalière. On y observe une pente accrue en matinée, correspondant à la période de plus forte utilisation, puis une progression plus lente en fin de journée.

II.5.2 Régime de la consommation de l'agglomération à l'horizon 2055

On calcule les débits horaires disponibles au futur :

Tableau II. 18: Variation des débits horaires (2055).

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max j} = 21545.3m^3/j$			
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	232.41	1.5	323.1795
1-2	1.5	232.41	3	555.5895
2-3	1.5	232.41	4.5	787.9995
3-4	1.5	232.41	6	1020.4095
4-5	2.5	387.35	8.5	1407.7595
5-6	3.5	542.29	12	1950.0495
6-7	4.5	697.23	16.5	2647.2795
7-8	5.5	852.17	22	3499.4495
8-9	6.25	968.375	28.25	4467.8245
9-10	6.25	968.375	34.5	5436.1995
10-11	6.25	968.375	40.75	6404.5745
11-12	6.25	968.375	47	7372.9495
12-13	5	774.7	52	8147.6495
13-14	5	774.7	57	8922.3495
14-15	5.5	852.17	62.5	9774.5195
15-16	6	929.64	68.5	10704.1595
16-17	6	929.64	74.5	11633.7995
17-18	5.5	852.17	80	12485.9695
18-19	5	774.7	85	13260.6695
19-20	4.5	697.23	89.5	13957.8995
20-21	4	619.76	93.5	14577.6595
21-22	3	464.82	96.5	15042.4795
22-23	2	309.88	98.5	15352.3595
23-24	1.5	232.41	100	15584.7695

A partir de ce tableau on trouve :

- $Q_{max h} = 968.375 \text{ m}^3/\text{h}$ (de 8h à midi)
- $Q_{min h} = 232.41 \text{ m}^3/\text{h}$ (de 23h à 4h du matin)

Le figure ci-dessous représente le tracer de diagramme à barre de la consommation en eau à l'horizon 2055 :

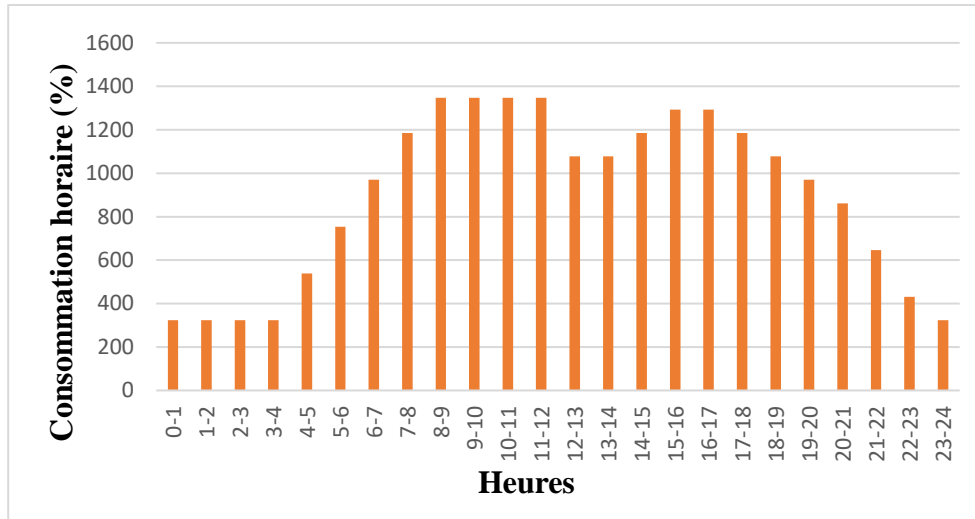


Figure II. 3: Représentation graphique de l'évolution journalière de la consommation (2055).

Interprétation :

Ce graphique a pour objectif de visualiser la variation horaire de la consommation d'eau à l'horizon 2055. Il met en évidence un débit minimal de 232,41 m³/h entre 23h et 4h, et un pic de consommation atteignant 968,38 m³/h entre 8h et 12h, ce qui reflète l'intensification des besoins futurs liés à la croissance démographique. Cette courbe est essentielle pour prévoir les charges sur les installations de pompage et adapter le débit des équipements à venir.

Le figure ci-dessous représente la courbe intégrale de la consommation en eau à l’horizon 2055

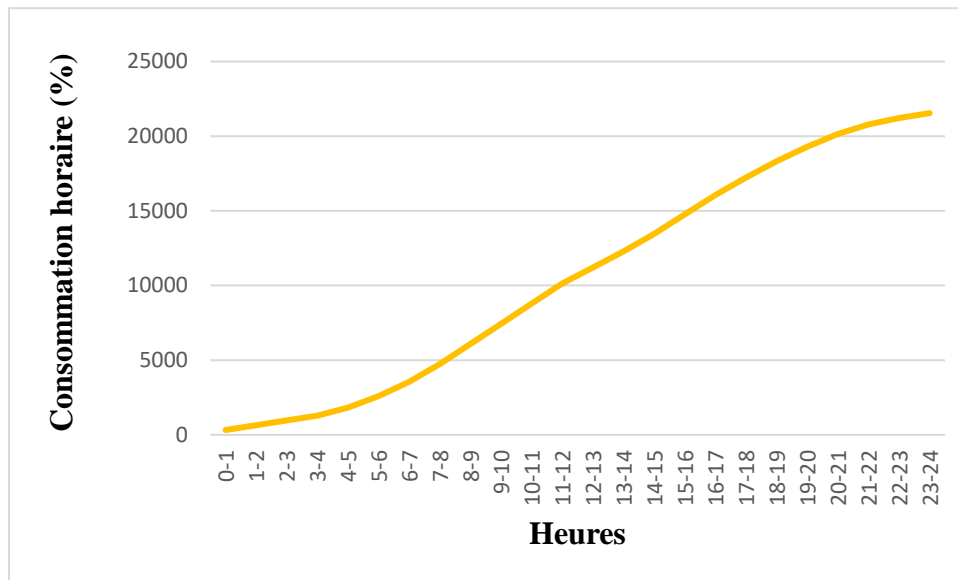


Figure II. 4: Profil cumulé de la consommation en eau (2055).

Interprétation :

Cette figure présente la consommation cumulée sur 24 heures, permettant d’identifier les périodes de forte demande à long terme. La pente la plus marquée est observée entre 6h et 14h, traduisant une hausse rapide de la consommation, suivie d’une stabilisation progressive en soirée. Ce graphique est particulièrement utile pour dimensionner les volumes de stockage nécessaires et organiser les plages de remplissage et de vidange des réservoirs.

II.6 Analyse du rapport Ressources/Besoins en eau de la zone d’étude

Une fois la consommation journalière maximale déterminée, nous procédons à la vérification de la capacité de la ressource disponible dans la région d’étude. Cette évaluation se fait en supposant que les débits des forages et des sources sont constants.

Tableau II. 19: Capacité de production des sources d’eau disponibles.

Localité	Ressources	Production		Total m ³ /j
		l/s	m ³ /j	
Bir Kasdali	Djouaher	25	2160	8121.6
	Ain Bidha	30	2592	

	Ain Bidha (2)	15	1296	
	Djouaher (2)	12	1036.8	
	Djouaher (3)	12	1036.8	

Ce tableau présente une comparaison entre les besoins en eau de l'agglomération et les débits disponibles en production pour les différentes périodes futures.

Tableau II. 20: Bilan Ressources-Besoins à différents horizons.

Horizon	2025	2055
Besoins journalier m³/j	4063	15584.92
Production m³/j	6825.6	6825.6
Bilan m³/j	2762.6	-8759.32
Bilan l/s	32	-101.4

Bilan = Débit total des forages – Demande journalière en eau

D'après le bilan, il ressort que les ressources disponibles couvrent pour l'instant la demande, mais un déficit est prévu jusqu'à l'horizon 2055. Il faudra donc prévoir de nouvelles sources d'eau pour répondre à la demande future.

Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer de manière détaillée l'estimation des besoins en eau potable pour la commune de Bir Kasdali intègre à la fois la croissance de la population et les différentes catégories de consommation. L'analyse montre une augmentation progressive de la consommation à travers les années sur un débit de 968,38 m³/h, nécessitant une planification rigoureuse pour assurer une alimentation en eau durable et suffisante à long terme.

L'analyse montre que les ressources en eau existantes ne pourront pas répondre durablement aux besoins à venir. Il est donc essentiel d'explorer une nouvelle source d'eau, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III : Etude de réservoir.

Introduction

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, le réservoir a pour fonction principale de stocker les volumes nécessaires et de réguler les débits pour compenser les écarts entre la production et la demande.

Pour notre agglomération, le système de stockage est constitué de plusieurs ouvrages, dont trois réservoirs semi-enterrés de volumes différents, ainsi qu'un château d'eau situé dans la partie sud de la commune.

Ce chapitre a pour objectif de déterminer le volume de stockage nécessaire, aussi bien pour la situation actuelle que pour les besoins futurs, afin d'assurer un fonctionnement optimal et ininterrompu du réseau de distribution.

III.1 Rôle des réservoirs

Le réservoir joue un rôle essentiel à la fois sur les plans technique et économique grâce aux différentes fonctions qu'il assure.

III.1.1 Fonction technique

Sur le plan technique, le réservoir contribue au bon fonctionnement du réseau en assurant notamment :

- La régulation du débit dans les installations situées à la fois en amont et en aval ;
- Le maintien d'une pression stable et adaptée dans le réseau de distribution ;

III.1.2 Fonction économique

Le réservoir apporte également des avantages économiques significatifs, notamment :

- La diminution des investissements requis pour les autres ouvrages du réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P.) ;
- La réduction des dépenses liées à la consommation d'énergie ;
- Le volume de stockage est dimensionné en fonction du fonctionnement des ouvrages en amont et des fluctuations journalières ou saisonnières de la consommation.
- Un emplacement déterminé selon la configuration du terrain : en zone plane ou en relief, le réservoir peut être enterré, semi-enterré ou surélevé afin d'optimiser les coûts et le fonctionnement du réseau.

III.2 Catégories des réservoirs

Les réservoirs d'eau doivent être conçus avec des matériaux offrant à la fois une grande stabilité, une durabilité à long terme et une protection efficace de la qualité de l'eau stockée. Ils peuvent être classés selon différents critères, en fonction de leur conception, de leur implantation ou de leur structure.

III.2.1 Selon du matériau de construction

Les réservoirs se distinguent par les matériaux utilisés dans leur construction, ce qui influence leur robustesse, leur coût et leur entretien. On distingue principalement :

- Les réservoirs métalliques;
- Les réservoirs en maçonnerie;
- Les réservoirs en béton armé.

On utilise le béton armé pour construire les réservoirs d'eau car il est solide, durable et peut résister à la pression de l'eau. Il assure aussi une bonne étanchéité et s'adapte facilement aux besoins du projet.

III.2.2 Selon de leur implantation

La classification peut aussi se faire selon la position du réservoir par rapport au terrain naturel, en tenant compte des caractéristiques topographiques du site :

- Réservoirs enterrés;
- Réservoirs semi-enterrés;
- Réservoirs posés à même le sol ;
- Réservoirs surélevés, tels que les châteaux d'eau.

Comme notre terrain est faiblement accidenté, il est préférable de construire un réservoir semi-enterré. Ce type de réservoir s'adapte mieux aux pentes naturelles du sol, permet une meilleure intégration dans le relief, réduit les travaux de terrassement et offre une meilleure stabilité.

III.2.3 Selon leur forme géométrique

Enfin, les réservoirs peuvent être différenciés selon leur forme ou leur section, en fonction des besoins techniques ou des contraintes d'espace :

- Réservoirs à section circulaire;
- Réservoirs à section rectangulaire;

La forme cylindrique est souvent choisie pour les réservoirs car elle supporte bien la pression de l'eau, est facile à entretenir et convient particulièrement aux réservoirs de compris entre 50 m³ et 2 000 à 5 000 m³.

III.3 Choix du type de réservoir

Afin d'assurer efficacement les fonctions qui leur sont assignées, les réservoirs destinés à l'alimentation du chef-lieu Bir Kasdali sont conçus sous forme circulaire et partiellement enterrés. Ce choix de conception résulte de plusieurs considérations, notamment :

- Caractéristiques topographiques de notre région.
- Conditions de fonctionnement hydraulique du système de distribution : volume du réservoir suffisant, pression à assurer minimum 10 m.
- La continuité du service d'approvisionnement et l'accessibilité opérationnelle du réseau
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

III.4 Localisation des réservoirs

La localisation des réservoirs doit prendre en compte diverses contraintes topographiques. Il est donc essentiel de prendre en considération les points suivants :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité afin d'assurer un écoulement naturel de l'eau. Cependant, ce principe ne s'applique pas dans notre cas, puisque le remplissage de réservoir se fait par pompage
- Le réservoir sera localisé en périphérie du réseau de distribution afin de faciliter son alimentation par gravité et de garantir une bonne pression dans les canalisations.
- La hauteur du radier du réservoir doit dépasser la cote piézométrique maximale requise dans le réseau afin d'assurer une pression suffisante pour tous les abonnés.

III.5 Techniques d'évaluation de la capacité de stockage des réservoirs

III.5.1 Capacité de réservoir d'alimentation

Le calcul de volume d'un réservoir doit prendre en compte les fluctuations des débits, tant à l'entrée qu'à la sortie, ainsi que le mode d'exploitation des ouvrages en amont et la variabilité de la demande en eau.

Le volume nécessaire est donc déterminée à partir du débit d'alimentation, du débit de distribution,

auxquels s'ajoute une réserve destinée à la lutte contre l'incendie. Pour ce calcul, deux méthodes peuvent être utilisées :

III.5.1.1 La méthode analytique

Prend en considération les débits entrants et sortants du réservoir, et consiste à calculer, heure par heure, le volume résiduel disponible dans le réservoir durant la journée

$$V_r = \alpha(\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad \text{III.1}$$

Avec :

V_r : Volume utile.

α : Fraction horaire du débit maximum journalier.

$Q_{\max j}$: Le débit maximale journalière.

Le volume global du réservoir correspond à la somme du volume de régulation et du volume dédié à la protection incendie.

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (\text{m}^3) \quad \text{III.2}$$

Avec :

V_T : Volume du réservoir

V_{inc} : Volume d'incendie estimé m^3

III.5.1.2 La méthode graphique

Elle s'appuie sur l'analyse de la courbe de consommation horaire et de la courbe de pompage, afin de déterminer la capacité du réservoir à partir de l'écart maximal entre l'eau consommée et l'eau apportée.

$$V_r = \Delta V_1 + \Delta V_2 \quad (\text{m}^3) \quad \text{III.3}$$

III.6 Evaluation de la réserve

III.6.1 Principe de calcul

La méthode analytique a été choisie pour ce projet, reposant sur l'analyse comparative de deux régimes hydrauliques spécifiques :

- Le régime de demande en eau de l'agglomération, modélisé à l'aide de la courbe de variation de la consommation.

- Le régime de pompage depuis la source jusqu'au réservoir, établi sur un cycle de pompage continu de 24 heures.

III.6.1.1 Calcul du débit d'apport (Q_{app})

Le débit entrant, issu du piquage sur la conduite de transfert du barrage de Ain Zada vers le réservoir, est assuré en continu sur une durée de 24 heures :

$$Q_{app} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \text{III.4}$$

Avec :

Q_{app} : Débit entrant dans le réservoir.

Tableau III.1 : Évaluation du volume de stockage nécessaire.

Heure	Consommation horaire	Q arrivé	Stockage	Départ de distribution	Capacité horaire
h	%	%	%	%	%
0-1	1.5	4.17	2.67	-	8.81
1-2	1.5	4.17	2.67	-	11.48
2-3	1.5	4.17	2.67	-	14.15
3-4	1.5	4.17	2.67	-	16.82
4-5	2.5	4.17	1.67	-	18.49
5-6	3.5	4.17	0.67	-	19.16
6-7	4.5	4.17	-	0.33	18.83
7-8	5.5	4.17	-	1.33	17.5
8-9	6.25	4.17	-	2.08	15.42
9-10	6.25	4.17	-	2.08	13.34
10-11	6.25	4.17	-	2.08	11.26
11-12	6.25	4.17	-	2.08	9.18
12-13	5	4.17	-	0.83	8.35
13-14	5	4.17	-	0.83	7.52
14-15	5.5	4.17	-	1.33	6.19
15-16	6	4.17	-	1.83	4.36
16-17	6	4.16	-	1.84	2.52

17-18	5.5	4.16	-	1.34	1.18
18-19	5	4.16	-	0.84	0.34
19-20	4.5	4.16	-	0.34	0
20-21	4	4.16	0.16	-	0.16
21-22	3	4.16	1.16	-	1.32
22-23	2	4.16	2.16	-	3.48
23-24	1.5	4.16	2.66	-	6.14

Le tableau met en évidence un résidu maximal de 19.16 %, en excluant la réserve incendie. Le volume de stockage est donc calculé selon la relation suivante :

$$V_{tot} = \alpha(\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} + V_{inc} \quad (\text{m}^3) \quad \text{III.5}$$

On prend $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

Tableau III.2 : Bilan de capacité de stockage.

Horizons	2025	2055
$\alpha(\%)$	19.16	19.16
Q max j (m^3/j)	4063	15584.92
V_u (m^3)	796.75	3056.2
V_{inc} (m^3)	120	120
Besoins en stockage (m^3)	916.75	3176.2
Capacité disponible (m^3)	1700	1700
Déficit (m^3)	-	1476.2
Surplus (m^3)	783.25	-

III.6.1.2 Interprétation des résultats

Le réseau de distribution de la commune de Bir Kasdali est alimenté actuellement par 3 réservoirs et un château d'eau qui sont :

Tableau III.3 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants.

Nom	Volume (m ³)	Forme	C _{TN}	C _R	Année de réalisation	Etat
R-1000	1000	Réservoir	1019	1017	1990	Moyen
R-300	300	Château d'eau	1001	1016	2014	Moyen
R-150	150	Réservoir	994	992	1986	Bon
R-250	250	Réservoir	994	992	1986	Bon

Donc la capacité de stockage totale existante est de 1700 m³.

Après avoir calculé le volume de stockage nécessaire pour le chef-lieu Bir Kasdali, on a constaté que le volume actuel ne suffit pas pour les besoins futurs en 2055. Pour cela, un nouveau réservoir de 1500 m³ sera construit qui sera réalisé en béton armé, semi enterré et en forme circulaire. Ainsi, le volume projeté correspondra au volume du déficit constaté.

III.6.2 Calcul du volume de réservoir

Le choix se porte sur un réservoir cylindrique, dont les dimensions géométriques seront calculées à partir de la formule suivante :

$$V = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) H \quad (\text{m}^3) \quad \text{III.6}$$

$$\text{Donc } D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi H}}$$

Avec :

V : Volume du réservoir (m³).

D : Diamètre du réservoir (m).

H : Hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m).

Pour notre cas on propose une hauteur d'eau de $h = 7$ m

La hauteur de 7 m permet d'assurer une bonne pression dans le réseau, un écoulement naturel de l'eau, et une structure stable du réservoir. Elle est adaptée au terrain en moyen pente et offre un volume suffisant pour répondre aux besoins journaliers et aux pointes de consommation.

$$\text{Donc } D = \sqrt{\frac{4 \times 1500}{\pi \times 7}} = 16.52 \text{ m}$$

- Pour un diamètre normalisé on prend : $D = 16.5 \text{ m}$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 16.5^2}{4} = 213.82 \text{ m}^2$$

- Pour la hauteur de la cuve :

$$H = \frac{V}{S} = \frac{1500}{213.82} = 6.98 \text{ m}$$

Pour une hauteur normalisée on prend : $H = 7 \text{ m}$

- Hauteur de la réserve d'incendie :

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{243.28} = 0.55 \text{ m}$$

Tableau III.4 : Caractéristique de réservoir projeté.

Réservoir	Type	Volume (m ³)	D(m)	H(m)	H _{inc}	C _{TN}
Projeté	Semi-enterré	1500	16.5	7	0.5	1030

Le choix de l'emplacement du réservoir a été déterminé en fonction de la position de la source. Il est généralement implanté à proximité de celle-ci, en périphérie de l'agglomération, et de préférence en altitude afin de permettre une distribution gravitaire. Ainsi, dans notre cas, le réservoir a été localisé en amont de la commune, à une cote de 1030 m, ce qui permet d'assurer l'alimentation en eau jusqu'au point le plus défavorisé du réseau en termes de pression.

III.7 Les équipements des réservoirs

III.7.1 Conduite d'arrivée

Il s'agit de la conduite d'alimentation du réservoir, qui arrive par le haut à l'aide d'un siphon noyé. Elle est généralement positionnée à l'opposé de la conduite de sortie afin d'assurer un bon renouvellement de l'eau dans tout le volume du réservoir.

III.7.2 Conduite de départ

La conduite de départ est raccordée à faible hauteur au-dessus du radier (environ 15 à 20 cm) afin de prévenir l'entraînement de boues ou de sables dans le réseau. Son extrémité est équipée d'une crépine coudée, conçue pour empêcher la formation de vortex, de provoquer une entrée d'air dans la conduite

III.7.3 Conduite du trop-plein

La conduite de trop-plein sert à limiter le niveau de l'eau dans le réservoir pour éviter tout débordement. Elle est équipée d'un embout simple à emboîtement, dont l'extrémité, en forme de siphon, empêche l'infiltration de corps étrangers ou nuisibles dans la cuve.

III.7.4 Conduite de vidange

Issue du fond du réservoir, elle se relie à la conduite de trop-plein et intègre un robinet-vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir.

III.7.5 Conduite BY-PASS

Elle établit la connexion avec la conduite de départ et assure la distribution lorsque le réservoir est isolé pendant le nettoyage du réservoir ou la maintenance.

III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour préserver efficacement une réserve destinée à la lutte contre l'incendie, son utilisation doit être physiquement empêchée en situation normale. Elle ne peut être mobilisée qu'en cas de besoin, par l'ouverture d'une vanne spécifique. À cette fin, un système en siphon est couramment mis en place.

III.7.6.1 Le système à siphon

Lorsque le niveau d'eau atteint celui réservé à la lutte contre l'incendie, le siphon se désamorce automatiquement, interrompant ainsi l'écoulement, grâce à l'évent, empêchant ainsi toute utilisation de cette réserve. Cela permet un renouvellement constant de l'eau dans le réservoir, tout en garantissant la disponibilité permanente du volume réservé à la lutte contre l'incendie.

III.8 Entretien des réservoirs

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Mise hors service et vidange du réservoir ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons défini le rôle essentiel des réservoirs dans l'équilibre entre production et distribution d'eau potable. L'étude a permis de déterminer les volumes nécessaires à court et à long terme. Actuellement, la capacité de stockage est suffisante, mais un déficit est prévu à l'horizon 2055. Pour y remédier, la construction d'un nouveau réservoir de 1 500 m³ est proposée, en béton armé, de forme circulaire et semi-enterré sur une cote de 1030 m. Ses caractéristiques ont été dimensionnées pour répondre aux exigences techniques du réseau, assurer une pression adéquate et intégrer une réserve incendie efficace.

Chapitre IV : Projection du nouveau réseau de distribution.

Introduction

Le réseau de distribution de la commune Bir Kasd Ali a été conçu pour la première fois en 1980. Depuis, la ville a connu une expansion significative, sa superficie ayant été multipliée par quatre. Cependant, les cartes du réseau n'ont jamais été mises à jour pour refléter cette extension. Compte tenu de cette situation et de l'évolution urbaine de la ville, nous avons décidé de réaliser un nouveau tracé du réseau d'alimentation, couvrant l'ensemble de la ville, afin de garantir un approvisionnement en eau potable adapté à la demande locale et d'assurer une gestion pour améliorer des performances des systèmes hydrauliques

IV.1 Classification des systèmes de distribution

Trois types de réseaux existent, adaptés aux reliefs et aux structures urbaines :

IV.1.1 Réseau ramifié

Le réseau ramifié suit une structure en arborescence avec une conduite principale alimentant des branches secondaires. Facile à concevoir, il présente toutefois des limites : une panne sur la conduite principale coupe l'eau en aval, et les sections en impasse favorisent la stagnation, la corrosion et les risques sanitaires. Ce type est adapté aux zones rurales à habitat dispersé.

IV.1.2 Réseau maillé

Le réseau maillé se compose de conduites formant des boucles, assurant une circulation de l'eau par plusieurs chemins. Il est plus fiable qu'un réseau ramifié, car une panne n'interrompt pas l'alimentation. Toutefois, sa complexité entraîne des variations de débit et de pression, nécessitant donc une analyse hydraulique approfondie pour garantir un fonctionnement équilibré et éviter les déséquilibres de pression au sein du réseau.

IV.1.3 Réseau mixte

Le réseau mixte associe les caractéristiques des réseaux maillés et ramifiés. Il permet une redistribution partielle de l'eau via des boucles tout en conservant des branches secondaires.

Pour notre cas, En raison de la répartition homogène des équipements urbains, un réseau maillé a été retenu. L'objectif principal est d'assurer une pression adéquate sur l'ensemble du réseau, afin de garantir une distribution fiable, efficace et sécurisée de l'eau potable à l'ensemble des usagers.

IV. 2 Règles de tracé d'un réseau maillé

Le plan de distribution a été conçu en tenant compte de critères suivants :

- Localiser les principaux pôles de consommation présentant des besoins élevés en eau potable.
- Déterminer le tracé optimal permettant d'atteindre efficacement ces zones à forte demande.
- Implanter les conduites principales le long de cet itinéraire, en conformité avec la limitation imposée sur la longueur des côtés de maille, qui ne doit pas excéder 800 mètres.
- Localiser ces conduites le long des lignes de crête géodésiques, afin de favoriser une distribution gravitaire optimale.
- Organiser le tracé des conduites principales selon une disposition parallèle à l'échelle des quartiers.

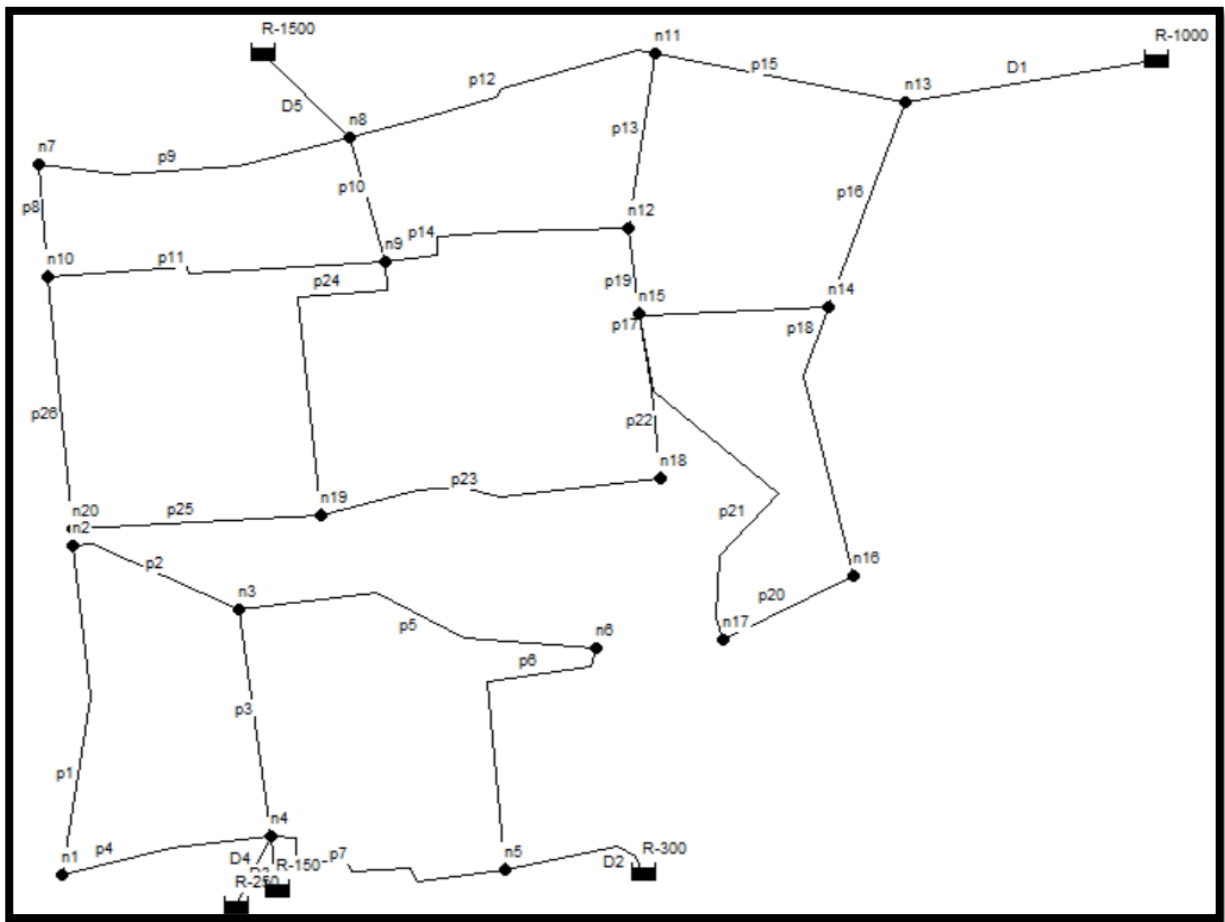


Figure IV. 1: Représentation du réseau proposé avec les réservoirs projetés.

IV. 3 Type et choix de matériaux

Les conduites de distribution peuvent être réalisées à partir de divers matériaux, chacun présentant des caractéristiques spécifiques répondant à des exigences techniques et conditions d'utilisation. Voici quelques-uns des matériaux :

- Acier.
- Fonte.
- PVC (Polychlorure de Vinyle non plastifié).
- PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

De nos jours, les conduites en PEHD constituent le choix privilégié dans la majorité des projets d'alimentation en eau potable, en raison de leurs nombreux avantages, parmi lesquels :

- Une excellente résistance à la corrosion interne et externe, aux attaques microbiologiques ainsi qu'à l'entartage, grâce à leur inertie chimique, qui empêche la dissolution ou l'abrasion des métaux, même en présence d'une eau déséquilibrée ;
- Une large disponibilité sur le marché, facilitant leur approvisionnement pour les projets ;
- Une grande facilité de pose, due à leur flexibilité, ils s'adaptent aisément aux contraintes du terrain, avec possibilité d'enroulement pour les petits diamètres ;
- Le caractère auto-buté de la conduite permet de supprimer presque totalement les massifs de butée, simplifiant ainsi les travaux de génie civil ;
- De bonnes performances hydrauliques, grâce à un coefficient de rugosité très faible qui limite les pertes de charge ;
- Une durée de vie estimée à 50 ans à 20 °C, confirmée par l'expérience terrain et les tests de vieillissement.

En raison de leurs nombreux avantages, les conduites en PEHD ont été retenues pour le dimensionnement du réseau de distribution.

IV. 4 Évaluation hydraulique du réseau projeté

Le dimensionnement des conduites doit assurer la gestion des débits de pointe et la résistance à la pression, y compris lors des périodes de faible consommation. Pour ce faire, il est essentiel :

- Déterminer la longueur exacte de chaque tronçon de conduite ;
- Évaluer les débits unitaires et globaux à chaque tronçon du réseau ;

- Déterminer les apports de débit aux nœuds.

IV. 4.1 Estimation des débits de conception

Le calcul du réseau de distribution doit être estimé sur deux scénarios principaux : le cas de pointe et le cas de pointe avec incendie.

IV.4.1.1 Cas de pointe

a) Débit de pointe :

Représentant la demande maximale horaire. Ce débit permet d'évaluer les contraintes hydrauliques du réseau et se calcule selon :

$$Q_p = Q_{\max h} = \sum Q_{ri} + \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{l/s}) \quad \text{IV.1}$$

Avec :

$Q_{\max h}$ / Débit consommé (l/s)

Q_{ri} / Débit en route (l/s)

Q_{conc} / Débit concentré (l/s), dans notre cas $Q_{\text{conc}} = 0$

AN: $\sum Q_{ri} = Q_p = Q_{\max h} = 269 \text{ l/s}$.

b) Débit spécifique:

Le débit spécifique exprime le débit par unité de longueur totale du réseau et sert à répartir les débits le long des tronçons. Il se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_{ri}}{\sum L_i} \quad (\text{l/s/ml}) \quad \text{IV.2}$$

Avec :

$\sum L_i$ / Total des longueurs des tronçons.

Q_{ri} / Débit en route (l/s).

AN: $q_{sp} = \frac{269}{\sum L_i} = 0.0235 \text{ (l/s/ml)}$

c) Débit transitant par chaque section de conduite :

Le débit en charge d'un tronçon se calcule par le produit du débit spécifique et de la longueur correspondante, selon l'expression suivante :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \quad (\text{l/s}) \quad \text{IV.3}$$

Avec :

q_{sp} / Débit spécifique (l/s/ml).

L_i / Longueur du tronçon (m).

d) Répartition des débits aux nœuds du réseau :

Le débit en chaque nœud est estimé en prenant la moyenne des débits des tronçons adjacents, additionnée du débit concentré éventuel.

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad (\text{l/s}) \quad \text{IV.4}$$

Avec :

Q_{ri} : Débit du tronçon relié à ce nœud.

e) Détermination des débits sortant de chaque réservoir :

Le débit max horaire 269 l/s est dispatché sur cinq réservoirs comme ce ci :

On a le volume total des réservoirs est :

$$V_T = V_{R-1500} + V_{R-1000} + V_{R-300} + V_{R-250} + V_{R-150} \quad (\text{m}^3) \quad \text{IV.5}$$

Le débit sortant de chaque réservoir est :

$$Q_i = \frac{V_i \times Q_{maxh}}{V_T} \quad (\text{l/s}) \quad \text{IV.6}$$

Tableau IV. 1: Valeurs des débits sortant des réservoirs.

Réservoir	Débit sortant (l/s)
R-1500	126.1
R-1000	84.1
R-300	25.2
R-250	21
R-150	12.6

Les résultats des débits aux nœuds du réseau sont :

Tableau IV. 2: Débits nodaux en situation de demande en pointe.

Nœud	Tronçon	Longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	p1	607.14	14.316361	11.47
	p4	365.9	8.627922	
2	p1	607.14	14.316361	10.73
	p2	303.3	7.151814	
3	p2	303.3	7.151814	8.5
	p3	415.7	9.802206	
4	p3	415.7	9.802206	14.97
	p4	365.9	8.627922	
	p7	488.2	11.511756	
5	p6	559.8	13.200084	12.35
	p7	488.2	11.511756	

Projection d'un nouveau réseau de distribution

6	p5	631.6	14.893128	14.05
	p6	559.8	13.200084	
7	p8	206	4.85748	8.81
	p9	541.6	12.770928	
8	p9	541.6	12.770928	15.65
	p10	233.8	5.513004	
	p12	552	13.01616	
9	p10	233.8	5.513004	22.49
	p11	588.1	13.867398	
	p14	454.4	10.714752	
	p24	631.1	14.881338	
10	p8	206	4.85748	14.81
	p11	588.1	13.867398	
	p26	461.9	10.891602	
11	p12	552	13.01616	15.4
	p13	314.5	7.41591	
	p15	440.1	10.377558	
12	p13	314.5	7.41591	10.97
	p14	454.4	10.714752	
	p19	162	3.81996	
13	p15	440.1	10.377558	9.85
	p16	395.1	9.316458	
14	p16	395.1	9.316458	14.48
	p17	326	7.68708	
	p18	507.4	11.964492	
15	p17	326	7.68708	17.74
	p19	162	3.81996	
	p21	714.4	16.845552	
	p22	302.35	7.129413	
16	p18	507.4	11.964492	11.96
	p20	507.4	11.964492	
17	p20	507.4	11.964492	14.41
	p21	714.4	16.845552	
18	p22	302.35	7.129413	10.68
	p23	603.59	14.232652	
19	p23	603.59	14.232652	19.43
	p24	631.1	14.881338	
	p25	413.6	9.752688	
20	p25	413.6	9.752688	10.32
	p26	461.9	10.891602	
			Total	269.07

Avec : $\sum Q_{ni} = Q_{\max h} = 269$ l/s (vérifié).

IV.4.1.2 Répartition arbitraire

Une fois les débits aux nœuds connus, les flux sont répartis pour déterminer les diamètres optimaux, selon la méthode de Hardy Cross et sa première loi basée sur deux règles et plus précisément sur sa première loi, qui repose sur :

1. Première loi (loi des nœuds) : Selon l'équation de continuité, tout nœud du réseau vérifie l'égalité entre les débits entrants et sortants. ($\sum Q = 0$).

2. Deuxième loi (loi des mailles) : Le principe fondamental de la conservation de l'énergie hydraulique basé : pour toute boucle fermée du réseau, la somme algébrique des pertes de charge est nulle ($\sum \Delta H = 0$). Avec une tolérance pratique inférieure à 0,5 mètre. La deuxième loi ajuste les débits supposés selon les diamètres choisis. Ensemble, ces deux lois permettent de définir avec précision les diamètres requis pour une distribution stable et efficace.

IV.4.2 Paramètres hydrauliques du réseau : identification et calcul

L'organisation du réseau ne permet qu'une seule configuration de fonctionnement, valable en cas de pointe et en cas pointe incendie.

L'alimentation du réseau est par 5 réservoirs : R-1500 ; R-1000 ; R-300 ; R-250 et R-150 m³.

IV.4.2.1 Résultats de simulation

- Cas de pointe :

Tableau IV. 3: Résultats de simulation sur les nœuds dans le cas de pointe.

	Demande	Cote piézométriques	Pression
ID Noeud	l/s	m	mce
1	11.38	995.36	16.36
2	10.65	992.71	10.71
3	8.41	994.47	13.47
4	14.86	996.09	7.09
5	12.26	997.98	9.98
6	13.94	996.72	23.72
7	8.75	1027.74	26.74
8	15.53	1029.13	22.13
9	22.32	1027.92	38.92
10	14.69	1027.41	36.41
11	15.29	1025.17	15.17
12	10.89	1024.49	33.49
13	9.77	1021.27	25.27
14	14.37	1022.16	39.16
15	17.6	1023.37	36.37
16	11.87	1019.64	47.64
17	14.29	1019.03	48.03
18	11.6	1022.39	42.39
19	19.28	1024.12	41.12
20	10.24	1026.66	44.66

Tableau IV. 4:Résultat de la simulation des tronçons pour le cas de pointe.

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de Charge.
ID Arc	m	mm	l/s	m/s	m/m
p1	607.14	90	3.56	0.56	4.36
p2	303.3	110	7.09	0.75	5.81
p3	415.7	50	0.69	0.35	3.89
p4	365.9	180	-14.94	0.59	2.01
p5	631.6	160	-14.81	0.74	3.56
p6	559.8	225	-28.75	0.72	2.26
p7	488.2	225	38.22	0.96	3.88
p8	206	250	-31.93	0.65	1.62
p9	541.6	250	-40.68	0.83	2.57
p10	233.8	315	-107.77	1.38	5.16
p11	588.1	50	0.3	0.15	0.88
p12	552	315	127.78	1.64	7.17
p13	314.5	140	-7.96	0.52	2.16
p14	454.4	250	71.43	1.46	7.55
p15	440.1	280	-104.53	1.7	8.86
p16	395.1	50	0.51	0.26	2.25
p17	326	200	27.27	0.87	3.69
p18	507.4	140	12.39	0.81	4.97
p19	162	250	68.5	1.4	6.96
p20	259.6	50	0.52	0.27	2.35
p21	714.4	140	-13.77	0.89	6.07
p22	302.35	140	-9.85	0.64	3.22
p23	603.59	75	-1.75	0.4	2.87
p24	631.1	140	13.72	0.89	6.03
p25	413.6	110	7.31	0.77	6.15
p26	461.9	200	17.55	0.56	1.6

- **Cas de pointe + incendie :**

On assure que le débit d'incendie donner par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus éloigné le nœud 17 :

Tableau IV. 5: Résultats de simulation sur les nœuds dans le cas de pointe incendie.

	Demande	Cote piézométriques	Pression
ID Noeud	l/s	m	mce
1	11.38	995.36	16.36
2	10.65	992.71	10.71
3	8.41	994.47	13.47
4	14.86	996.09	7.09
5	12.26	997.98	9.98
6	13.94	996.72	23.72
7	8.75	1027.63	26.63
8	15.53	1029.05	22.05
9	22.32	1027.61	38.61
10	14.69	1027.28	36.28
11	15.29	1024.9	14.9
12	10.89	1023.17	32.17
13	9.77	1021.14	25.14
14	14.37	1020.2	37.2
15	17.6	1021.5	34.5
16	11.87	1016.78	44.78
17	31.27	1003.88	32.88
18	11.6	1020.64	40.64
19	19.28	1023.69	40.69
20	10.24	1026.51	44.51

Tableau IV. 6: Résultat de la simulation des tronçons pour le cas de pointe incendie.

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de Charge.
ID Arc	m	mm	l/s	m/s	m/m
p1	607.14	90	3.56	0.56	4.36
p2	303.3	110	7.09	0.75	5.81
p3	415.7	50	0.69	0.35	3.89
p4	365.9	180	-14.94	0.59	2.01
p5	631.6	160	-14.81	0.74	3.56
p6	559.8	225	-28.75	0.72	2.26
p7	488.2	225	38.22	0.96	3.88
p8	206	250	-32.41	0.66	1.67
p9	541.6	250	-41.16	0.84	2.63
p10	233.8	315	-118.12	1.52	6.16
p11	588.1	50	0.23	0.12	0.56
p12	552	315	130.95	1.68	7.52
p13	314.5	140	-13.07	0.85	5.5
p14	454.4	250	81.63	1.66	9.77
p15	440.1	280	-102.58	1.67	8.54
p16	395.1	50	-0.53	0.27	2.37
p17	326	200	28.4	0.9	3.99
p18	507.4	140	14.55	0.95	6.74
p19	162	250	83.81	1.71	10.28
p20	259.6	50	-2.37	0.54	5.05
p21	714.4	140	-28.59	1.86	24.66
p22	302.35	140	-9.23	0.6	2.85
p23	603.59	75	-2.37	0.54	5.05
p24	631.1	140	13.93	0.91	6.21
p25	413.6	110	7.71	0.81	6.81
p26	461.9	200	17.95	0.57	1.67

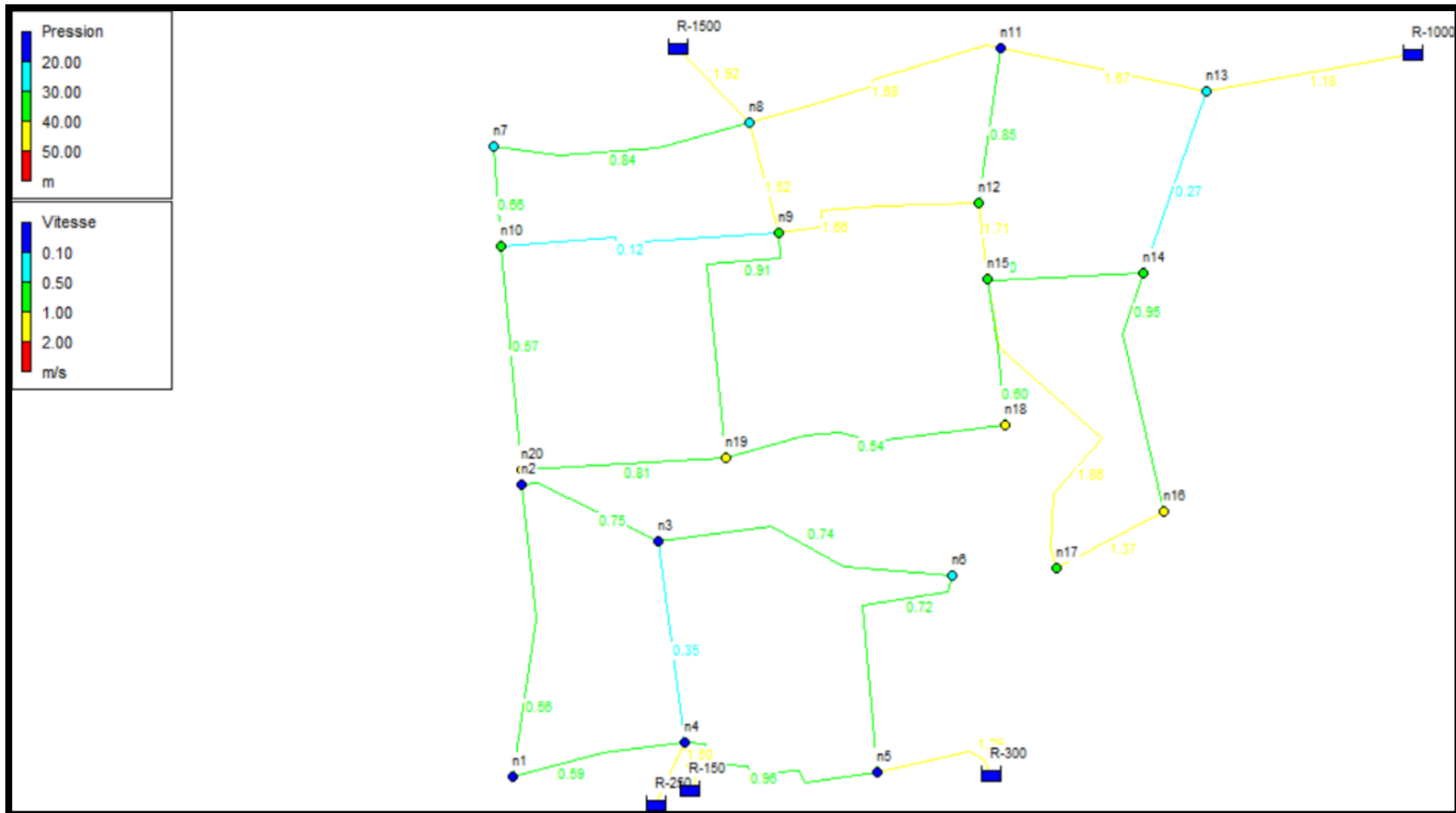


Figure IV. 3: Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour cas de pointe incendie.

V.4.2.2 Résultats et interprétations

1. Période de pointe :

La simulation hydraulique réalisée sous EPANET pour le scénario de demande de pointe vise à évaluer le comportement du réseau lors des périodes de consommation maximale.

Les résultats montrent que :

- Les pressions au niveau des nœuds restent majoritairement comprises entre 10 m et 50 m, ce qui respecte les normes généralement admises pour un réseau d'eau potable. Ainsi, l'usage de réducteurs de pression ou la fermeture partielle des vannes devient inutile.
- Les vitesses dans les conduites restent globalement inférieures à 2 m/s, ce qui assure un fonctionnement hydraulique stable, sans pertes de charge excessives ni risques de coups de bélier.
- Le réseau reste bien alimenté sans surcharge ni dépression, indiquant une bonne capacité de distribution pour les besoins en période de forte consommation.

2. Période de pointe incendie :

Ce scénario vise à évaluer le comportement du réseau sous contrainte combinée, en ajoutant à la demande de pointe une consommation incendie simulée au nœud 17, correspondant au point le plus défavorable du système du point de vue hydraulique.

Pour ce cas :

- L'ajout d'une demande ponctuelle de 17 l/s au nœud incendie génère une baisse de pression sur l'ensemble du secteur concerné.
- Malgré cette surcharge, la pression au point de l'ajout incendie reste de 30 m, ce qui est acceptable.
- Les vitesses dans les conduites alimentant la borne incendie restent dans les limites admissibles, ce qui reste tolérable pour une situation ponctuelle d'urgence.

Conclusion

Ce chapitre a permis la conception d'un réseau de distribution d'eau potable adapté à la ville de Bir Kasdali. A l'aide de EPANET, le système a été modélisé en intégrant les principaux paramètres hydrauliques. Les simulations, effectuées pour les cas de pointe et de pointe avec incendie, montrent un bon fonctionnement du réseau : les pressions et vitesses restent dans les normes. Ces résultats valident la fiabilité et l'efficacité du réseau proposé.

Chapitre V : Etude d'adduction et protection contre le coup de bélier.

Introduction

Afin d'améliorer l'approvisionnement en eau potable dans la commune de Bir Kasdali, et compte tenu de l'insuffisance des ressources existantes, un renforcement du système est envisagé.

Afin d'étudier et le schéma du renforcement, nous essayons d'examiner les différentes possibilités de moyens de transports d'eau à partir du barrage Ain Zada, pour satisfaire les besoins en eau de la dite agglomération. Avant d'entamer cette étude, nous présentons quelques généralités sur les systèmes d'adduction à envisager.

V.1 Présentation générale des adductions

V.1.1 Types d'adductions

Le transport de l'eau dans une adduction peut s'effectuer soit en écoulement à surface libre, soit en écoulement en charge, ce qui conditionne la classification des types d'adduction.

- **Adduction gravitaire** : la source est située à une altitude plus élevée que le point de distribution.
- **Adduction par refoulement** : Lorsque la source est plus basse que le point de consommation, l'adduction par pompage est utilisée.
- **Adduction mixte** : lorsque la topographique impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire. L'adduction est combinée par gravitaire-refoulement ou refoulement-gravitaire.

V.1.2 Principe tracé de l'adduction

- Le tracé doit être aussi rectiligne que possible afin d'optimiser le parcours.
- Les pentes inversées doivent être évitées pour limiter les poches d'air et le risque de cavitation.
- Il est conseillé d'écarter les profils à pente nulle,
- Tracer la conduite en bordure de voirie afin de faciliter les interventions et le transport des équipements.

V.1.3 Sélection des matériaux pour les conduites

Le choix des matériaux de canalisation est guidé à la fois par des exigences techniques et économiques. Sur le plan technique, il s'agit de garantir la résistance à la pression, l'adaptabilité au terrain, l'étanchéité et la facilité d'entretien. Sur le plan économique, les matériaux doivent être accessibles, abordables et compatibles avec les coûts de pose et d'exploitation.

Par rapport à notre projet, le choix s'est porté sur le PEHD, qui présente de nombreux atouts : il est léger, flexible, résistant à la corrosion et aux chocs, durable dans le temps, et offre un coût d'installation relativement bas.

V.2 Etude d'adduction

V.2.1 Schéma d'adduction à envisager

L'étude du bilan entre les ressources disponibles et les besoins futurs en eau potable pour la ville de Bir Kasdali, à l'horizon 2055, met en évidence un déficit important estimé à 101.4 l/s. Pour combler cette insuffisance, il est proposé de mettre en place une conduite de refoulement reliant le réservoir projeté à la station de pompage existante. Cette station sera alimentée par un piquage sur la conduite de transfert en provenance du barrage de Ain Zada. Cette solution vise à compenser le déficit tout en s'appuyant sur des infrastructures déjà en place, ce qui permet une mise en œuvre plus rapide et efficace.

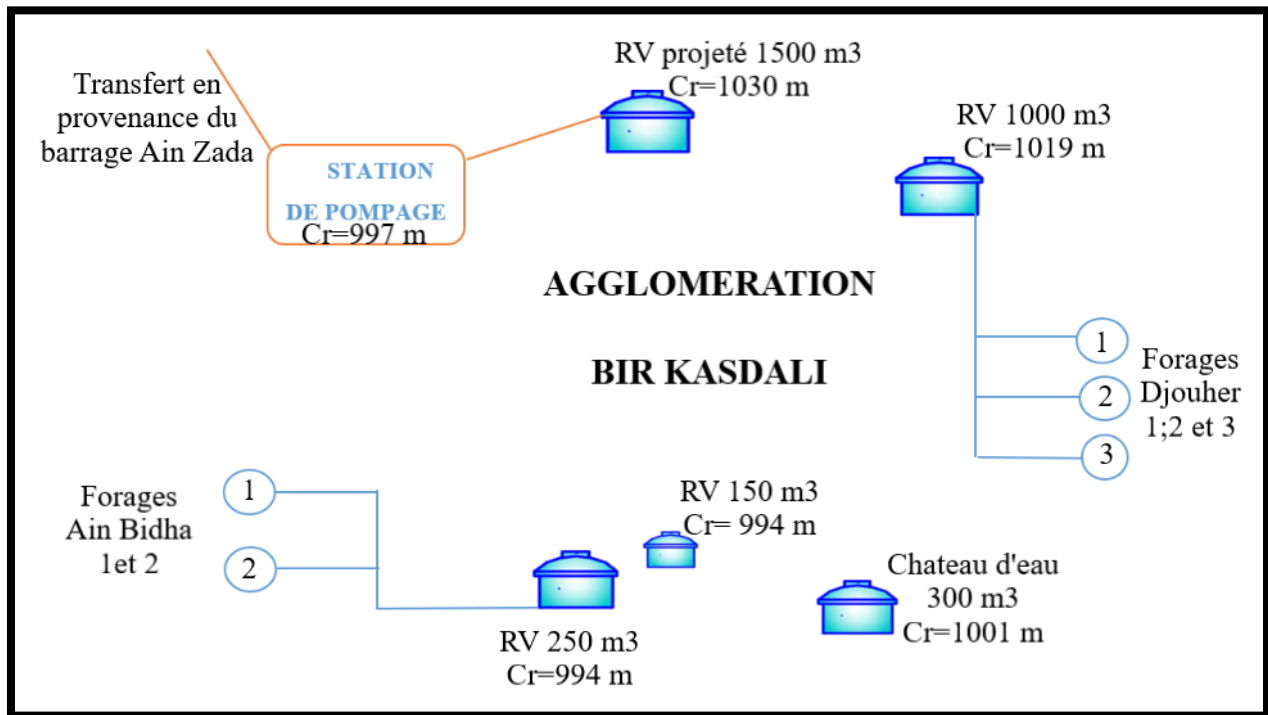


Figure V. 1:Schéma représentatif de l'adduction existante et projetée.

V.2.2 Détermination des caractéristiques hydrauliques de l'adduction

V.2.2.1 Refoulement de la station de pompage a le réservoir projeté

Le dimensionnement d'une conduite d'adduction par refoulement repose sur la détermination du diamètre économique, en tenant compte à la fois des coûts d'investissement et des charges d'exploitation, dans le cadre d'une analyse technico-économique.

a) Débit pompé

Le débit à pomper est déterminé selon la formule suivante :

$$Q_p = \frac{Q_{maxj}}{t_f} \quad \text{V.1}$$

$$Q_{maxj} = 15584.92 \text{ m}^3/\text{j} ;$$

$$t_f : \text{Temps de fonctionnement de la pompe } t_f = 24\text{h} ;$$

$$\text{A.N : } Q_p = 0.18 \text{ m}^3/\text{s} .$$

b) Dimensionnement économique de la conduite de refoulement

Le calcul s'appuie sur la formule approchée suivante :

- **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q} \quad (\text{m}) \quad \text{V.2}$

- **Formule qui prend en compte le facteur de consommation**

$$D_{\text{econ}} = C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} E^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad (\text{m}) \quad \text{V.3}$$

Avec :

E : Facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$\mathbf{E = 10. M. \sigma. \delta} \quad \text{V.4}$$

M: Coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation.

σ : Prix de KWh.

$$\delta = \frac{1}{K.K_j.K_h} \quad \text{V.5}$$

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.

c) Calcul des pertes de charges

1. Les pertes de charges linéaires

La perte de charge linéaire est causée par les frottements entre l'eau en mouvement et les parois internes de la conduite. Elle correspond à une diminution d'énergie qui dépend directement de la vitesse d'écoulement : plus cette vitesse est élevée, plus les pertes sont importantes. Pour estimer ces pertes, on utilise généralement la formule de Darcy-Weisbach, qui prend en compte plusieurs paramètres, notamment le débit, le diamètre de la canalisation, sa rugosité intérieure ainsi que la viscosité de l'eau.

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L V^2}{D^2 g} \quad \text{V.6}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite (m) ;

λ : coefficient de perte de charge de Darcy ;

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

Sachant que l'équation de continuité est : $Q = V * S$

Alors :

$$\Delta H_L = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi D^5 g} \quad \text{V.7}$$

λ : Coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par les formules de NIKURADZE suivantes :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{V.8}$$

ε : la rugosité de la conduite, d'après le catalogue de spécifications technique des tubes en PEHD elle est de 0.01 mm.

2. Pertes de charges singulières

Sont des chutes de pression localisées dues à des éléments comme les coudes ou les rétrécissements des conduites. Elles se distinguent des pertes linéaires continues et représentent en moyenne 10 % de ces dernières dans les réseaux d'eau.

$$\text{Prenons :} \quad \Delta H_s = 0.1 \times \Delta H_L \quad \text{V.9}$$

$$\text{D'ou :} \quad \Delta H_T = 1.1 \times \Delta H_L \quad \text{V.10}$$

d) Hauteur manométrique totale

Elle est estimée de la manière suivante :

$$\mathbf{HMT = H_g + \Delta H_T} \quad \mathbf{V.11}$$

Avec :

$\mathbf{H_g}$: Hauteur géométrique (m).

e) Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{P_{abs} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{1000 \eta}} \quad \mathbf{V.12}$$

Avec :

$\mathbf{\eta}$: Rendement de la pompe en (%) ($\eta = 80\%$).

\mathbf{Q} : Débit refoulé par la pompe en (m³/s).

$\mathbf{\rho}$: Masse volumique de l'eau (kg/ m³).

f) Consommation énergétique de la pompe

$$\mathbf{E = P. t. 365 [Kwh]} \quad \mathbf{IV.13}$$

Avec :

\mathbf{t} : Le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t = 24h$.

g) Frais d'exploitation

$$\mathbf{F_{exp} = E \times e [DA]} \quad \mathbf{V.14}$$

Avec :

\mathbf{e} : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. ($e = 5.00$ DA)

h) Frais d'investissement

$$\mathbf{F_{inv} = Prix_{total} + F_{am} [DA]} \quad \mathbf{V.15}$$

Les frais d'amortissement sont définis par la formule suivante :

$$\mathbf{F_{am} = P_t \times A [DA]} \quad \mathbf{V.16}$$

Avec :

$\mathbf{P_t}$: Prix de la conduite en (DA)

\mathbf{A} : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i} \quad \mathbf{V.17}$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel, $i = 8\%$

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans.

i) Dimensionnement du tronçon station de pompage-réservoir 1500 m³

Nous commençons faire une estimation du diamètre économique par les formules usuelles :

Tableau V. 1: Estimation de diamètre économique.

	Bonnin
Formule	\sqrt{Q}
$D_{\text{économique}}$ (mm)	424
$D_{\text{normalisé}}$ (mm)	500

Les résultats de calcul de la hauteur manométrique sont :

Tableau V. 2: Hauteur manométrique totale HMT

D_{ext}	D_{int}	V (m/s)	λ	ΔH_T (m)	H_g (m)	HMT (mce)
160	130.8	13.40	0.012	1176.09	40	1216.09
200	163.6	8.57	0.011	368.77	40	408.77
250	204.6	5.48	0.011	115.8	40	155.80
315	257.8	3.45	0.010	35.01	40	75.01
400	327.4	2.14	0.0098	10.17	40	50.17
500	409.2	1.37	0.0095	3.21	40	43.21
630	515.6	0.86	0.0091	0.972	40	40.97

Les résultats de calcul de puissance absorbée par la pompe sont :

Tableau V. 3: Puissance absorbée par la pompe.

D_{ext}	D_{int}	HMT (mce)	Q (m ³ /s)	η (80%)	P _{abs} (KW)
160	130.8	1216.09	0.18	0.8	1717.89
200	163.6	408.77	0.18	0.8	577.45
250	204.6	155.80	0.18	0.8	220.09
315	257.8	75.01	0.18	0.8	105.96
400	327.4	50.17	0.18	0.8	70.87
500	409.2	43.21	0.18	0.8	61.04
630	515.6	40.97	0.18	0.8	57.88

Les résultats de calcul des frais d'exploitation sont :

Tableau V. 4: Frais d'exploitation.

D_{ext}	D_{int}	t (Heures)	E (KWh)	F _{exp} [DA]
160	130.8	24	15048752.18	94807138.75
200	163.6	24	5058437.48	31868156.12
250	204.6	24	1927982.54	12146289.98
315	257.8	24	928197.18	5847642.23
400	327.4	24	620830.90	3911234.69
500	409.2	24	534723.74	3368759.59
630	515.6	24	507029.35	3194284.934

Les résultats de calcul des frais d'investissement sont :

Tableau V. 5: Frais d'investissement.

D_{ext}	D_{int}	Prix de ml [DA]	L(m)	Prix total	A (%)	F_{am} [DA]	F_{inv} [DA]
160	130.8	1544	420	648480	8.9	5771472	6419952
200	163.6	2406	420	1010520	8.9	8993628	10004148
250	204.6	3745	420	1572900	8.9	13998810	15571710
315	257.8	5965	420	2505300	8.9	22297170	24802470
400	327.4	9614	420	4037880	8.9	35937132	39975012
500	409.2	15025	420	6310500	8.9	56163450	62473950
630	515.6	23845	420	10014900	8.9	89132610	99147510

Source des prix unitaire : (site prix tube pehd algérie)

j) Bilan total des frais exploitation et investissement

Les résultats de calcul du cout total du tronçon station de pompage-réservoir 1500 m³ sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6: Cout total du tronçon station de pompage-réservoir 1500 m3.

D_{ext}	D_{int}	F_{exp} [DA]	F_{inv} [DA]	F_{total} [DA]
160	130.8	94807138.75	6419952	101227090.7
200	163.6	31868156.12	10004148	41872304.12
250	204.6	12146289.98	15571710	27717999.98
315	257.8	5847642.23	24802470	30650112.23
400	327.4	3911234.69	39975012	43886246.69
500	409.2	3368759.59	62473950	65842709.59
630	515.6	3194284.934	99147510	102341794.9

Le diamètre économique correspond à la section qui permet d'optimiser les coûts totaux, tout en maintenant une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 et 2 m/s.

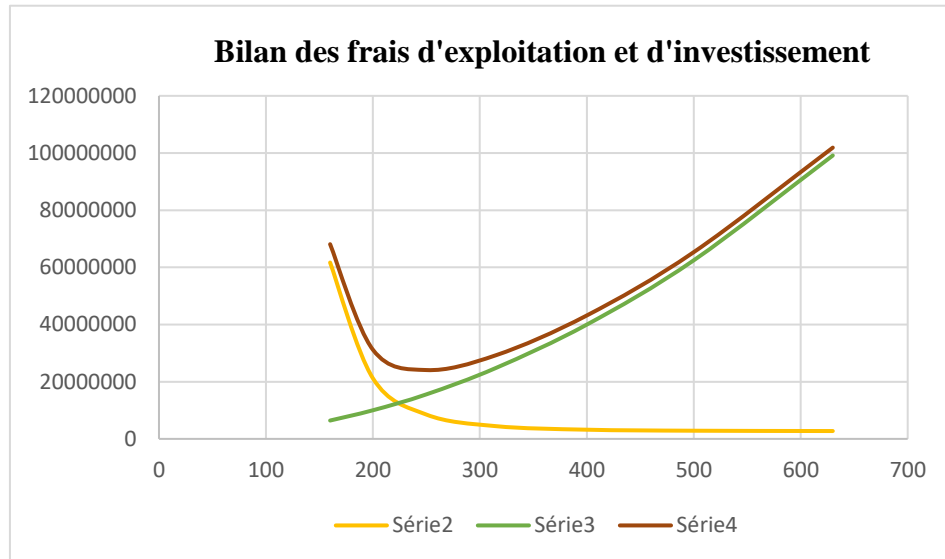


Figure V. 2: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

D'après les résultats obtenus, vue que la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (0.5 à 2) m/s, on choisit le diamètre qui vient par la suite le Diamètre est $D = 500$ mm, pour cout de 65 842 709.6DA, avec une vitesse $V = 1.37$ m/s.

V.3 Etude de pompage

L'étude de pompage permet de déterminer la pompe capable d'assurer le débit et la HMT optimale au bon fonctionnement du système.

V.3.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'implantation des pompes est prévue à El Hedad, sur le site de la station existante, pour limiter les dépenses liées à un nouvel aménagement.

V.3.2 Sélection du type de pompe

La sélection du type de pompe repose sur :

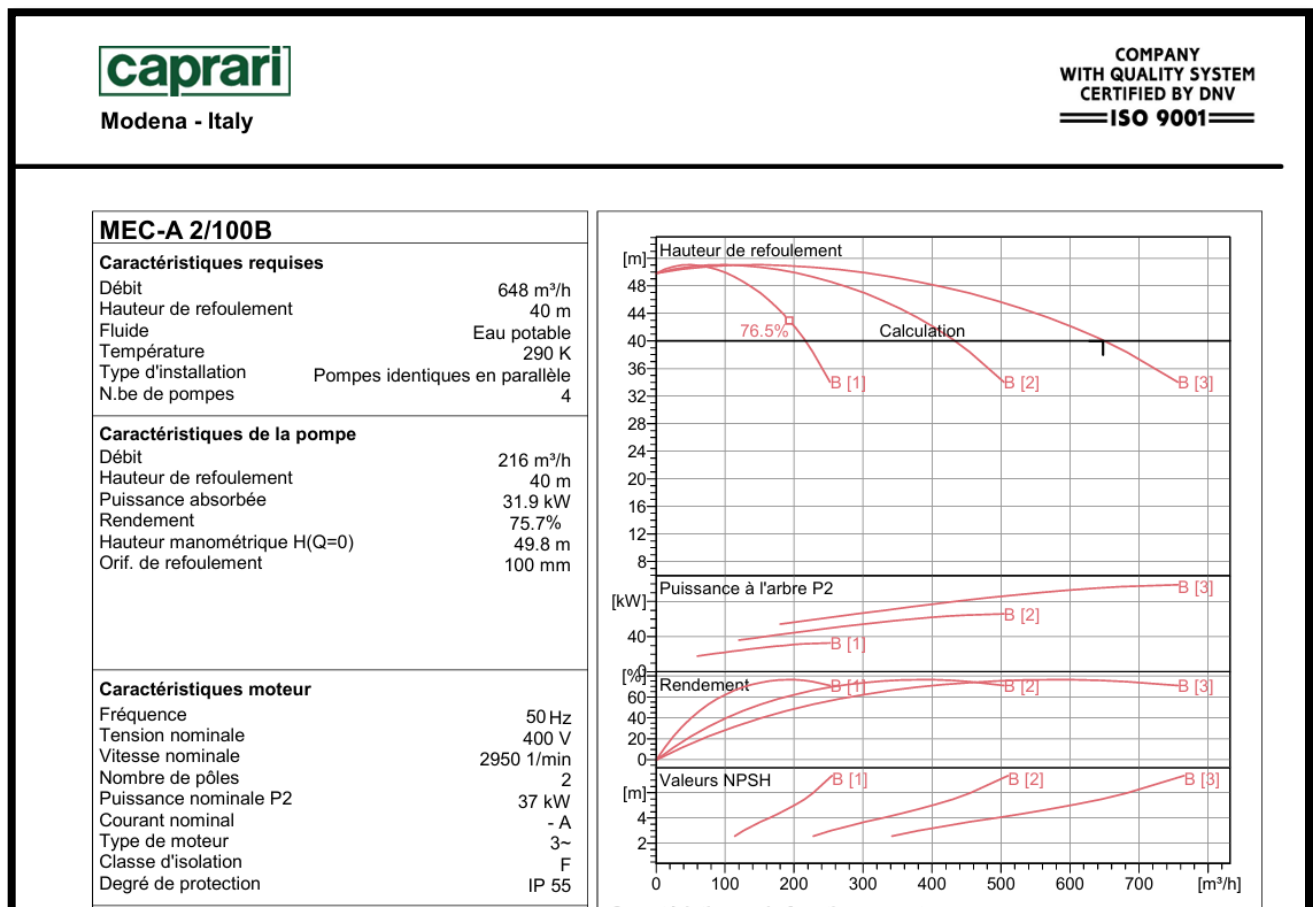
- Assurer le débit requis
- Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Poids et encombrement faible.
- (NPSH) r minimale.

La sélection de la pompe optimale pour notre système d'adduction repose sur les paramètres nécessaires seront intégrés dans le logiciel Caprari. L'objectif est d'identifier un modèle répondant aux exigences en débit et en hauteur manométrique, tout en assurant un fonctionnement optimal et fiable. Cette approche garantit une correspondance précise entre les caractéristiques de la pompe et les besoins de l'installation.

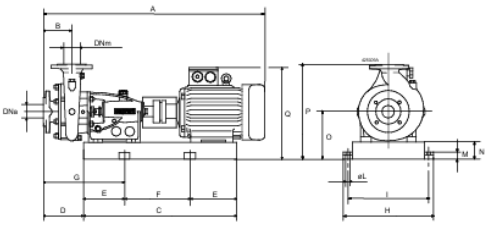
Les variantes de pompes considérées sont :

Tableau V. 7: Différentes variantes de pompes.

Type de pompe	Débit (m ³ /h)	HMT (m)	H	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	NPSH r (m)
PM 150/2E	648	45.8	47.6	76.4	1450	45	2.13
MEC-A 2/100B	648	50.3	48.2	76.7	2920	37	5.52
MEC-A4 /125C	648	46	51	75.8	1460	45	2.28



Etude d'adduction et protection contre le coup de bélier

<p>Limites opérationnelles</p> <p>Démarrages / h max. 5</p> <p>Température maxi. du liquide pompé 363 K</p> <p>Teneur maximum en matières solides 40 g/m³</p> <p>Densité max. 998 kg/m³</p> <p>Viscosité maxi. 1 mm²/s</p>		<p>Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C</p>																						
		Q [m ³ /h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]																		
<p>Caractéristiques générales</p> <p>Poids 389 kg</p>		<p>Dimensions mm</p> <p>A = 1403</p> <p>B = 150</p> <p>C = 1049</p> <p>D = 222</p> <p>DNa = 125</p> <p>DNm = 100</p> <p>E = 175</p> <p>F = 699</p> <p>G = 397</p> <p>H = 530</p> <p>I = 480</p> <p>L = 20</p> <p>M = 42</p> <p>N = 100</p> <p>O = 300</p> <p>P = 575</p> <p>Q = 665</p>																						
<p>Matériaux</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; border: none;">Corps de pompe</td> <td style="border: none;">Fonte</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Corps d'aspiration</td> <td style="border: none;">Fonte</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Chaise -palier</td> <td style="border: none;">Fonte</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Roue</td> <td style="border: none;">Fonte</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Arbre</td> <td style="border: none;">Acier traité</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Douille arbre</td> <td style="border: none;">Acier cromé</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Roulements a billes</td> <td style="border: none;">Acier</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Presse-Etoupe</td> <td style="border: none;">Fonte</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">Etoupe</td> <td style="border: none;">Tresse graphitée</td> </tr> </table>		Corps de pompe	Fonte	Corps d'aspiration	Fonte	Chaise -palier	Fonte	Roue	Fonte	Arbre	Acier traité	Douille arbre	Acier cromé	Roulements a billes	Acier	Presse-Etoupe	Fonte	Etoupe	Tresse graphitée					
Corps de pompe	Fonte																							
Corps d'aspiration	Fonte																							
Chaise -palier	Fonte																							
Roue	Fonte																							
Arbre	Acier traité																							
Douille arbre	Acier cromé																							
Roulements a billes	Acier																							
Presse-Etoupe	Fonte																							
Etoupe	Tresse graphitée																							

Suite à une évaluation des critères de sélection, on opte pour un nombre de 3 pompes en plus d'une pompe de secours. Nous avons retenu le type **MEC-A 2/100B** pour nos installations. Ce choix s'impose par sa capacité à répondre efficacement aux besoins en débit et en hauteur manométrique totale de l'agglomération. Elle se distingue également par ses excellentes performances techniques, notamment un rendement élevé, un faible NPSH requis, et une consommation énergétique optimisée.

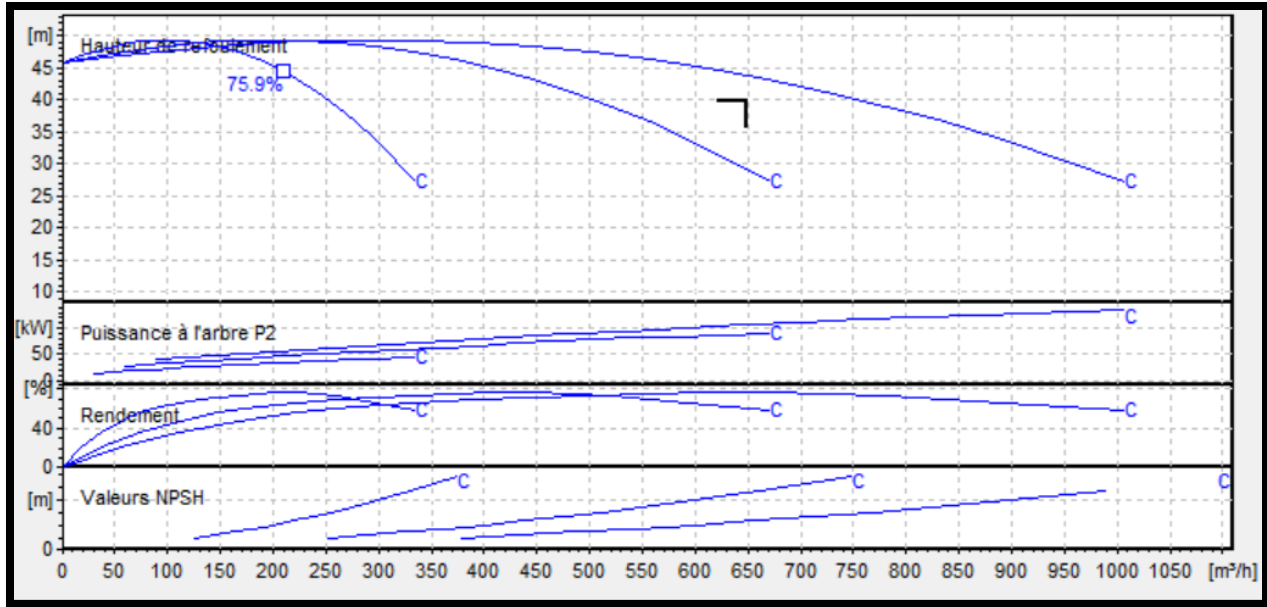


Figure V. 3: Courbe caractéristique de les pompes choisie.

V.3.3 Analyse du point de fonctionnement optimal

La confrontation entre la courbe de la pompe et celle de la conduite permet de s'assurer que le point de fonctionnement atteint un équilibre hydraulique optimal.

V.3.3.1 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta H_T \quad \text{V.19}$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m)

ΔH_T : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

Cette figure montre Le débit de fonctionnement est déterminé par le point d'intersection des courbes caractéristiques de la conduite et de la pompe.

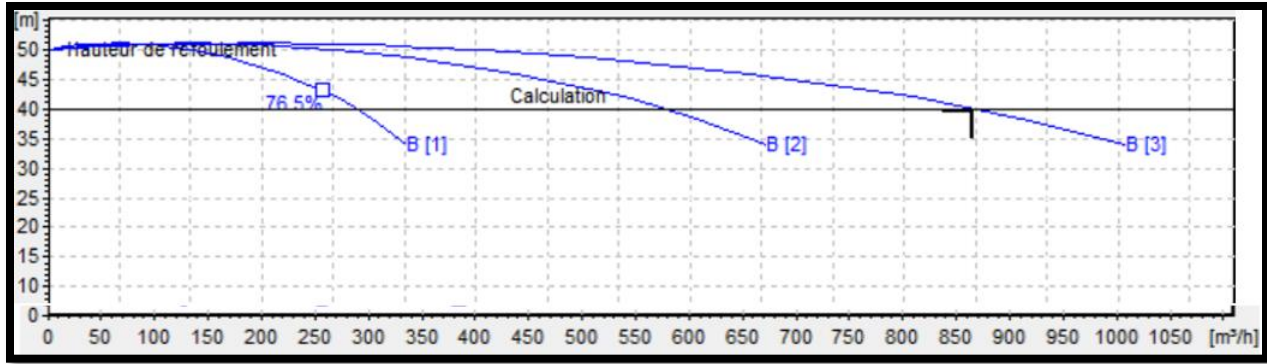


Figure V. 4: Point de fonctionnement de la pompe.

Le graphique indique un débit de fonctionnement de 161 l/s. Ce débit doit être confronté aux limites opérationnelles acceptables de la pompe, déterminées par les conditions suivantes :

$$0.9 \times Q_{pf} < Q_{app} < 1.1 \times Q_{pf}$$

En substituant $Q_{pf}=180.5$ l/s nous obtenons :

$$162.45 < Q_{app} < 198.55$$

Étant donné que $Q_{app}= 180$ l/s, la condition $162.45 < 180 < 198.55$ est vérifiée.

Par conséquent, la pompe fonctionne dans la plage de fonctionnement spécifiée et aucun réglage n'est nécessaire.

V.4 Etude de coup de bélier

V.4.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène transitoire causé par une variation rapide du débit dans une conduite en charge. Il génère des ondes de pression pouvant provoquer une surpression ou une dépression, entraînant l'éclatement ou l'écrasement des conduites. Son étude est essentielle pour assurer un bon dimensionnement des installations et prévoir des dispositifs de protection efficaces.

V.4.2 Origines du coup de bélier

Le coup de bélier résulte généralement de plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- L'arrêt soudain d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant la conduite de refoulement.
- L'enclenchement brusque d'un groupe de pompage sous pression.
- La fermeture rapide ou brutale d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet situé en bout de conduite.

V.4.3 Dispositifs de protection contre le coup de bélier

L'installation des dispositifs anti-bélier est indispensable. Parmi ces dispositifs, on trouve :

1. **Soupapes de décharge** : Les soupapes de décharge interviennent automatiquement lors d'une surpression, assurant une réduction rapide et maîtrisée de la pression.
2. **Réservoir d'air** : L'air qu'elles contiennent absorbe les variations de pression, réduisant l'impact du coup de bélier.
3. **Vannes de régulation** : Elles permettent une réduction progressive du débit, limitant ainsi les variations brutales de pression dans le réseau.
4. **Volant inertie** : Le volant d'inertie, emmagasine de l'énergie pendant le fonctionnement normal. En cas d'arrêt, il restitue cette énergie, ralentissant la décélération et réduisant ainsi l'intensité du coup de bélier.
5. **Cheminées d'équilibre** : Ce réservoir à ciel ouvert permet d'équilibrer les pressions et de sécuriser le réseau face aux surpressions et dépressions.

V.4.4 La célérité d'onde

Le volume du réservoir d'air anti-bélier se calcul en considérant que la conduite est enterrée.

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (B. SALAH) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 K a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a E_s + E_m e_m \times (1 - \nu_s)}} \quad (\text{m/s}) \quad \text{V.18}$$

Avec :

C / Célérité d'onde en (m/s)

K / Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2.2*10⁹ Pascal.

ρ / Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m / Module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1.2*10⁹ pour PEHD.

E_s / Module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m / Coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,50 (PEHD).

ν_s / Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m / Epaisseur de la conduite (m).

a / Rayon intérieur de la conduite (m).

V.4.5 Calcul du coup de bélier

1. Valeur du coup de bélier :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que $T < \frac{2L}{c}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$H_{max} = \mp \frac{c \cdot V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad \text{V.19}$$

Avec :

H_{max} : Pression du coup de bélier (m).

c : Célérité de l'onde de coup de bélier (m/s).

V₀ : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

T : le temps de fermeture caractérise d'un aller-retour d'une onde.

2. La valeur maximale de la pression-surpression :

$$H_s = H_0 + b \quad (\text{m}) \quad \text{V.20}$$

3. La valeur maximale de la pression-dépression- :

$$H_d = H_0 - b \text{ (m)} \quad \text{V.21}$$

Où : H_0 est la pression absolue dans la conduite, tel que : $H_0 = H_g + 10$.

Le tableau suivant montre le calcul de la valeur du coup de bélier :

Long (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Section (m ²)	Vitesse (m/s)	Célérité de l'onde (m/s)	Pression du coup de bélier (m)	Pression max (m)	Pression min (m)
420	180	500	0.196	1.37	463.44	64.72	114.72	-14.72

4. Interprétation

- La pression du coup de bélier est estimée à 64,72 m, soit environ 6,47 bars, est une pression faible ce qui reste dans une plage acceptable pour un réseau bien dimensionné.
- La dépression calculée (-14.72 m) est en dessous du seuil critique de 1 bar, indiquant un risque potentiel de cavitation.
- La surpression enregistrée (114,72 m) reste inférieure à la pression de service admissible (160 m), ce qui écarte le risque de coup de bélier dans cette section.

En conclusion, toute conduite d'adduction est exposée au risque de coup de bélier. Il est donc préférable de prévoir l'installation d'un réservoir d'air anti-bélier afin de protéger le réseau en cas d'incident.

V.4.6 Méthodologie de dimensionnement des réservoirs d'air

Le présent calcul repose sur l'application de la méthode de Puech et Meunier, caractérisée par :

- K = Les pertes de charge.
- B = Volume de la réserve anti-bélier.
- A = Donnée de conception de la conduite de refoulement.

Avec :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad \text{V.22}$$

$$A = \frac{C - V_0}{g \cdot V_0} \quad \text{V.23}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \quad \text{V.24}$$

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 \text{ (m)} \quad \text{V.25}$$

La démarche méthodologique suit une structure en plusieurs étapes :

- Choix de l'abaque appropriée ; Les abaques utilisés reposent sur les courbes de dépression, établies en fonction des rapports pression minimale sur hauteur initiale et distance sur longueur totale de la conduite.
- Projection des courbes ; Après le calcul des coefficients K et A, les courbes de la série B sont tracées sur le profil longitudinal.
- Sélection de la courbe B ; est sélectionné à partir le dernier point au-dessus de le profil tracé.
- Estimation du volume d'air comprimé V_0 par la formule :

$$V_{\max} = V_0 \times \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\text{min}}}\right)^{0.83} \quad \text{V.26}$$

- Correction du volume ; une majoration de 20 à 30 % est appliquée pour intégrer le volume d'eau contenu dans le réservoir par la formule :

$$V_{\text{réel}} = (1.2 - 1.3) \times V_{\max} \quad \text{V.27}$$

Avec :

V_0 : Volume d'air comprime

V_{\max} : Volume total du réservoir anti-bélier.

$V_{\text{réel}}$: Volume avec majoration du réservoir anti-bélier.

V.4.6.1 Évaluation du volume requis pour le réservoir d'air

On résume les calculs dans ce tableau

	H_0 (m)	H_{abs} (m)	A	K
A.N	50	53.21	1.3	0.06

L'abaque correspondant pour détermine B est : $K=0.1$ et $A=2$.

Les paramètres géométriques du profil longitudinal de la conduite de refoulement sont :

Tableau V. 8: Paramètres géométrique du profil en long de la conduite de refoulement.

Z(m)	997	1005.25	1013.5	1021.75	1030
Distance (m)	0	105	210	315	420
ΔZ (m)	0	8.25	16.5	24.75	33

$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.2	0.365	0.53	0.695	0.86
$\frac{x}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1

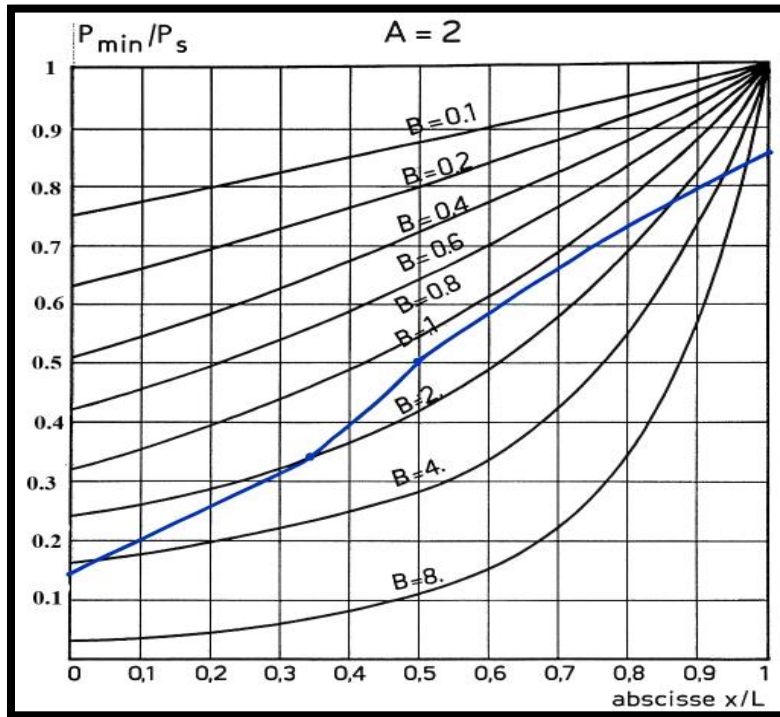


Figure V. 5: Tracé du profil en long de la conduite de refoulement sur l'abaque choisie.

- D'après la trace du profil sur l'abaque, on estime le $B = 1$, Donc le volume d'air comprimé est :

$$V_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{B} = 0.3 \text{ m}^3$$

- Selon l'abaque $\frac{P_{min}}{H_0} = 0.32$; Donc la pression minimale dans le réservoir est de 16 m ($P_{min} = 0.32 \times 50 = 16 \text{ m}$).
- Le volume max de réservoir anti-bélier est de $U_{max} = 0.813 \text{ m}^3$.
- Le volume réel est $U_{réel} = 0.976 \text{ m}^3 = 976 \text{ l}$

Finalement le réservoir air anti-bélier est estime d'un volume normalise de 1m^3 .

Conclusion

Dans ce chapitre, une nouvelle adduction a été dimensionnée à partir du piquage d'une conduite de transfert, sur la base d'une analyse technico-économique. La pompe la plus adaptée aux besoins du système de transport a été sélectionnée de type **MEC-A 2/100B** et finalement on a protégé notre conduite de transfert par la projection d'un réservoir d'air anti-bélier de 1 m³ afin d'éviter le régime transitoire dans cette dernière.

Chapitre VI : Organisation du chantier.

Introduction

La bonne organisation du chantier est essentielle pour une planification méthodique des travaux. Cela implique d'anticiper les préparatifs requis et d'élaborer un devis estimatif précis pour une évaluation fiable des coûts. L'enjeu principal est d'assurer une exécution optimale des opérations, en mobilisant de manière efficiente les ressources humaines, les équipements et les matériaux. L'objectif est d'assurer rapidité, qualité et maîtrise des coûts dans la réalisation du projet.

VI.1 Organisation de chantier

L'organisation du chantier désigne la planification et la structuration méthodique de toutes les activités nécessaires à la réalisation d'un projet de construction ou de rénovation. Elle vise à optimiser les ressources (humaines, matérielles, financières et temporelles) afin d'assurer une exécution efficace, sécurisée, économique et conforme aux exigences de qualité.

Elle comprend notamment :

- La préparation du site (accès, installations provisoires, zones de stockage).
- La gestion du calendrier d'exécution, en tenant compte des étapes du chantier et des durées prévues.
- L'intégration des dispositifs de protection et de signalisation pour garantir la sécurité sur le chantier.
- Le pilotage des aspects financiers, logistiques et de performance du chantier.

VI.2 Réalisation du réseau d'AEP

L'exécution des divers travaux sur les chantiers de construction des réseaux d'approvisionnement en eau potable implique la réalisation de différentes tâches, telles que :

- Implantation des tracés des tranchées.
- Excavation des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites (sable).
- Pose des conduites.
- Epreuve des joints et de canalisations (essais de pression et d'étanchéité).
- Recouvrement des conduites (sable).
- Remblaiement de la tranchée.

VI 2.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain

a) Tracé des tranchées:

Pour matérialiser l'axe de la tranchée sur le terrain, des jalons sont implantés en alignement droit, avec un espacement régulier de 50 mètres. Cette opération s'appuie sur la mesure des distances à partir de repères fixes ou de bornes indiqués sur le plan. Elle permet de définir avec précision la direction de l'axe ainsi que ses points de départ et d'arrivée.

b) Le nivellement:

Le nivellement permet de déterminer le relief d'un terrain en fixant l'altitude de plusieurs points de référence. Toutes les côtes sont alors exprimées par rapport à un niveau de base, appelé plan de comparaison.

Lorsque la configuration du terrain comporte des obstacles gênant les visées directes, on utilise un nivellement par cheminement. Grâce à des calculs simples, on peut déterminer la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée à cet emplacement. Cela permet ensuite d'estimer les volumes de terrassement nécessaires, que ce soit pour l'excavation ou le remblaiement.

VI 2.2 Excavation des tranchées

L'excavation des tranchées est réalisée de manière mécanisée. La profondeur minimale de la tranchée à creuser est généralement de 0,80 m, afin de maintenir la fraîcheur de l'eau et éviter les conduites d'assainissement.

La largeur de la tranchée doit permettre à un opérateur de travailler aisément, environ 15 cm de chaque côté de la conduite. Cette largeur peut être ajustée en fonction du diamètre des conduites posées. Aux points de raccordement entre les tuyaux, des élargissements et approfondissements locaux, appelés « niches », sont prévus pour faciliter l'assemblage.

Les principaux paramètres à définir sont :

- La profondeur (H_{tr})
- La largeur (b)
- La distance pour la mise en place de la cavalière.

VI 2.3 Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, plusieurs opérations préparatoires doivent être effectuées :

- Retirer les grosses pierres présentes dans les déblais stockés sur les côtés de la tranchée, afin d'éviter qu'elles ne tombent accidentellement sur la canalisation.

- Nivelier le fond de la fouille pour garantir une répartition homogène de la pression entre les points de changement de pente prévus.
- Mettre en place le lit de pose en réalisant un fond bien compacté, constitué de terre meuble ou de sable. Ce lit de sable aura en général une épaisseur d'environ 10 cm.

VI 2.4 Pose des conduites

- **Triage préalable des conduites** : Avant la descente, les conduites sont triées pour écarter celles ayant subi des chocs ou présentant des défauts.
- **Mise en place dans la fouille** : Les conduites sont ensuite descendues lentement dans la tranchée à l'aide d'un engin de levage, notamment pour les grands diamètres.
- **Contrôle de l'alignement** : Pendant la pose, l'alignement des tuyaux est vérifié régulièrement à l'aide de nivelettes et de visées effectuées environ tous les 80 mètres.
- **Calage des conduites** : Si un calage est nécessaire pour corriger l'alignement, on utilise uniquement de la terre meuble ou du sable, jamais de pierres, afin d'éviter d'endommager les tuyaux.
- **Protection en fin de pose** : À chaque interruption de la pose, les extrémités du tronçon sont bouchées avec des tampons solidement fixés, pour éviter toute intrusion de corps étrangers ou d'eau.

VI.3 Les opérations pour la réalisation du réseau

- Décapage de la couche superficielle, qu'il s'agisse de végétation ou de revêtement bitumineux (goudron) ;
- Découpe et ouverture de la tranchée selon les dimensions prévues ;
- Fourniture et mise en place du lit de pose en sable, assurant un appui homogène pour les conduites ;
- Pose des conduites conformément aux alignements et niveaux définis ;
- Remblaiement progressif de la tranchée, avec compactage des couches selon les normes en vigueur.

VI.3.1 Calcul de la profondeur de la tranchée

$$H_{tr} = D + e + H_{min} \quad \text{VI.1}$$

Avec :

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

e = [10 à 30cm] épaisseur de lit du pose (e =0.15m)

H_{min} = [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, (H_{min} = 1.2m).

D : diamètre de la conduite (mm).

VI.3.2 Calcul de la Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée est déterminée en fonction du diamètre de la conduite, en prévoyant un espace de 0,30 mètre de chaque côté afin de faciliter les travaux de pose.

$$\mathbf{b = D + (0.3 \times 2)} \quad \mathbf{(m)} \quad \mathbf{VI.2}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VI.3.3 Calcul le volume de Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron

$$\mathbf{V_{déc} = b \cdot h \cdot L} \quad \mathbf{(m^3)} \quad \mathbf{VI.3}$$

Avec :

b: largeur de la tranchée (m).

h : hauteur de la couche (h=0.1m) .

L : longueur totale des tranchées (m).

Tableau VI. 1: Calcul du volume de décapage du réseau.

D	L	b	h	V_{déc}
mm	m	m	m	m³
Ø 50	1693.95	0.65	0.1	110.11
Ø 75	660.72	0.675	0.1	44.6
Ø90	607.14	0.69	0.1	41.9
Ø110	716.9	0.71	0.1	50.9
Ø 140	2469.75	0.74	0.1	182.76
Ø 160	631.6	0.76	0.1	48.00
Ø 180	365.9	0.78	0.1	28.54
Ø 200	787.9	0.8	0.1	63.03
Ø 225	1048	0.825	0.1	86.46
Ø 250	1364	0.85	0.1	115.94
Ø 280	581.2	0.88	0.1	51.14
Ø 315	1344.2	0.915	0.1	122.99
Ø 450	150	1.05	0.1	15.75
V_{déc} total				962.12

Tableau VI. 2 : Calcul du volume de décapage de l'adduction.

D	L	b	h	$V_{d\acute{e}c}$
mm	m	m	m	m^3
Ø500	420	1.1	0.1	46.2

VI.3.4 Calcul du volume de déblai

C'est le volume de terre extrait lors du creusement de la tranchée, et il est calculé par la formule suivante :

$$V_d = b \cdot H_{tr} \cdot L \quad (m^3) \quad \text{VI.4}$$

Avec :

V_d : volume de déblai (m^3).

L : la longueur de la tranchée.

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

b : largeur de la tranchée (m).

Tableau VI. 3: Calcul du volume de déblai du réseau.

D	L	b	H_{tr}	V_d
mm	m	m	m	m^3
Ø 50	1693.95	0.65	1.4	1541.5
Ø 75	660.72	0.675	1.425	635.53
Ø90	607.14	0.69	1.44	603.25
Ø110	716.9	0.71	1.46	743.14
Ø 140	2469.75	0.74	1.49	2723.15
Ø 160	631.6	0.76	1.51	724.82
Ø 180	365.9	0.78	1.53	436.66
Ø 200	787.9	0.8	1.55	976.99
Ø 225	1048	0.825	1.575	1361.74
Ø 250	1364	0.85	1.6	1855.04
Ø 280	581.2	0.88	1.63	833.67
Ø 315	1344.2	0.915	1.665	2047.85
Ø 450	150	1.05	1.8	283.5
V_d total				14766.86

Tableau VI. 4: Calcul du volume de déblai de l'adduction.

D	L	b	H_{tr}	V_d
mm	m	m	m	m³
Ø500	420	1.1	1.85	854.7

VI.3.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose

$$V_{LS} = \sum b_i \cdot e \cdot L_i \quad (\text{m}^3)$$

VI.5

Avec :

L: longueur de la tranchée (m).

e : épaisseur de lit de sable, e = 0.15 m.

b : largeur de la tranchée (m).

Tableau VI. 5: Calcul du volume de sable du réseau.

D	L	b	e	V_{LSi}
mm	m	m	m	m³
Ø 50	1693.95	0.65	0.15	165.16
Ø 75	660.72	0.675	0.15	66.9
Ø 90	607.14	0.69	0.15	62.84
Ø110	716.9	0.71	0.15	76.35
Ø 140	2469.75	0.74	0.15	274.14
Ø 160	631.6	0.76	0.15	72.00
Ø 180	365.9	0.78	0.15	42.81
Ø 200	787.9	0.8	0.15	94.55
Ø 225	1048	0.825	0.15	129.7
Ø 250	1364	0.85	0.15	173.91
Ø 280	581.2	0.88	0.15	76.72
Ø 315	1344.2	0.915	0.15	184.5
Ø 450	150	1.05	0.15	23.625
V_{LS} total				1443.18

Tableau VI. 6: Calcul du volume de de sable de l'adduction.

D	L	b	e	V_{LSi}
mm	m	m	m	m³
Ø500	420	1.1	0.15	69.3

VI.3.6 Calcul du remblaiement des tranchées

$$V_r = V_d - V_c - V_{LS} \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.6}$$

Avec :

V_c : volume de conduite (m3).

Et

$$V_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times L \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.7}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

L : longueur de la conduite (m).

Tableau VI. 7: Calcul du volume des remblais du réseau.

D	L	V_d	V_c	V_{LS}	V_r
mm	m	m³	m³	m³	m³
Ø 50	1693.95	1541.5	3.32	165.16	1373.01
Ø 75	660.72	635.53	2.92	66.9	565.71
Ø 90	607.14	603.25	3.86	62.84	536.55
Ø110	716.9	743.14	6.81	76.35	659.98
Ø 140	2469.75	2723.15	37.99	274.14	2411.00
Ø 160	631.6	724.82	12.7	72.00	640.13
Ø 180	365.9	436.66	9.31	42.81	384.55
Ø 200	787.9	976.99	24.74	94.55	857.71
Ø 225	1048	1361.74	41.65	129.7	1190.41
Ø 250	1364	1855.04	66.92	173.91	1614.21
Ø 280	581.2	833.67	35.77	76.72	721.18
Ø 315	1344.2	2047.85	104.70	184.5	1758.66
Ø 450	150	283.5	23.84	23.625	236.03
				V_r total	12949.14

Tableau VI. 8: Calcul du volume des remblais de l'adduction.

D	L	V_d	V_c	V_{LS}	V_r
mm	m	m³	m³	m³	m³
Ø500	420	854.7	82.425	69.3	702.975

VI.3.6 Calcul de réservoir

Un réservoir cylindrique semi-enterré a été initialement projeté, par ces caractéristiques suivantes :

Tableau VI. 9: Caractéristiques de réservoir.

Capacité V (m³)	Prof.de Terrassement h (m)	Diamètre Intérieur D (m)	Epaisseur Du radier a (m)	Epaisseur Des parois b (m)	Flèche de la coupole f (m)	Hauteur du réservoir H (m)
1500	2.4	16.5	0.3	0.2	1.9	7

VI.3.6.1 Diamètre extérieur

$$D_{\text{ext}} = D_{\text{int}} + 2b \quad (\text{m}) \quad \text{VI.8}$$

Avec :

D_{int} : Diamètre intérieur (m).

b : épaisseur de la parois (m).

A.P : $D_{\text{ext}} = 16.9$ m.

VI.3.6.2 Volume de décapage

$$V_{\text{déc}} = S_{\text{réservoir}} \times e_{\text{déc}} \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.9}$$

Avec :

S_{réservoir} : surface de réservoir.

e_{déc} : épaisseur de décapage ($e_{\text{déc}}=0.1\text{m}$).

VI.3.6.3 Volume de déblai

$$V_{\text{d}} = S_{\text{réservoir}} \times h \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.10}$$

Avec :

h : hauteur de terrassement.

VI.3.6.4 Volume de béton de propreté (sous radier)

$$V_{bp} = S_{réservoir} \times e_{bp} \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.11}$$

Avec :

e_{bp}: L'épaisseur de béton de propreté (e=0.1 m) .

VI.3.6.5 Volume de béton armé (radier)

$$V_{br} = S_{réservoir} \times a \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.12}$$

Avec :

a: L'épaisseur de radier (m).

VI.3.6.6 Volume de béton armé des parois

$$V_{bap} = V_{ext} - V_{int} \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.13}$$

Avec :

V_{ext} : Le volume extérieur pour parois (m³).

V_{int} : Le volume intérieur pour parois (m³).

VI.3.6.7 Volume de béton armé de coupole

$$V_{coupole} = S_{coupole} \times e_{coupole} \quad (\text{m}^3) \quad \text{VI.13}$$

Avec :

e_{coupole} : L'épaisseur de la coupole (e_{coupole}= 0.15m).

S_{coupole} : La surface de coupole (m²).

Tel que :

$$S_{coupole} = 2\pi \times R_{moy} \times f \quad (\text{m}^2) \quad \text{VI.14}$$

$$R_{moy} = \frac{R_{int}^2 + f^2}{2f} \quad (\text{m}) \quad \text{VI.15}$$

Avec :

R_{int} : Rayon intérieur de la coupole (m).

f : la flèche de coupoles (m).

Ce tableau résume l'ensemble des calculs des caractéristiques du réservoir :

Tableau VI. 10: Calcul de réservoir.

Volume de décapage	Volume de déblai	Volume de béton de propreté (sous radier)	Volume de béton armé (radier)	Le volume de béton armé des parois	Le volume de béton armé de coupole
m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
22.43	538.4	22.43	67.3	73.45	39.9

VI.4 Devis estimatif et quantitatives

Cette estimation a pour but de définir l'ensemble des travaux réalisés sur le terrain dans le cadre de notre projet, tels que les terrassements, la pose de conduites ou l'installation des équipements. Les quantités sont ensuite multipliées par les prix unitaires afin d'évaluer le coût total du projet. Cette démarche permet d'avoir une estimation fiable du budget nécessaire à sa réalisation.

Tableau VI. 11: Devis quantitatif et estimatif.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
Le Réseau et l'adduction				
Décapage	m ³	962.12	250	240 530.00
Déblai en terrain	m ³	14766.86	450	6 645 087.00
Lit de pose de sable	m ³	1443.18	1800	2 597 724.00
Remblaiement de la tranche	m ³	12949.14	300	3 884 742.00
Conduites PEHD PN10				
Ø 50	ml	1693.95	105	177 864.75
Ø 75		660.72	242	159 894.24
Ø 90		607.14	336	203 999.04
Ø110		716.9	500	358 450.00
Ø 140		2469.75	730	1 802 917.5
Ø 160		631.6	1045	660 022.00
Ø 180		365.9	1350	493 965.00
Ø 200		787.9	1631	1 285 064.9
Ø 225		1048	1920	2 012 160.00
Ø 250		1364	2536	3 459 104.00
Ø 280		581.2	3620	2 103 944.00
Ø 315		1344.2	4045	5 437 289.00

ø 450		150	6510	976 500.00
Conduites PEHD PN16				
ø500	ml	420	15025	6 310 500.00
Le réservoirs				
Décapage	m ³	22.43	500	11 215.00
Déblai en terrain	m ³	538.4	450	242 280.00
Béton de propreté (sous radier)	m ³	22.43	13000	291 590.00
Béton armé (radier)	m ³	67.3	55000	291 590.00
Béton armé des parois	m ³	73.45	40000	3 701 500.00
Béton armé de coupole	m ³	39.9	50000	2 938 000.00
Somme				41 678 842.43
TVA 19 %				7 918 980.0617
Total				49 597 822.4917

Devis en chiffre :

Quarante-neuf millions cinq cent quatre-vingt-dix-sept mille huit cent vingt-deux virgule quatre neuf un sept dinars algériens.

VI.5 Planification des travaux

Avant le démarrage des travaux sur le chantier, il est indispensable d'élaborer une planification préalable. Cette étape consiste en une étude théorique visant à déterminer la meilleure manière d'organiser et d'optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre ainsi que des différentes ressources disponibles. Plusieurs approches de planification peuvent être mises en œuvre selon la nature et la complexité du projet.

On utilise le MS PROJECT pour définir le temps de réalisation de ce projet.

VI.5.1 Définition des tâches et leurs durées

VI.5.1.1 Réseau de distribution et d'adduction

Le tableau suivant détaille les tâches prévues pour le projet et leur durée respective :

Tableau VI. 12: Temps de réalisation des différentes tâches.

Notation	Opération	Durée TR (j)
A	Décapage de la couche de goudron	30
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	80
C	Pose du lit de sable	30
D	Pose des conduits	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Essais d'étanchéités	30
G	Remblayage des tranchées	40
H	Nivellement et compactage	30

D'après la planification sur MS PROJECT en déduit le temps de réalisation est de 300 jours.

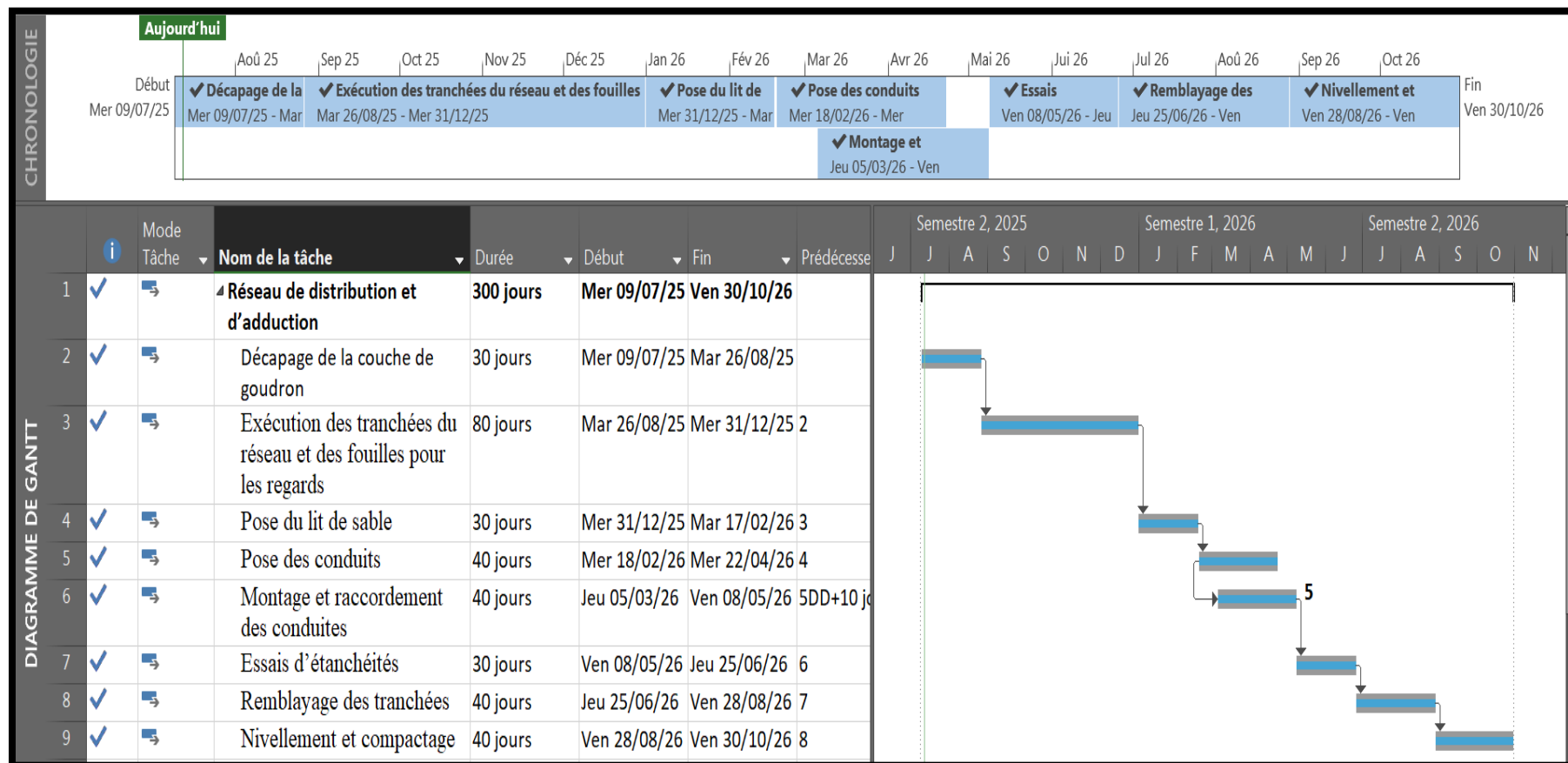


Figure VI. 1 : Planification sur MS PROJECT pour la réalisation de réseau de distribution et adduction.

VI.5.1.2 Réservoir de stockage

Le tableau ci-dessous présente les différentes tâches associées à la réalisation de réservoir, ainsi que la durée prévue pour chacune :

Tableau VI. 13:Temps de réalisation des différentes tâches.

Notation	Opération	Durée TR (j)
A	Installation de chantier	5
B	Excavation de la terre végétale.	10
C	Pose de béton de propreté (sous radier)	4
D	Réalisation du radier en béton armé	30
E	Réalisation des voiles en béton armé	40
F	Réalisation des parois en béton armé	30
G	Exécution de la ceinture supérieure	20
H	Réalisation de la coupole	30
I	Pose de l'étanchéité	10
J	Travaux de finition	15

D'après la planification sur MS PROJECT en déduit le temps de réalisation est de 186 jours.

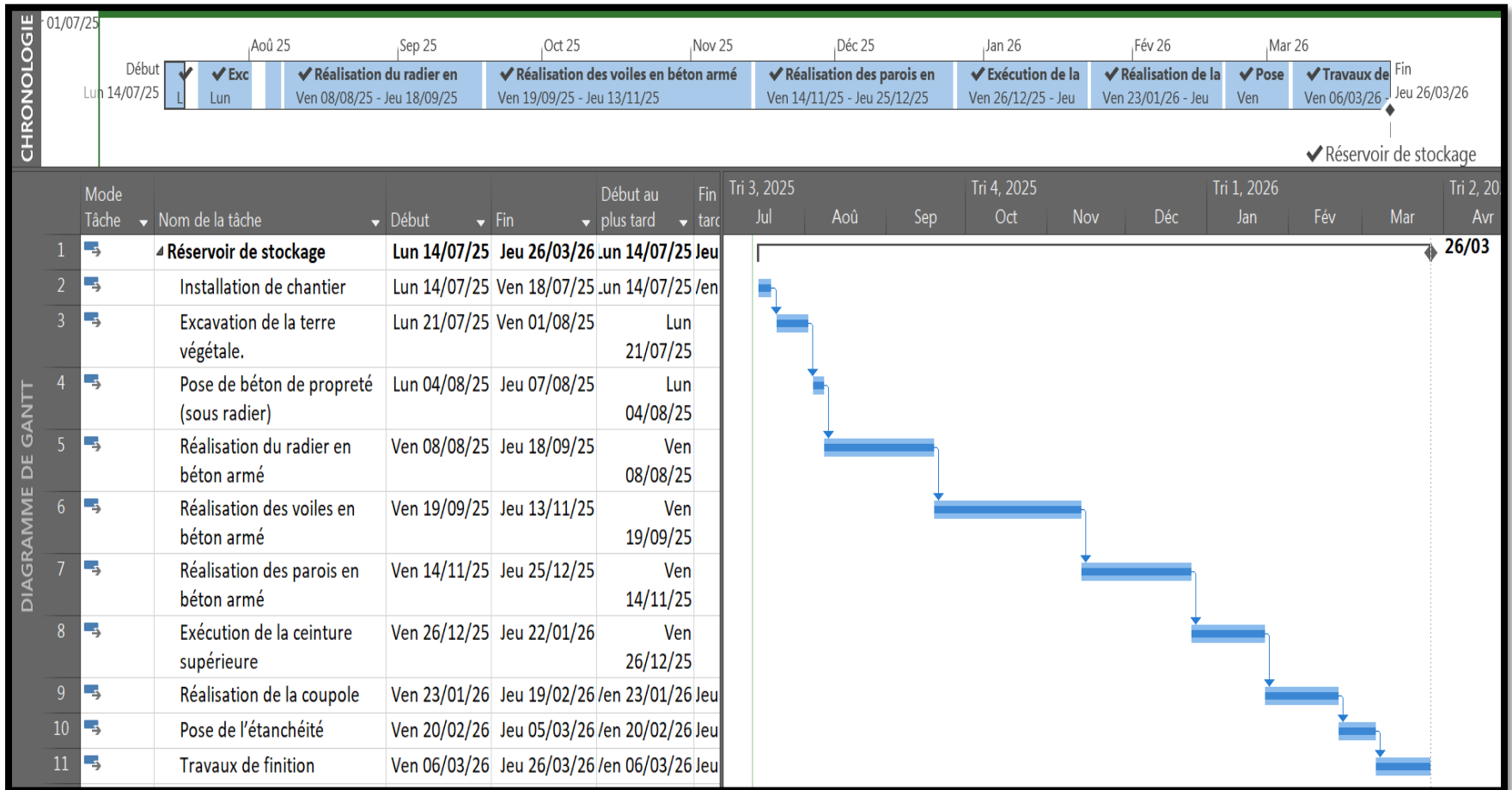


Figure VI. 2 : Planification sur MS PROJECT pour la réalisation de réservoir de stockage.

VI.5 Protection et sécurité du travail

Les accidents sont fréquents sur les chantiers, surtout dans le domaine hydraulique, qui comprend plusieurs étapes lors de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Ces étapes comprennent par exemple :

- Travaux d'excavation et de terrassement.
- Réalisation de forages.
- Travaux de génie civil

Les ingénieurs hydrauliciens sont tenus de mettre en place des mesures de sécurité et de protection tout au long du projet, depuis la planification jusqu'à sa réalisation.

VI.5.1 Facteurs à l'origine des accidents de travail dans les chantiers hydrauliques

De manière générale, les accidents de travail liés à des conditions ou actions dangereuses résultent de deux principaux facteurs :

VI.5.1.1 Facteurs humains

- Absence de contrôle et négligence dans l'encadrement et l'exécution des travaux.
- Fatigue du personnel, qu'il s'agisse des ouvriers, des agents de maîtrise ou des responsables.
- Encombrement sur le chantier, notamment durant les différentes phases d'exécution
- Erreurs de jugement ou de prise de décision.
- Manque de rigueur dans le suivi des étapes critiques du projet.

VI.5.1.2 Facteurs matériels

- Manque de surveillance et négligence dans le suivi des travaux.
- Fatigue physique et mentale des ouvriers et encadrants.
- Désorganisation ou encombrement du chantier durant l'exécution.
- Erreurs d'évaluation ou de prise de décision.
- Adoption d'un rythme de travail inadapté aux conditions du chantier.

VI.5.2 Stratégies de prévention des accidents

VI.5.2.1 Action de sécurité personnelle

Pour assurer la sécurité des intervenants, l'usage d'équipements de protection individuelle appropriés notamment casques, gants, lunettes et chaussures de sécurité est impératif.

VI.5.2.3 Action de sécurité complémentaires

- Toute tranchée ouverte en zone urbaine ou sur une voie de circulation doit être sécurisée par mettre en place une signalisation permanente et parfaitement visible en toutes conditions, afin d'éviter les collisions entre les engins de chantier et les piétons.
- Toute opération de creusement doit être précédée d'une communication claire aux entités concernées et de s'assurer de la stabilité du sol, afin de limiter les risques d'effondrement.
- Les ouvriers utilisant des outils manuels tels que pioches ou pelles doivent respecter une distance de sécurité suffisante entre eux, afin d'éviter les incidents liés à des chocs ou mouvements involontaires.

Conclusion

L'analyse approfondie des différentes étapes du chantier a permis de déterminer un devis estimatif global s'élevant à 49 597 822,49 DA. Ce montant couvre l'ensemble des travaux, notamment le décapage, le terrassement, la mise en place du lit de pose, la fourniture et la pose des conduites en PEHD, ainsi que la construction d'un réservoir cylindrique semi-enterré en béton armé. Par ailleurs, la durée d'exécution du projet a été estimée à 486 jours, sur la base d'une planification par MS PROJECT.

CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons apporté une contribution à l'étude du réseau de distribution d'eau potable de la commune de Bir Kasdali, située dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj.

L'étude a couvert l'ensemble des volets nécessaires à la mise en place d'un système d'alimentation en eau potable performant, depuis la collecte et l'analyse des données existantes jusqu'à l'élaboration d'un nouveau système hydraulique. Cette démarche a permis de proposer une solution technique structurée, intégrant le dimensionnement des conduites, la modélisation du réseau, ainsi que la planification des travaux nécessaires à la mise en œuvre du projet.

A travers celle-ci nous avons :

- La mise en place d'un nouveau réservoir de 1500 m³ afin de garantir l'alimentation en eau potable de l'agglomération à l'horizon 2055.
- La projection d'un nouveau réseau de distribution de type maille, pour maintenir un bon équilibre entre la vitesse de l'eau et la pression tolérée par les conduites.
- Le renforcement de l'adduction existante par un refoulement avec la sélection des pompes pour compenser le déficit en eau.
- La protection du réseau d'adduction contre les effets du coup de bélier.
- Organisation et mise en œuvre des travaux, sur une période de 474 pour un devis prévisionnel de 49 597 822,49 DA.

En conclusion, cette étude sur l'approvisionnement en eau potable de la commune de Bir Kasdali représente une étape clé pour garantir un accès fiable et durable à une eau saine, tout en jouant un rôle important dans l'amélioration du cadre de vie des habitants.

Références bibliographiques

Dupont A., « Hydraulique urbaine », tome 1 et 2, édition Eyrolles, Paris, 1979.

BONIN, J., « Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine », Editions Eyrolles Paris 1982.

Références situ-graphiques :

- Googleearth.com
- <https://vmhdz.com/prix/index.php>

ANNEXES

Annexe N°1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe N°2 : Variation des coefficients β_{\max} et β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

Annexe N°3 : Prix des conduites en PEHD.

Diamètre	PN 10		PN 16	
	EP mm	PRIX TTC	EP mm	PRIX TTC
20	1.9	32 DA	2	41 DA
25	2	41 DA	2.3	53.5 DA
32	2	59 DA	3	75 DA
40	2.4	89.5 DA	3.7	98 DA
50	3	105 DA	4.6	153 DA
63	3.8	210 DA	5.8	243 DA
75	4.5	242 DA	6.8	338 DA
90	5.4	336 DA	8.2	491 DA
110	6.6	500DA	10	730 DA
125	7.4	790 DA	11.4	944 DA
160	9.5	1045 DA	14.6	1544 DA
200	11.9	1631 DA	18.2	2406 DA
250	14.8	2536 DA	22.7	3745 DA
315	18.7	4045 DA	28.6	5965 DA
400	23.7	6510 DA	36.3	9614 DA
500	29.7	10900 DA	45.4	15025 DA
630	37.4		57.2	23845 DA
710	42.1		64.5	30130 DA
800	47.4		72.6	39500 DA

Source : Prix tube PEHD Algérie.

Annexe N°4 : Diamètres intérieurs ; extérieure ; épaisseur et pression nominal.

Nominal Diameter (mm)	SDR26	SDR21	SDR17	SDR13.6	SDR11	SDR9	SDR7.4
	PN 6	PN 8	PN 10	PN 12.5	PN 16	PN 20	PN 25
	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)
20	-	-	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	-	2.0	2.3	3.0	3.5
32	-	-	2.0	2.4	3.0	3.6	4.4
40	-	2.0	2.4	3.0	3.7	4.5	5.5
50	2.0	2.4	3.0	3.7	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.0	3.8	4.7	5.8	7.1	8.6
75	2.9	3.6	4.5	5.6	6.8	8.4	10.3
90	-	4.3	5.4	6.7	8.2	10.1	12.3
110	4.2	5.3	6.6	8.1	10.0	12.3	15.1
125	4.8	6.0	7.4	9.2	11.4	14.0	17.1
140	5.4	6.7	8.3	10.3	12.7	15.7	19.2
160	6.2	7.7	9.5	11.8	14.6	17.9	21.9
180	6.9	8.6	10.7	13.3	16.4	20.1	24.6
200	7.7	9.6	11.9	14.7	18.2	22.4	27.4
225	8.6	10.8	13.4	16.6	20.5	25.2	30.8
250	9.6	11.9	14.8	18.4	22.7	27.9	34.2
280	10.7	13.4	16.6	20.6	25.4	31.3	38.3
315	12.1	15.0	18.7	23.2	28.6	35.2	43.1
355	13.6	16.9	21.1	26.1	32.2	-	-
400	15.3	19.1	23.7	29.4	36.3	-	-
450	17.2	21.5	26.7	33.1	40.9	-	-
500	19.1	23.9	29.7	36.8	45.4	-	-
560	21.4	26.7	33.2	41.2	50.8	-	-
630	24.1	30.0	37.4	46.3	57.2	-	-
710	27.2	33.9	42.1	52.2	64.6	-	-
800	30.6	38.1	47.4	58.8	72.8	-	-
900	34.4	42.9	53.3	66.2	81.8	-	-
1000	38.2	47.7	59.3	73.6	91.0	-	-
1100	42.3	52.4	64.7	80.9	100.0	-	-
1200	45.9	57.2	70.6	88.3	109.0	-	-
1400	53.9	66.7	82.4	103.0	127.3		
1600	61.6	76.2	94.2	117.6	145.5		
1800	69.2	85.7	105.9	132.4	163.6		