

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la
commune de Beni Mered (w.Blida) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0028-17

APA Citation (توثيق APA):

Bouroga, Taha (2017). Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la
commune de Beni Mered (w.Blida)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN
EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE
BENI MERED (W.BLIDA)**

PRESENTÉ PAR :

M^r BOUROGA Taha

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r HADJ SADOK Ahmed	M.C.A	Président
M ^{me} KAHLERRAS Malika	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Ouahiba	M.A.A	Promotrice

Septembre- 2017

Dédicaces

Je dédie ce travail. . .

A mes chers parents :

Ma mère : Nadjet

Mon père : Abd EL hamid

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

A mes chers frères Bachir Nadir et Akram

A tous mes amis spécialement ceux avec qui j'ai passé le plus de temps Slimane, Tarek, Ayoub, Lakhdar, Oussama, Souhaib, Mohammed, Taki, Marwane,

A toutes les personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail.

A tous mes cousins sans exception, et ceux que j'ai omis de citer.

. . . Taha

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je remercie **mes parents** d'avoir tout fait pour moi.

J'adresse le grand remerciement à ma promotrice **Mme MOKRANE Ouahiba**, pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils du début à la fin de ce travail.

Je tiens également à remercier **les membres de jury** pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance.

Finalement, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à :

L'ensemble **des enseignants** qui ont contribué à ma formation durant toutes ces années d'études.

Taki qui m'a aidé et m'a soutenu tout au long de ce travail,

L'ensemble de **mes camarades** et **mes amis** sans exception.

. . . Taha

ملخص:

تعرف بلدية بني مراد المعنية بالدراسة نموًا ديموغرافيًا كبيرًا مما أدى إلى مشكل نقص في التزويد بالمياه الصالحة للشرب وبالتالي وجب تدعيم المصادر المائية الحالية المعتمدة أساسًا على المياه الجوفية بمصادر أخرى.

من خلال هذه الدراسة نهدف إلى تقدير حاجيات هذه المنطقة من الماء، ثم تطرقنا إلى تحديد أبعاد الأنابيب من الناحية التقنية والاقتصادية، وحجم الخزانات، مع الأخذ بعين الاعتبار حماية الأنابيب وتحديد طريقة إنجاز المشروع مع تبيين مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

La commune de Beni Mered, concernée par notre étude, connaît une croissance démographique importante voire très élevée, ce qui a conduit à une pénurie et un problème dans l'approvisionnement en eau potable. Face à ce déficit, il est impératif de consolider les ressources en eau existantes, à savoir les eaux souterraines, par d'autres ressources.

À partir de notre étude, nous cherchons à estimer les besoins en eau dans notre zone d'étude, dimensionner le système d'adduction du point de vue technico-économique, et déterminer le volume des réservoirs, en tenant compte la protection des conduites et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Abstract :

There is a significant demographic growth in Beni Mered (the concerned area for the study), which led to a problem of shortage in potable water supply. To solve this problem, we try to consolidate the existing water resources that are mainly dependent on groundwater by other sources. This study aims to estimate the needs in water of our study zone, dimension the adduction system from a technical and economical point of view, and determine the size of storage, taking into account the protection of pipes and implementing an action plan for the execution of the project.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1-Situation géographique	2
I.2-Situation administrative	2
I.3-La topographie	4
I.4-La Géologie	4
I.5-Le climat	4
I.6- La sismicité	7
I.7- Population	7
I.8- Situation hydraulique actuelle	9
I.8.1- Champ de captage N°1 BENI MERED centre	9
I.8.2- champ de captage N°2 DIAR EL BAHRI	14
I.8.3- Récapitulation sur la production des forages de BENI MERED	22
I.8.9- Qualité des eaux des forages de BENI MERED	23
Conclusion.....	23

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction	24
II.1- Estimation de la Population future	24
II.2- Catégories de consommation de la région d'étude	26
II.3- Choix de la norme unitaire de consommation	26
II.4- Évaluation de la consommation moyenne journalière	26
II.5- Etude des variations de la consommation	31
II.5.1- Etude de la variation journalière	31
II.5.2- variations journalières de la consommation en eau potable par zone	34
II.5.3- Etude de la variation horaire	35
II.5.3.1- Etude de la variation horaire par zone	38
II.6- Bilan de Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau.....	42
Conclusion	44

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction	45
III.1- Types d'adduction	45
III.2- Type d'écoulement	46
III.3- Critères du choix du tracé de l'adduction	46
III.4- Choix du matériau de la conduite	47
III.5- Calcul hydraulique	48
III.5.1- Cas de refoulement	48
III.5.2-Cas gravitaire	53
III.6-Etude de variantes	56
III.7- Proposition de variantes	56
III.7.1- Variante N°1	56
III.7.2-Variantes N°2	57
III.8-Analyse des variantes	59
III.8.1-Variante 1	59
III.8.2-Variante 2	69
III.8.3- Comparaison entre les variantes retenues	74
Conclusion	74

Chapitre IV : Etude de stockage

Introduction	75
IV.1- Définition d'un réservoir	75
IV.2- Rôles des réservoirs	75
IV.3- Avantages des réservoirs	75
IV.4- Classification des réservoirs	76
IV.4.1- Classification selon le matériau de construction	76
IV.4.2- Classification selon leur position par rapport au sol	76
IV.4.3- Classification par rapport à l'utilisation	76
IV.5- Choix du type de réservoir	76
IV.6- Emplacement des réservoirs	77
IV.7- Equipement d'un réservoir	78
IV.7.1- Equipements hydrauliques	78

IV.7.2. Equipement de nettoyage	82
IV.8. Capacité d'un réservoir	83
IV.8.1. Réservoir alimenté par une pompe	83
IV.8.2- Réservoir alimenté par une adduction gravitaire	84
IV.9- Dimensionnement des réservoirs d'alimentation	85
IV.9.1-Détermination de la capacité du stockage pour le renforcement de la zone de BENI MERED centre	85
IV.9.2-Détermination de la capacité du stockage pour le renforcement de la zone de DIAR EL BAHRI	86
III.10- Détermination des dimensions	87
IV.11- Entretien des réservoirs	88
IV.12- Hygiène et sécurité	89
Conclusion	89

Chapitre V : Pose et protection des conduites

Introduction	90
V.1- Pose de canalisation	90
V.1.1- Les actions reçues par les conduites	90
V.1.2- Réalisation des fouilles	90
V.1.3- La mise en tranchée	92
V.1.4- Epreuve des joints et canalisation principale	93
V.1.5-Remblaiement des tranchées	93
V.1.6- Le compactage	94
V.1.7- Différents cas de pose de canalisation	94
V.1.8- Accessoires	96
V.2- Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire	101
V.2.1- Définition	101
V.2.2- Causes du coup de bélier	101
V.2.3- Risques dus aux coups de bélier	101
V.2.4- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	102
Conclusion	107

Chapitre VI : Organisation de chantier et sécurité de travail

Introduction :	108
VI.1-Différents travaux à entreprendre pour l'adduction.....	108
VI.2- Estimation quantitative et financière du projet :	108
VI.2.1- Estimation quantitative :	108
VI.2.2- Estimation financière :	113
VI.3- Planification des travaux :	129
VI.4- Sécurité du travail :	119
VI.4.1- Causes des accidents de travail :	119
VI.4.2- Conditions dangereuses :	120
VI.4.3- Actions dangereuses :	120
VI.4.4- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	120
Conclusion :	121
Conclusion générale	122

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I -1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (Période 1996-2008).....	5
Tableau I-2 : les températures mensuelles de la wilaya de Blida (station de Soumaa).....	6
Tableau I-3 : la vitesse du vent (en m/s) au cours de l'année	6
Tableau I-4 : Populations de la commune de BENI MERED à travers les RGPH	7
Tableau I-5 : Populations de la commune de BENI MERED (source APC)	8
Tableau I-6 : Caractéristiques des forages du champ de captage de Beni Mered centre.	12
Tableau I-7 : Caractéristiques des forages du champ de captage de Diar El Bahri..	12
Tableau I-8 : Surface de la station de pompage	18
Tableau I-9 : Bâche de reprise de 500 m ³ (réservoir sur sol)	18
Tableau I-10 : Equipements de la station de pompage	19
Tableau I-11 : Récapitulation sur la production des forages de BENI MERED	22

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1 : Evaluation de la population pour différents horizons	25
Tableau II.2 : Débits moyen journalier pour différents horizons de la commune de BENI MERED	27
Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la commune de Beni Mered	28
Tableau II.4 : Besoins en eau de l'industrie de la commune de Beni Mered.	30
Tableau II.5 : Besoins en eau total de la commune de BENI MERED.....	31
Tableau II.6 : variations journalières de consommation de la commune de BENI MERED.....	33
Tableau II.7: variations journalières de consommation de la zone de BENI MERED centre	34
Tableau II.8: variations journalières de consommation de la zone de Diar El Bahri.....	35
Tableau II.9: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable de la commune de Beni Mered à l'horizon 2045	36
Tableau II.10: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable de la zone de BENI MERED centre à l'horizon 2045	38
Tableau II.11: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable de la zone de DIAR EL BAHRI à l'horizon 2045	40
Tableau II.12: Bilan des ressources / besoins de BENI MERED	42

Tableau II.13: Bilan des ressources / besoins de BENI MERED centre.....	43
Tableau II.14: Bilan des ressources / besoins de DIAR EL BAHRI	44

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1: Les valeurs de M , α , β , m en facteur de matériau	49
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	52
Tableau III.3 : coefficients K' , β , m pour différents types de tuyau	55
Tableau III.4: Caractéristiques des variantes	57
Tableau III.5 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2	60
Tableau III.6 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2	60
Tableau III.7 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2	61
Tableau III.8 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-A	65
Tableau III.9 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-A	66
Tableau III.10 : Bilan pour le tronçon SP2-A	66
Tableau III.11 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon A-R2 et A-R1	67
Tableau III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon A-R2 et A-R1	68
Tableau III.13: Cout total pour la réalisation de la conduite de refoulement	68
Tableau III.14: vitesse d'écoulement calculés pour différents tronçons de l'adduction	73
Tableau III.15: Frais d'investissement pour différents tronçons de l'adduction	73
Tableau III.16: Comparaison entre les variantes retenues	74

Chapitre IV : Etude de stockage

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des réservoirs	88
---	----

Chapitre V : Pose et protection des conduites

Tableau V.1: les caractéristiques du tronçon P-R1 d'adduction	103
Tableau V.2: la valeur de K pour chaque matériau	103
Tableau V.3 : Valeurs du coup de bélier de tronçon P-R1	105
Tableau V.4: représente les caractéristiques du P-R2 tronçon d'adduction	106

Tableau V.5 : Valeurs du coup de bélier de tronçon P-R2	106
---	-----

Chapitre VI : Organisation de chantier et sécurité de travail

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus	109
Tableau VI.2: calcul du volume de décapage et de lit de pose	110
Tableau VI.3: calcul du volume à excaver	111
Tableau VI.4: calcul du volume de remblai et de terre à évacuer	112
Tableau VI.5: Devis estimatif des travaux de l'adduction	113
Tableau VI.6: Devis estimatif de la pose des conduites.....	114
Tableau VI.7: Devis estimatif des réservoirs	114
Tableau VI.8 : Devis estimatif des équipements	115
Tableau VI.9 : Décompte des travaux	115
Tableau VI.10: Travaux pour l'adduction	116
Tableau VI.11 : Détermination du délai de la réalisation	117

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : les limites administratives de la commune de BENI MERED	3
Figure I-2 : Graphique de l'évolution de la population	7
Figure I-3 : Champ de captage N°1 BENI MERED centre	10
Figure I-4 : Vue à l'extérieur du château d'eau de BENI MERED centre	13
Figure I-5 : Vue à l'intérieur du château d'eau de BENI MERED centre	14
Figure I-6 : Champ de captage N°2 DIAR EL BAHRI	15
Figure I-7 : Vue à l'extérieur du château d'eau de DIAR EL BAHRI	17
Figure I-8 : Vue à l'intérieur du château d'eau de DIAR EL BAHRI	17
Figure I-9 : Vue de l'extérieur de la station de pompage	20
Figure I-10 : Vue à l'intérieur de la station de pompage (groupe électropompe).....	20
Figure I-11 : Bâche de capacité de 500 m3 de la station de pompage	21
Figure I-12 : Réservoir anti bélier 2000 l de la station de pompage	21

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Evolution de la population pour la commune de BENI MERED	25
Figure II.2 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de la commune de BENI MERED.....	37
Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale de la commune de BENI MERED.	37
Figure II.4 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de la zone de BENI MERED centre	39
Figure II.5 : Courbe intégrale de la consommation totale de la zone de BENI MERED centre.	39
Figure II.6 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de la zone de DIAR EL BAHRI	41
Figure II.7 : Courbe intégrale de la consommation totale de la zone de DIAR EL BAHRI.....	41
Figure II.8 : Graphique bilan ressources / besoins	43

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1 : Schéma d'une adduction par refoulement	50
---	----

Figure III.2: Schéma d'une adduction gravitaire	54
Figure III.3: Schéma des variantes proposées	58
Figure III.4 : Graphique de bilan total des couts pour le tronçon SP1-SP2 (variante 01).....	61
Figure III.5 : Graphique de bilan total des couts pour le tronçon SP2-A (variante 01).....	67

Chapitre IV : Etude de stockage

Figure IV.1 : conduite d'arrivée (d'alimentation)	78
Figure IV.2 : Conduite de distribution	79
Figure IV.3 : schéma récapitulatif des équipements des réservoirs surélevés.	81

Chapitre V : Pose et protection des conduites

Figure V.1 : Pose de conduite en tranché.	91
Figure V.2: pose des conduites en PE dans les tranchées	93
Figure V.3 : pose en galerie	94
Figure V.4 : Robinet vanne à opercule.....	97
Figure V.5 : Robinets vanne papillon	97

Chapitre VI : Organisation de chantier et sécurité de travail

Figures VI.1 : Réseau à nœud	118
------------------------------------	-----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de masse de la commune de Beni Mered.

Planche N° 2 : Schéma synoptique.

Planche N° 3 : Levé topographique de la conduite d'adduction.

Planche N° 4 : Profil en long du tronçon P-R1

Planche N° 5 : Réservoir projeté de Diar El Bahri (R2).

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de renforcement en eau potable de la commune de Beni Mered (Wilaya de Blida) à partir de la station de pompage de Beni Tamou, ou à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux du réservoir 10000 m³ d'Ouled Yaich vers Blida centre, pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2045.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que les ressources actuelles (forages) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région. Comme La conduite du transfert des eaux du réservoir 10000 m³ d'Ouled Yaich vers Blida centre passe à la limite de notre commune, et comme la station de pompage de la commune de Beni Tamou a la capacité d'assurer cette quantité d'eau, nous proposons de choisir un de ces deux variantes selon une étude technico-économique pour assurer ces besoins.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2045, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.

La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquence améliore le cadre de vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de six chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation.

I.1-Situation géographique :

La commune de BENI MERED fait partie des 25 communes de la Wilaya de BLIDA, située au centre de la plaine de la MITIDJA, elle s'étend sur une superficie de 1572 ha, dont 49% de zone urbaine et 51% de plaine. La commune de BENI MERED compte plusieurs agglomérations secondaires (HAI KRITLI, HAI FETTAL et KHEZROUNA) ainsi qu'une nouvelle occupation (DIAR EL BAHRI) qui est appelée à devenir la nouvelle ville de BENI MERED.

I.2-Situation administrative :

La commune de BENI MERED fait partie de la Daïra de OULED YAICH, située à 7km du chef-lieu de la Wilaya et à 40km au Sud-est de la capitale Alger. Le territoire de la commune de BENI MERED est traversé au nord par l'autoroute Est-ouest (RN1), elle est limitée à l'Est par l'Oued BENI MERED et à l'Ouest par l'Oued Beni AZZA. Aussi elle est traversée au sud par la ligne de chemin de fer ALGER-BLIDA.

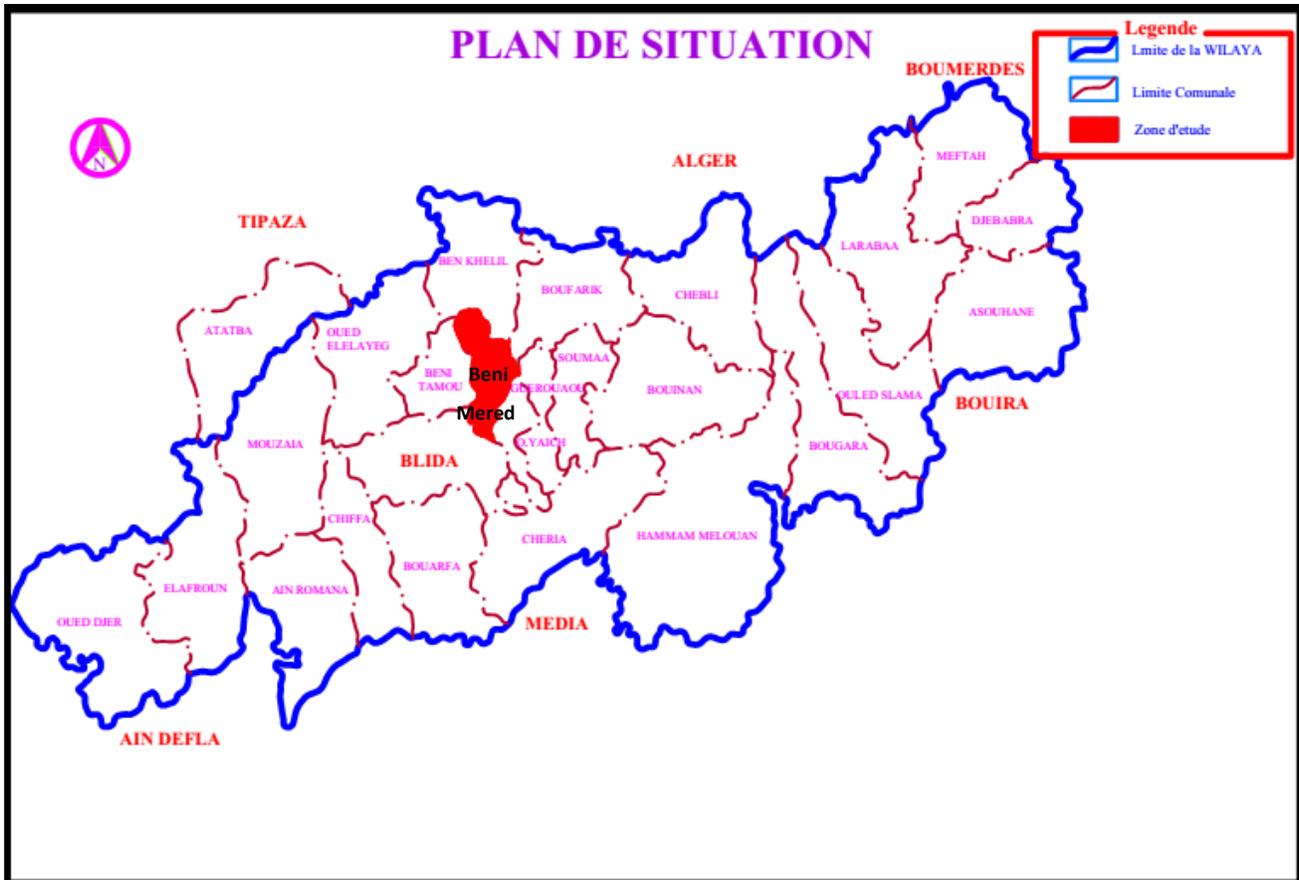


Figure I-1 : les limites administratives de la commune de BENI MERED.

La commune de BENI MERED est entourée par les communes suivantes :

- Au Nord : les communes de BOUFARIK et de BEN KHELLIL.
- A Ouest : la commune de BENI TAMOU.
- A Est : la commune de GUERROUAOU.
- Au Sud : la commune de BLIDA.
- Au Sud-est : la commune de OULED YAICH.

I.3-La topographie :

L'atlas Blidéen est une chaîne de montagnes qui s'étend sur plus de 70 KM, depuis le massif volcanique d'El AFROUN à l'Ouest jusqu'au massif calcaire du BOUZEGZA à l'est.

C'est une chaîne de reliefs continus et sans interruptions notables et ce, à l'exception de quelques cluses empruntées par des vallées très étroites et profondes, ex : les oueds DJER, BOUROUMI, CHIFFA, El HARRACH . . .

L'espace communal de BENI MERED se trouve dans un relief qui varie entre 100 à 1100 mètres d'altitude faisant distinguer trois types de reliefs ordonnés comme suit :

- La partie de la plaine
- La zone de piémont
- La zone de montagne

I.4-La Géologie :

Notre ville fait partie de la Mitidja qui est un grand bassin alluvionnaire constitué des graviers, de galets avec des argiles en quantités variables. L'épaisseur de ces matériaux diminue dans la Mitidja Ouest.

I.5-Le climat :

Notre région appartient à la plaine de Mitidja. Cette plaine occidentale est soumise à un climat subhumide littoral qui caractérise l'ensemble des plaines côtières. Il devient plus humide et continental sur les reliefs du Sud où l'on enregistre une baisse sensible des températures.

Les principaux paramètres et facteurs du climat qui influent d'une façon directe et à long terme sur les édifices ou toute infrastructure sont : la pluviométrie, la température, l'humidité et le vent.

I.5.1-La pluviométrie :

La pluviométrie de la région est méditerranéenne caractérisée par une double irrégularité annuelle et interannuelle.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station de « SOUMAA » est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I -1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (Période 1996-2008).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aou
Pluie (mm)	22.44	77.63	111.82	79.98	88.39	93.83	98.62	82.11	70.06	7.92	2.14	3.89
Pluie (%)	2.77	10.53	15.17	10.85	11.99	12.73	13.38	11.14	9.50	1.07	0.29	0.52

(Source A.N.R.H Blida)

L'analyse du tableau nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les précipitations ne sont pas réparties uniformément au cours de l'année.
- Les mois Juin, Juillet et Août accusent une très faible pluviométrie par rapport aux mois de Décembre, Janvier et Février qui accusent le maximum de pluviométrie.

I.5.2-La température :

La température est un élément important et fondamental du climat qui influe sur les constructions soit durant la réalisation ou après, pendant l'exploitation.

Les températures dont nous disposons sont celles de BLIDA et ses alentours. Les analyses des moyennes mensuelles de températures montrent des valeurs élevées du mois de Juin au mois de Septembre et qui varient entre 26,5°C à 27,3 0°C.

Par contre les températures les plus basses sont marquées de Décembre à Février et qui varient de 2°C à 5.5°C. À la vue de cette observation, on constate que la région est caractérisée par une alternance de saison sèche et chaude avec une température au mois d'août de 27,30°C et d'une saison humide et froide avec une température de 9,30°C au mois de Janvier.

Le tableau ci-après, résume notre analyse concernant les différentes températures au cours de l'année de la wilaya de Blida et ses alentours.

Tableau I-2 : les températures mensuelles de la wilaya de Blida pour la période (2000-2014).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aou
T _{min} (°C)	17	15.5	6.5	5.5	2	4	6	7	15	18	21.5	21
T _{max} (°C)	32	32	26	18.5	15	17	30	23	30	37	35	40
T _{moy} (°C)	24.3	21.9	14.7	11.1	9.3	10.3	17.3	16.8	22.4	26.5	28.5	27.3

(Source A.N.R.H – Blida)

Avec :

T_{min} : température minimale mensuelle en degré Celsius

T_{max} : température maximale en degré Celsius

T_{moy} : température moyenne en degré Celsius

I.5.3- L'humidité :

L'humidité relative de l'air dans la région varie entre 77% et 80% qui est un taux considérable.

I.5.4- Le vent :

Les vents constituent un facteur écologique important à des titres divers : agent de transport, facteur climatique et facteur mécanique. Ils sont accompagnés généralement d'orages et des pluies, les plus fréquents d'entre eux sont de direction NORD-EST avec une vitesse moyenne est de 2,5m/s à 3m/s.

Le tableau suivant traduit les différentes vitesses des vents (en m/s) au cours de l'année.

Tableau I-3 : la vitesse du vent (en m/s) au cours de l'année (2014).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aou
V (m/s)	2.5	2.3	2.5	3.7	3	3.1	2.9	3.1	2.8	3	3.2	3.1

(Source A.N.R.H – Blida)

I.6- La sismicité :

La commune de Beni Mered fait partie d'une zone réputée par l'activité sismique. En effet, la Mitidja est une zone d'affaissement permanent car elle est comprise entre deux blocs qui sont l'Atlas et le sahel, c'est le contact entre plaine et montagne, qui est à l'origine des tremblements de terre ou secousses.

Il est indispensable de veiller sur l'application rigoureuse des règles de sécurité antisismiques.

I.7- Population :

La commune de BENI MERED a connu une croissance démographique importante à cause de la réalisation des projets de constructions de logements qui ont attiré une population de l'ancienne commune mère et même de l'extérieure de la Wilaya. Entre les deux derniers recensements RGPH 1987 et 1998 la commune de BENI MERED était caractérisée par un taux d'accroissement élevé de 6,58%, et de 5,05 entre 1998 et 2008.

Le tableau suivant nous donne l'évolution de la population de BENI MERED à travers plusieurs recensements :

Tableau I-4 : Populations de la commune de BENI MERED à travers les RGPH

COMMUNE DE BENI MERED	RGPH 1987	RGPH 1998	RGPH 2008
BENI MERED POPULATION	10540	21457	35123



Figure I-2 : Graphique de l'évolution de la population

D'après les recensements faits en 2008 la population de la commune de BENI MERED varie comme suit :

Tableau I-5 : Populations de la commune de BENI MERED (source APC).

COMMUNE DE BENI MERED	Nombre des habitants (RGPH 2008)
BENI MERED CENTRE	4013
HAI DIAR EL BAHRI ANCIENNE	4850
HAI DIAR EL BAHRI NOUVELLE	8793
HAI KHAZROUNA	9948
HAI FETEL	1293
HAI KRITLI	1647
HAI EL AICHI	1198
HAI SIDI RADOUAN	453
HAI ISLAMIQUE	2928
TOTAL	35123

I.8- Situation hydraulique actuelle :

La commune de BENI MERED est alimentée essentiellement de 02 champs de captages composés de plusieurs forages. Chacun de ces champs alimente une partie de la commune de BENI MERED.

I.8.1- Champ de captage N°1 BENI MERED centre :

Le champ de captage N°1 de BENI MERED centre est alimenté par 06 forages à savoir :

F1, F3, F4, F5, F7 et F9 et d'un château d'eau de 1000 m3.

Les forages de ce champ de captage sont représentés dans la figure suivante :



Figure I-3 : Champ de captage N°1 BENI MERED centre.

L'alimentation vers le château d'eau 1000 m³ de BENI MERED centre ce fait via une conduite maitresse qui commence au niveau du forage F7 exactement au Nœud 04 par un diamètre de 200 mm PEHD PN 16 sur une longueur de 80 ml jusqu'au nœud N°05.

Puis du nœud N°05 vers le nœud N°06 par un diamètre de 315 PEHD PN 16 sur une longueur de 220 ml.

En fin du nœud N°06 vers le château d'eau par une conduite de 315 PVC PN 16 sur une longueur de 560 ml.

Le forage F7 est branché à la conduite maitresse au niveau N°04 par une conduite de 90 PEHD PN 16 sur une longueur de 45 ml.

Le forage F3 est branché à la conduite maitresse au niveau N°05 par une conduite de 110 PEHD PN 16 sur une longueur de 220 ml.

Le forage F4 est branché à la conduite maitresse via deux types de conduite :

Du Forage F4 jusqu'au nœud N°07 en DN 150 acier sur une longueur de 360 ml puis du N°07 au N°06 en DN 200 PVC PN 16 sur une longueur de 155 ml.

Le forage F5 est raccordé à la conduite d'adduction du forage F4 en DN 90 PVC PN 16 sur une longueur de 10 ml.

Le forage F1 est raccordé au château d'eau 1000 m³ BENI MERED centre en DN 110 PVC PN 16 sur une longueur de 110 ml.

Le forage F9 est raccordé au château d'eau 1000 m³ BENI MERED centre en DN 90 PVC PN 16 sur une longueur de 610 ml.

Les caractéristiques des forages de ce champ de captage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-6 : Caractéristiques des forages du champ de captage de Beni Mered centre.

Forage	Coordonnées (m)			Profondeur (m)	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)
	X	Y	Z			
Forage N°1	487555,08	4041872,77	142,00	140	15	9
Forage N°3	487810,67	4042570,52	125,00	160	25	7.75
Forage N°4	487442,26	4042554,65	126,00	150	20	10
Forage N°5	487815,79	4042237,82	132,00	150	13	7.4
Forage N°7	488024,33	4042414,67	125,00	170	12	8
Forage N°9	487091,25	4041387,99	148,00	200	14	9

- Château d'eau 1000 m³ BENI MERED centre :

Ce château d'eau a une capacité de 1000 m³, il constitue le seul dispositif de stockage de cette zone.

▪ Coordonnées du château de BENI MERED :

UTM : X=487450,41 m Y= 4041749,01 m Z= 142,21 m.

-Le château d'eau a une capacité de 1000m³, il constitue le seul dispositif de stockage de la ville.

- La cote du radier est à une altitude de 159.71 m

- Le trop plein est à une altitude de 164,71m.

-Il est situé à l'entrée de la ville (près de la gare de train).

-La conduite d'arrivée est en DN 300 acier enrobé

-La conduite du trop-plein est en DN 300 acier enrobé

-Les équipements à l'intérieur du château d'eau sont en bonne état.



Figure I-4 : Vue à l'extérieur du château d'eau de BENI MERED centre.



Figure I-5 : Vue à l'intérieur du château d'eau de BENI MERED centre.

I.8.2- champ de captage N°2 DIAR EL BAHRI :

Le champ de captage N°3 de DIAR EL BAHRI est alimenté par 04 forages à savoir :

F11, F12, FB9 (BRISSOUNIER) et Forage BMF5.

L'alimentation vers le château d'eau 1000 m³ de DIAR EL BAHRI se fait via une conduite de Diamètre de 315 PVC PN 16 sur une longueur de 4400 ml à partir de la station de pompage de DIAR EL BAHRI (Sidi Redouane). Le forage F11 est raccordé à la station de pompage par une conduite de 90 PEHD PN16 sur une longueur de 60 ml.

Le forage F12 est raccordé à la station de pompage par une conduite de 110 PEHD PN16 sur une longueur de 470 ml. Le forage FB9 BRISSOUNIER est raccordé à la station de pompage par une conduite de 110 PEHD PN16 sur une longueur de 700 ml.

Le forage BMF5 est raccordé au château d'eau via une conduite en acier DN 100 mm sur une longueur de 35 ml.

Les forages de ce champ de captage sont représentés dans la figure suivante :

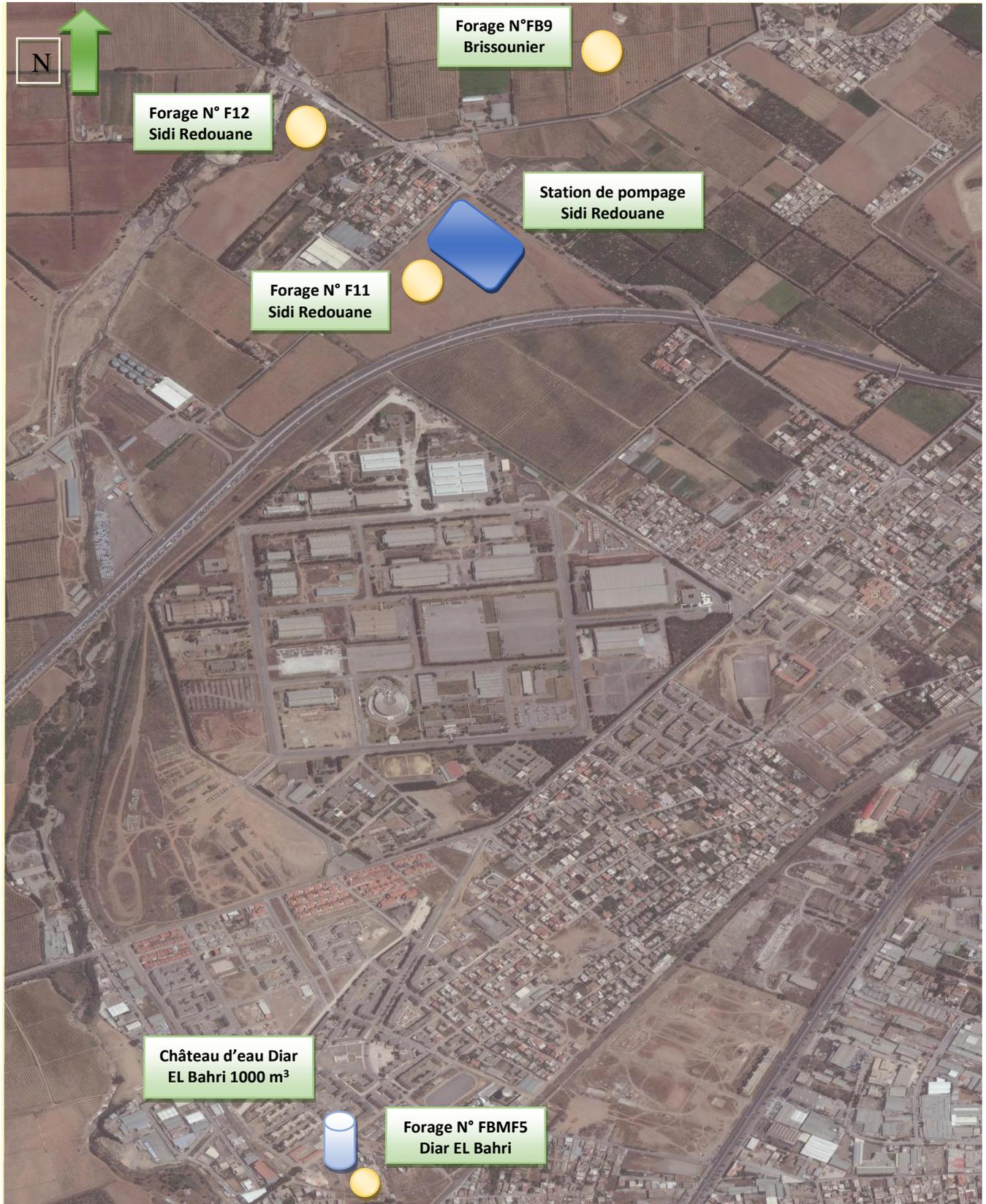


Figure I-6 : Champ de captage N°2 DIAR EL BAHRI.

Les caractéristiques des forages de ce champ de captage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-7 : Caractéristiques des forages du champ de captage de Diar El Bahri.

Forage	Coordonnées (m)			Profondeur (m)	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)
	X	Y	Z			
Forage N°11	486271,17	4043094,10	109,79	155	14	8.5
Forage N°12	485933,55	4043480,73	97,00	201	22	9
Forage N°BMF5	486073,52	4040367,33	161,59	200	15	13
Forage N° BF9	486110,52	4043530,33	104,22	140	16.30	8

- Les forages de la commune de BENI MERED sont en bon état et fonctionnels.

- Château d'eau 1000 m³ DIAR EL BAHRI :

Ce château d'eau a une capacité de 1000m³, il constitue le seul dispositif de stockage de cette zone.

▪ Coordonnées du château de DIAR EL BAHRI :

UTM : X=486020.10 m Y= 4040379.10 m Z= 160,29 m

- La cote radier est à une altitude de 177,79 m

- Le trop plein est à une altitude de 182,79 m.

-La conduite d'arrivée est en DN 300 acier enrobé.

-La conduite du trop-plein / vidange est en DN 500 acier enrobé.

-Les équipements à l'intérieur du château d'eau sont en bonne état.



Figure I-7 : Vue à l'extérieur du château d'eau de DIAR EL BAHRI.



Figure I-8 : Vue à l'intérieur du château d'eau de DIAR EL BAHRI.

-Station de pompage de DIAR EL BAHRI :**▪ Coordonnées :**

UTM : X=486046,29 m Y= 4043397,04 m Z= 104,64 m

▪ Etat actuel :

Cette Station est située dans le quartier de Sidi Redouane route de BENI TAMOU, elle a été projetée dans le cadre du POS DIAR EL BAHRI, elle reçoit les eaux des forages destinés à l'alimentation de DIAR EL BAHRI, Elle est alimentée par un transformateur de 400 kVA.

Ce transformateur alimente trois (03) électropompes de 75 kW chacune (deux en service et une en secours).

Cette station a les caractéristiques représentées dans les tableaux suivants :

Tableau I-8 : Surface de la station de pompage

Surface Totale (m²)	Surface bâtie (m²)	Entrée L x h (m)
40*20	20	4*3

Tableau I-9 : Bâche de reprise de 500 m3 (réservoir sur sol)

Désignation	03Vannes	03 Vannes	01 Ventouse	03 Clapet	Compteur.
Diamètre (mm)	150	100	50	100	100
Pression. Nom	16	16	16	16	16

Tableau I-10 : Equipements de la station de pompage

Désignations		Pompe 1	Pompe 2	Pompe 3
Moteur	Marque	Leroy Somer	Leroy Somer	Leroy Somer
	Type	PL5225MRT	PL5225MRT	PL5225MRT
	N° de série	152673G001	152579PF003	152643PG001
	Puissance (kW)	75	75	75
Pompe	Marque	Leroy Somer	Leroy Somer	Leroy Somer
	Type	PL5225MRT	PL5225MRT	PL5225MRT
	N° de série	1511262601-01	1511262681-02	1511262600-03
	Debit (m ³ /h)	108	108	108
	HMT (m)	122	122	122
Electro	Transfo.	Marque	-	
		P (kVa)	400	
	Armoire Coman.	Marque	-	
		P (kW)	75	
	Résist. Dem	Marque	-	
		P (kW)	-	
	Démarrage	Statorique		
Anti - Bélier	Marque	CHARLATTE		
	Capacité	2000 litre PN 25 bars		



Figure I-9 : Vue de l'extérieur de la station de pompage



Figure I-10 : Vue à l'intérieur de la station de pompage (groupe électropompe)



Figure I-11 : Bâche de capacité de 500 m³ de la station de pompage



Figure I-12 : Réservoir anti bélier 2000 l de la station de pompage

I.8.3- Récapitulation sur la production des forages de BENI MERED :

Tableau I-11 : Récapitulation sur la production des forages de BENI MERED

Champs de captage	Forages	Production des forages (l/s)	Productions des Champs (l/s)	Totale de production (l/s)
BENI MERED CENTRE	F1	9	51.15	89.65
	F3	7.75		
	F4	10		
	F5	7.4		
	F7	8		
	F9	9		
DIAR EL BAHRI	F11	8.5	38.5	
	F12	9		
	FB9	8		
	F BMF5	13		

I.8.4- Qualité des eaux des forages de BENI MERED :

On va se baser sur une analyse effectuée sur les eaux des forages de BENI MERED au niveau du laboratoire agréé de l'Algérienne des eaux station de Chiffa (**annexe 2**).

En comparant les résultats de l'analyse effectuée sur les eaux des forages de BENI MERED avec les normes d'eau potable selon l'OMS (**annexe 3**), on peut dire que l'eau donnée par ces forages est de bonne qualité.

Conclusion :

Dans ce présent chapitre, nous avons illustré les différentes données caractéristiques du projet pour la reconnaissance de notre zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique et hydraulique qui auront pour but de nous aider à entamer les différents volets du projet

Introduction :

Une bonne conception du projet commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question. On procède, dans ce chapitre, à l'évaluation de ses besoins en eau potable. Ceci en se basant sur les données du recensement national de la population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la localité, ainsi que du rythme des activités humaines.

II.1- Estimation de la Population future :

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus pour satisfaire les besoins à long terme, c'est pour cette raison qu'on doit estimer la population à un horizon futur en se basant sur la formule des intérêts composés ci-après :

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population à l'année de référence (2008).

α : Taux d'accroissement de la population en %.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Selon les informations que nous avons recueillies d'après la **D**irection de la **P**lanification et de l'**A**ménagement du **T**erritoire (**DPAT**), le taux d'accroissement pour l'ensemble de la commune de BENI MERED a stabilisé en 2013, et le taux d'accroissement préconisé est de 2%.

La population de la commune de BENI MERED croit à un rythme d'environ 2 %.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Evaluation de la population pour différents horizons.

COMMUNE DE BENI MERED	RGPH 2008	Actuel 2017	Court Terme 2020	Moyen Terme 2025	Long Terme 2045
Taux d'accroissement (%)	2	2	2	2	2
Population de BENI MERED centre	10334	12367	13106	15976	23740
Population de HAI DIAR EL BAHRI	24789	29625	31438	38323	56947
TOTAL	35 123	41992	44 544	54 299	80 686

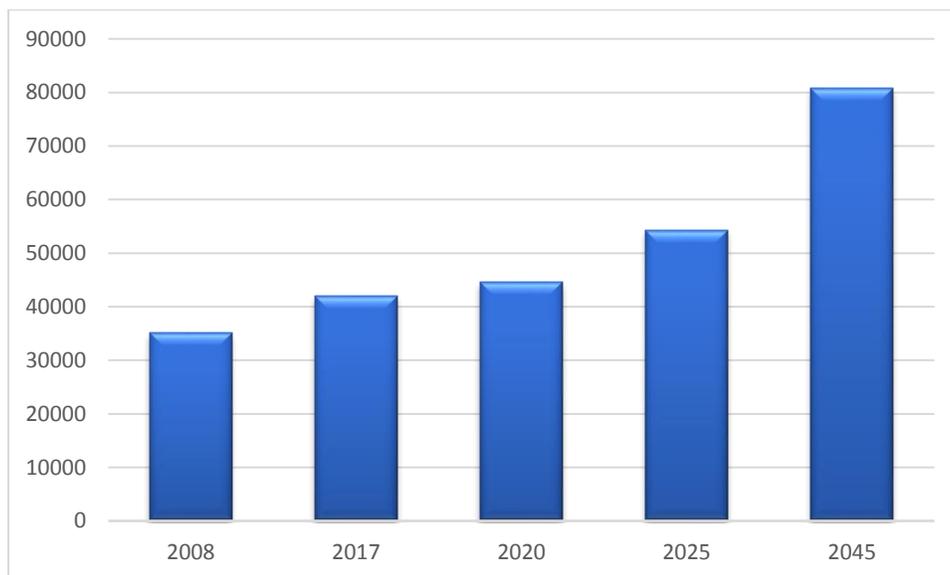


Figure II.1 : Evolution de la population pour la commune de BENI MERED

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

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération. Pour notre cas, nous avons les :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins industriels.

II.3- Choix de la norme unitaire de consommation :**II.3.1- Définition :**

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

II.3.2- Critères de choix de la norme :

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

II.4- Évaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière désignée par $Q_{moy,j}$ est donnée par :

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation (débit) moyenne journalière en m³/j.

N: nombre de consommateurs.

Dot: dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

II.4.1- La consommation moyenne journalière domestique :

Selon les recommandations de l'étude d'actualisation du Plan National de l'Eau en ALGERIE, la dotation requise pour l'A.E.P pour les villes semi urbaines se situerait aux environs de 150 l/j/hab.

Pour le calcul des besoins domestiques de BENI MERED, on recommande de prendre la dotation de 150 l/j/hab.

-il faut signaler que KHAZROUNA ne peut pas être alimenté par le château d'eau de Diar El Bahri vu que ce dernier est plus bas que Khazrouna.

Pour cette raison Khazrouna est alimenté par le réseau d'eau potable d'OULED YAICH via un branchement en DN 315 PEHD. Donc la population qu'on va alimenter à l'horizon 2045 est :

$$N=80686-25605=55081 \text{ habitants}$$

Donc nous avons le débit moyen journalier sans Khazrouna:

Tableau II.2 : Débits moyen journalier pour différents horizons de la commune de BENI MERED.

COMMUNE DE BENI MERED	Dotation (l/j/ha)	Débit Moyen Journalier 2008 (m ³ /j)	Débit Moyen Journalier 2017 (actuel) (m ³ /j)	Débit Moyen Journalier 2020 (court terme) (m ³ /j)	Débit Moyen Journalier 2025 (moyen terme) (m ³ /j)	Débit Moyen Journalier 2045 (Long terme) (m ³ /j)
BENI MERED CENTRE	150	1550.1	1855.05	763.42	1965.91	3560.96
HAI DIAR EL BAHRI	150	2046	2445.6	2595.4	3163.77	4701.2
TOTAL		3596.55	4300.65	4561.30	5560.19	8262.15

II.4.2- La consommation moyenne journalière des différents équipements à l'état actuel :

Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la commune de Beni Mered.

Equipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Débit (l/j)
Beni Mered Centre					
Siege A.P.C.	1	Employé	139	15	2085
Algérie poste	1	Employé	16	15	240
Gendarmerie	1	Brigade	1	1000	1000
Ecoles primaires	5	Elève	2401	100	240100
CEM	1	Elève	1194	100	119400
Polyclinique	1	Patient	100	20	2000
Mosquées	2	Fidel	4500	20	90000
Centre culturel	1	Adhèrent	230	15	3450
Restaurants	4	Repas	100	10	1000
Cafés	10	Clients	200	10	2000
Boutiques	43	M ²	10	4	40
Boucheries	4	Unité	2	100	200
CFPA	1	Élève	800	100	80000
Stade	1	Adhèrent	250	100	25000
Pharmacies	3	M ²	5	5	25
Bains et douches	7	Poste	100	200	20000
Sureté urbain	1	Brigade	50	15	750
Station d'essence	1	Agent	10	15	150
Artisans	22	M ²	10	40	400
Total besoins équipements Beni Mered Centre					587840
Diar el Bahri					
Ecoles primaires	4	Elève	1653	100	165300
CEM	1	Elève	800	100	80000
Polyclinique	1	Patient	100	20	2000
Restaurants	3	Repas	100	10	1000

Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la commune de Beni Mered (suite).

Equipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Débit (l/j)
Cafés	4	Clients	200	10	2000
Boutiques	48	M ²	10	4	40
Boucheries	2	Unité	2	100	200
Pharmacies	1	M ²	5	5	25
Lycées	1	Elève	800	100	80000
Artisans	8	M ²	10	40	400
Total besoins équipements Diar el Bahri					330965
Kritli					
Ecoles primaires	1	Elève	458	100	45800
Salle de soin	1	Patient	100	20	2000
Mosquées	1	Fidel	500	20	10000
Boutiques	3	M ²	10	4	40
Boucheries	10	Unité	2	100	200
Pharmacies	1	M ²	5	5	25
Artisans	2	M ²	10	40	400
Total besoins équipements Hai Kritli					58465
Fettal					
Ecoles primaires	1	Elève	600	100	60000
Centre de santé	1	Patient	100	20	2000
Mosquées	1	Fidel	1000	20	20000
Restaurants	2	Repas	100	10	1000
Cafés	4	Clients	200	10	2000
Boutiques	10	M ²	10	4	40
Boucheries	1	Unité	2	100	200
Pharmacies	1	M ²	5	5	25
Bains et douches	2	Poste	100	200	20000
Artisans	5	M ²	10	40	400
Total besoins équipements Hai Fettal					105665

II.4.3- La consommation moyenne journalière de l'industrie :

Selon l'annexe 4, les besoins en eau de l'industrie pour la commune de Beni Mered sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Besoins en eau de l'industrie de la commune de Beni Mered.

La zone	Débit (m³/j)
Zone A	13.30
Zone B	43.26
Zone E.B.R	68.164
Zone DNC	176
Zone HAI FETTAL	27.4
TOTAL	328.12

II.4.4- Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale :

En ajoutant les pertes (fuites dans les ouvrages et les réseaux, branchements illégaux, lavages des rues et irrigation des espaces verts etc...) qui sont estimées égale à 20 % de la consommation pour un réseau moyennement entretenu, on aura les besoins moyens journaliers de la commune de Beni Mered dans les différents horizons :

Tableau II.5 : Besoins en eau total de la commune de BENI MERED.

HORIZONS	Année de référence	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long Terme
	2008	2017	2020	2025	2045
Population C.L	23977	28671	30409	37068	55081
Dotation (l/j/hab.)	150.00	150.00	150.00	150.00	150.00
Besoins domestique (m3/j)	3596.55	4300.65	4561.30	5560.19	8262.15
Besoins équipements	1082.94	1082.94	1082.94	1082.94	1082.94
Besoins industriels	328.12	328.12	328.12	328.12	328.12
Besoins totaux (m3/j)	5007.61	5711.71	5972.35	6971.25	9673.21
Majoration de 20 %	1001.52	142.34	1194.47	1394.25	1934.64
Total	6009.13	6854.05	7166.83	8365.50	11607.86

II.5- Etude des variations de la consommation :

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums.

II.5.1- Etude de la variation journalière :

La variation journalière de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum ($K_{max.j}$) et minimum ($K_{min.j}$).

II.5.1.1- La consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, elle s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$.

NB : pour notre étude on prend $K_{\max,j} = 1,3$.

II.5.1.2- La Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots (II.4)$$

Avec :

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

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$

NB : pour notre étude on prend $K_{\min,j} = 0,7$.

II.5.1.3- Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable :

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de la commune de Beni Mered sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : variations journalières de consommation de la commune de BENI MERED.

HORIZONS	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2017	2020	2025	2045
Population	28671	30409	37068	55081
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150
Besoins domestique (m ³ /j)	4300.65	4561.30	5560.19	8262.15
Besoins équipements	1082.94	1082.94	1082.94	1082.94
Besoins industriels	328.12	328.12	328.12	328.12
Besoins totaux Q _{moy.j} (m ³ /j)	5711.71	5972.35	6971.25	9673.21
Majoration de 20 %	142.34	1194.47	1394.25	1934.64
Total	6854.05	7166.83	8365.50	11607.86
K _{maxj}	1.3	1.3	1.3	13
Débit max journalier (m ³ /j)	8910.27	9316.87	10875.15	15090.21
Débit max journalier (l/s)	103.13	107.83	125.87	174.66
K _{minj}	0.7	0.7	0.7	0.7
Débit min journalier (m ³ /j)	4797.84	5016.78	5855.85	8125.50
Débit min journalier (l/s)	55.53	58.06	67.78	94.05

II.5.2- variations journalières de la consommation en eau potable par zone :

II.5.2.1-Zone Beni Mered centre :

Tableau II.7: variations journalières de consommation de la zone de BENI MERED centre.

HORIZONS	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2017	2020	2025	2045
Population	12351	13107	15977	23740
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150
Besoins domestique (m ³ /j)	1852.51	1965.91	2396.42	3560.96
Besoins équipements	751.98	751.98	751.98	751.98
Besoins industriels	284.87	284.87	284.87	284.87
Besoins totaux Q _{moy.j} (m ³ /j)	2889.36	3002.74	3433.26	4597.8
Majoration de 20 %	577.87	600.55	686.65	919.56
Total	3467.23	3603.29	4119.91	5517.35
K _{maxj}	1.3	1.3	1.3	1.3
Débit max journalier (m ³ /j)	4507.4	4684.27	5355.89	7172.56
Débit max journalier (l/s)	52.17	54.21	61.99	83.02
K _{minj}	0.7	0.7	0.7	0.7
Débit min journalier (m ³ /j)	2427.061	2522.303	2883.937	3862.145
Débit min journalier (l/s)	28.09	29.19	33.38	44.70

II.5.2.2-Zone Diar El Bahri :

Tableau II.8: variations journalières de consommation de la zone de Diar El Bahri

HORIZONS	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2017	2020	2025	2045
Population	16305	17303	21092	31342
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150
Besoins domestique (m ³ /j)	2445.70	2595.39	3163.77	4701.20
Besoins équipements	330.97	330.97	330.97	330.97
Besoins industriels	43.26	43.26	43.26	43.26
Besoins totaux Q _{moy.j} (m ³ /j)	2819.93	2969.62	3537.99	5075.42
Majoration de 20 %	563.99	593.92	707.60	1015.08
Total	3383.92	3563.54	4245.59	6090.50
K _{maxj}	1.3	1.3	1.3	1.3
Débit max journalier (m ³ /j)	4399.09	4632.60	5519.27	7917.66
Débit max journalier (l/s)	50.92	53.62	63.88	91.64
K _{minj}	0.7	0.7	0.7	0.7
Débit min journalier (m ³ /j)	2368.74	2494.49	2971.91	4263.35
Débit min journalier (l/s)	27.42	28.87	34.40	49.34

II.5.3- Etude de la variation horaire :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons l'annexe (5) qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier, et cela en fonction du nombre d'habitants, donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{moy.j})/100 \dots\dots (II.5)$$

Avec :

Q_h = débit horaire nécessaire (m³/h).

P% = pourcentage horaire.

Les résultats sont représentés dans le Tableau ci-après :

Tableau II.9: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable de la commune de Beni Mered à l'horizon 2045.

Heures	Consommation totale $Q_{max,j} = 15090.21 m^3/j$		La consommation cumulée (intégral)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-01	3	452.71	3	452.71
01-02	3.2	482.89	6.2	935.59
02-03	2.5	377.26	8.7	1312.85
03-04	2.6	392.35	11.3	1705.19
04-05	3.5	528.16	14.8	2233.35
05-06	4.1	618.70	18.9	2852.05
06-07	4.5	679.06	23.4	3531.11
07-08	4.9	739.42	28.3	4270.53
08-09	4.9	739.42	33.2	5009.95
09-10	5.6	845.05	37,8	5855.00
10-11	4.8	724.33	42.6	6579.33
11-12	4.7	709.24	47.3	7288.57
12-13	4.4	663.97	51.7	7952.54
13-14	4.1	618.70	55.8	8571.24
14-15	4.2	633.79	60	9205.03
15-16	4.4	663.97	64.4	9869.00
16-17	4.3	648.88	68.7	10517.88
17-18	4.1	618.70	72.8	11136.58
18-19	4.5	679.06	77.3	11815.63
19-20	4.5	679.06	81.8	12494.69
20-21	4.5	679.06	86.3	13173.75
21-22	4.8	724.33	91.1	13898.08
22-23	4.6	694.15	95.7	14592.23
23-24	3.3	497.98	100	15090.21
Total	100	15090.21		

D'après le tableau **II.9** ci-dessus, on a pour la commune de Beni Mered :

- Un débit de pointe $Q_{\max.h} = 845.05 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 9h et 10h.

- Un débit minimum $Q_{\min.h} = 377.26 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 2h et 3h.

Nous pouvons tracer les graphes de consommation d'après le tableau **II.13** :

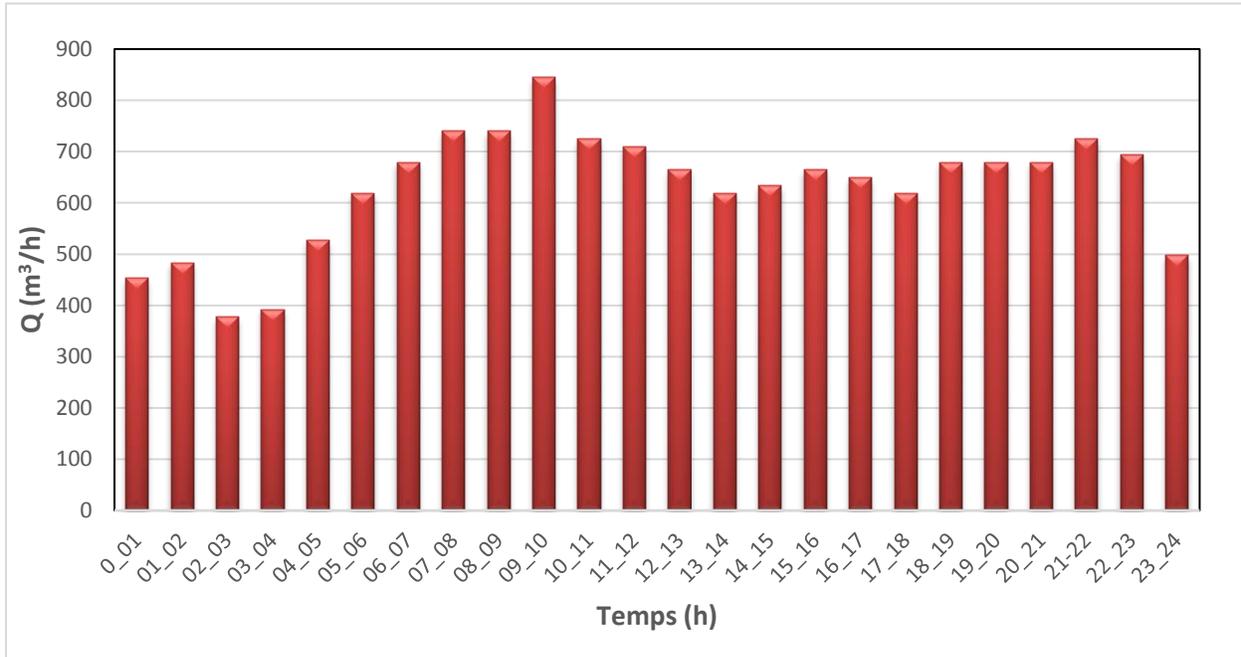


Figure II.2 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de la commune de BENI MERED

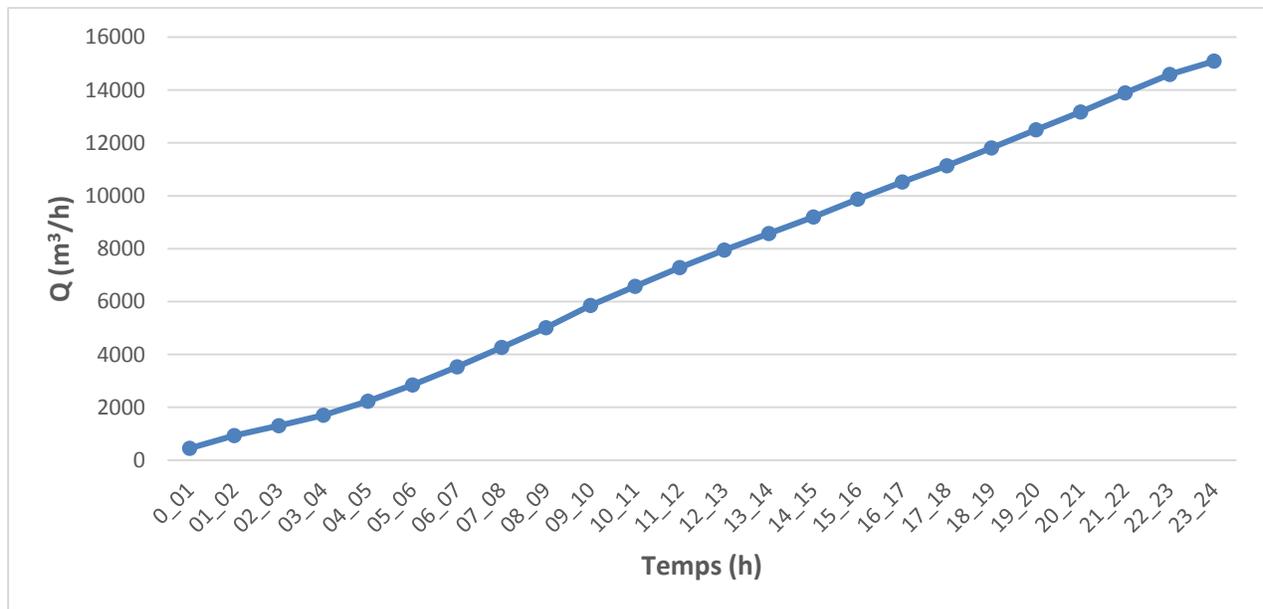


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale de la commune de BENI MERED.

II.5.3.1- Etude de la variation horaire par zone :

Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-après :

Tableau II.10: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable de la zone de BENI MERED centre à l'horizon 2045.

Heures	Consommation totale $Q_{\max .j} = 7172.56 \text{ m}^3/\text{j}$		La consommation cumulée (intégral)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
(h)				
0-01	1.5	107.59	1.5	107.59
01-02	1.5	107.59	3	215.18
02-03	1.5	107.59	4.5	322.77
03-04	1.5	107.59	6	430.35
04-05	2.5	179.31	8.5	609.67
05-06	3.5	251.04	12	860.71
06-07	4.5	322.77	16.5	1183.47
07-08	5.5	394.49	22	1577.96
08-09	6.25	448.29	28.25	2026.25
09-10	6.25	448.29	34.5	2474.53
10-11	6.25	448.29	40.75	2922.82
11-12	6.25	448.29	47	3371.1
12-13	5	358.63	52	3729.73
13-14	5	358.63	57	4088.36
14-15	5.5	394.49	62.5	4482.85
15-16	6	430.35	68.5	4913.2
16-17	6	430.35	74.5	5343.56
17-18	5.5	394.49	80	5738.05
18-19	5	358.63	85	6096.68
19-20	4.5	322.77	89.5	6419.44
20-21	4	286.9	93.5	6706.34
21-22	3	215.18	96.5	6921.52
22-23	2	143.45	98.5	7064.97
23-24	1.5	107.59	100	7172.56
Total	100	7172.56		

D'après le tableau II.10 ci-dessus, on a pour la zone de Beni Mered centre :

- Un débit de pointe $Q_{max.h} = 448.29 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 9h et 12h.
- Un débit minimum $Q_{min.h} = 107.59 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 23h et 4h.

Nous pouvons tracer les graphes de consommation d'après le tableau II.14 :

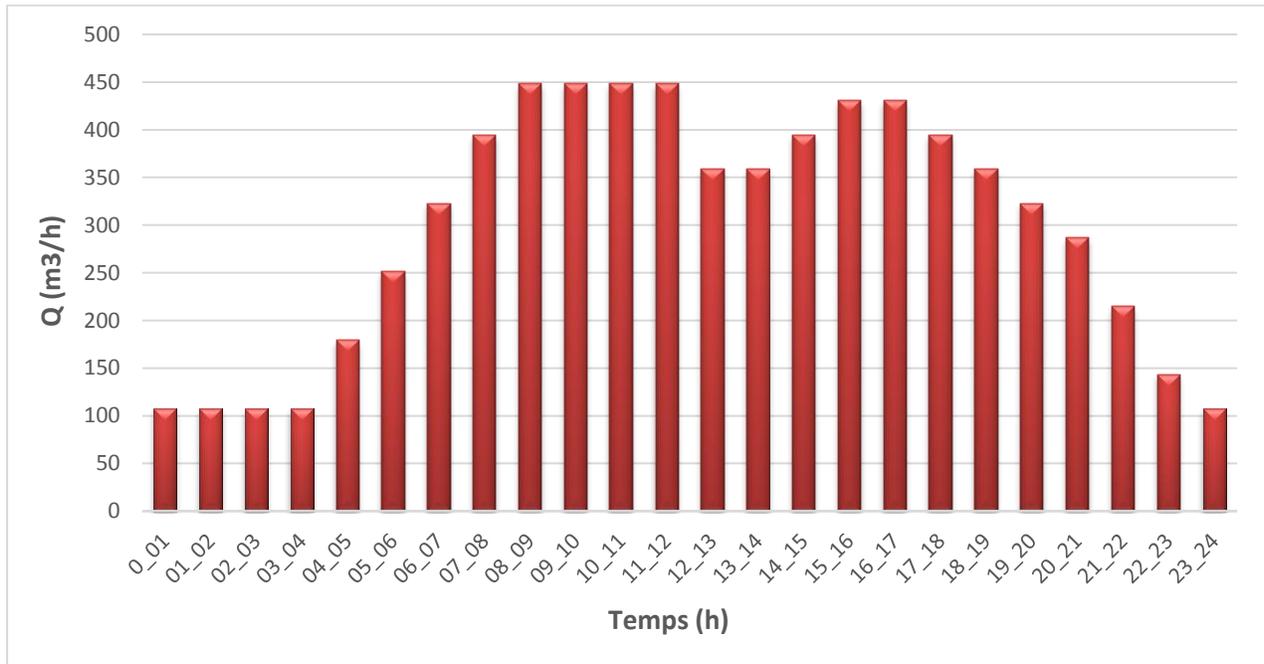


Figure II.4 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de la zone de BENI MERED centre.

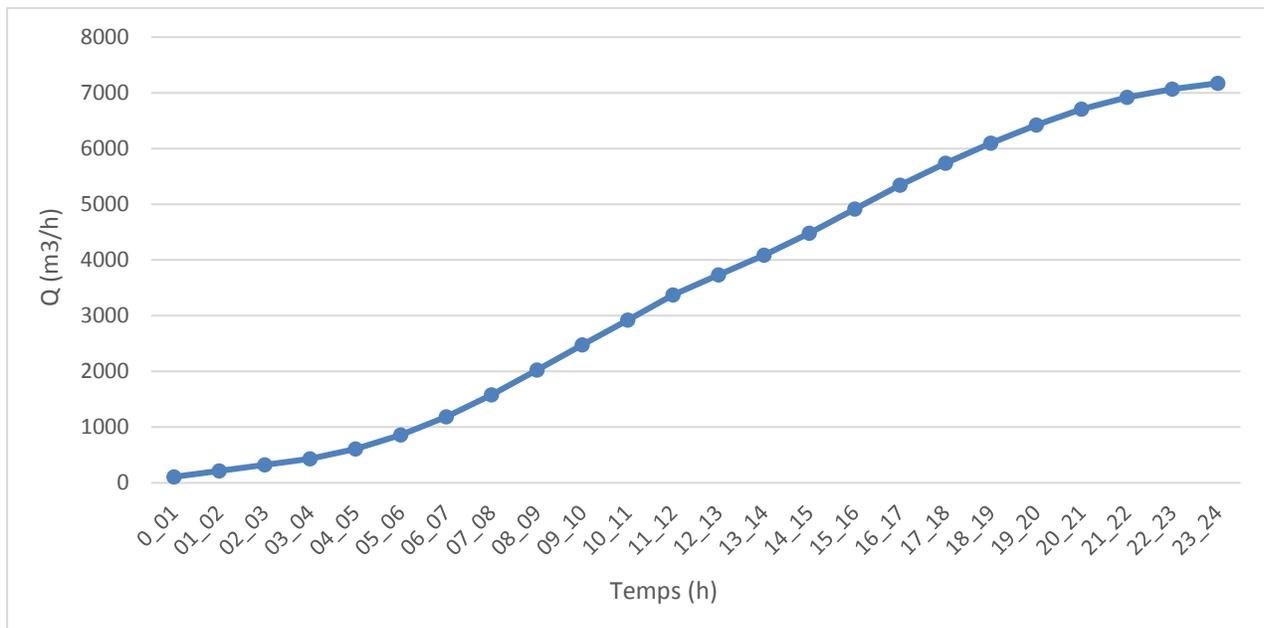


Figure II.5 : Courbe intégrale de la consommation totale de la zone de BENI MERED centre.

Tableau II.11: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable de la zone de DIAR EL BAHRI à l'horizon 2045.

Heures	Consommation totale $Q_{\max .j} = 7917.66 \text{ m}^3/\text{j}$		La consommation cumulée (intégral)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
(h)				
0-01	1.5	118.76	1.5	118.76
01-02	1.5	118.76	3	237.53
02-03	1.5	118.76	4.5	356.29
03-04	1.5	118.76	6	475.06
04-05	2.5	197.94	8.5	673
05-06	3.5	277.12	12	950.12
06-07	4.5	356.29	16.5	1306.41
07-08	5.5	435.47	22	1741.89
08-09	6.25	494.85	28.25	2236.74
09-10	6.25	494.85	34.5	2731.59
10-11	6.25	494.85	40.75	3226.45
11-12	6.25	494.85	47	3721.3
12-13	5	395.88	52	4117.18
13-14	5	395.88	57	4513.07
14-15	5.5	435.47	62.5	4948.54
15-16	6	475.06	68.5	5423.6
16-17	6	475.06	74.5	5898.66
17-18	5.5	435.47	80	6334.13
18-19	5	395.88	85	6730.01
19-20	4.5	356.29	89.5	7086.31
20-21	4	316.71	93.5	7403.01
21-22	3	237.53	96.5	7640.54
22-23	2	158.35	98.5	7798.9
23-24	1.5	118.76	100	7917.66
Total	100	7917.66		

D’après le tableau II.11 ci-dessus nous avons, on a pour la zone de Diar El Bahri :

- Un débit de pointe $Q_{\max,h} = 494.85 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 9h et 12h.
- Un débit minimum $Q_{\min,h} = 118.76 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 23h et 4h.

Nous pouvons tracer les graphes de consommation d’après le tableau II.15 :

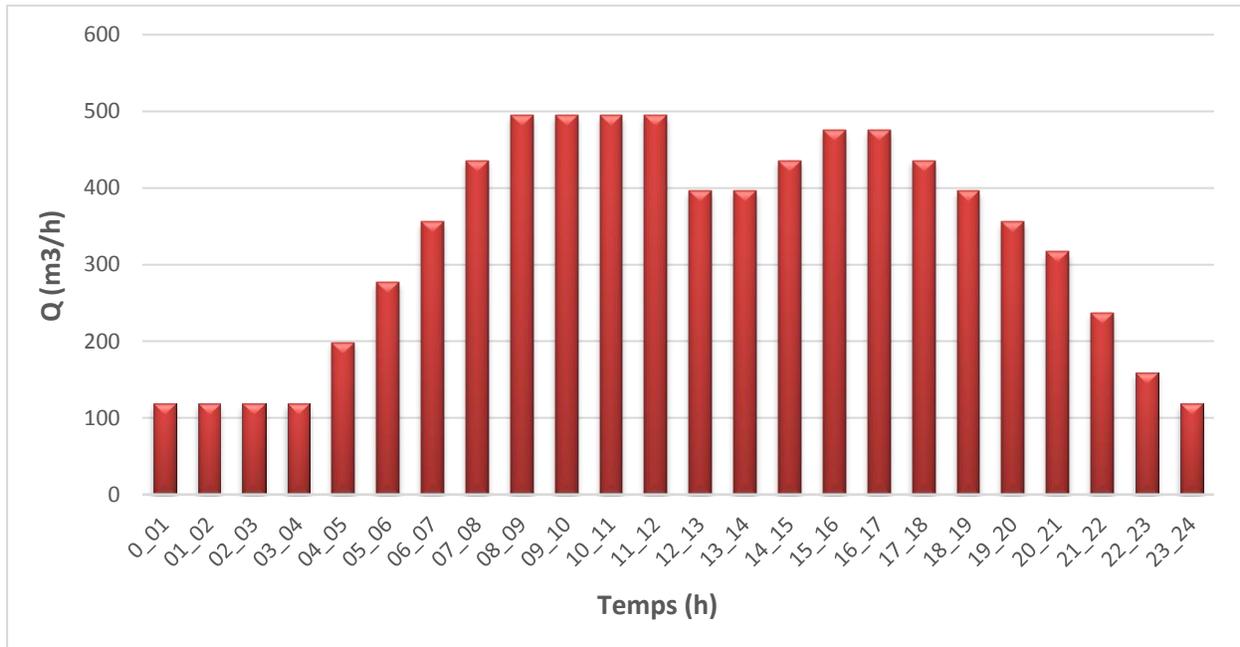


Figure II.6 : Histogramme de la consommation pour l’agglomération de la zone de DIAR EL BAHRI.

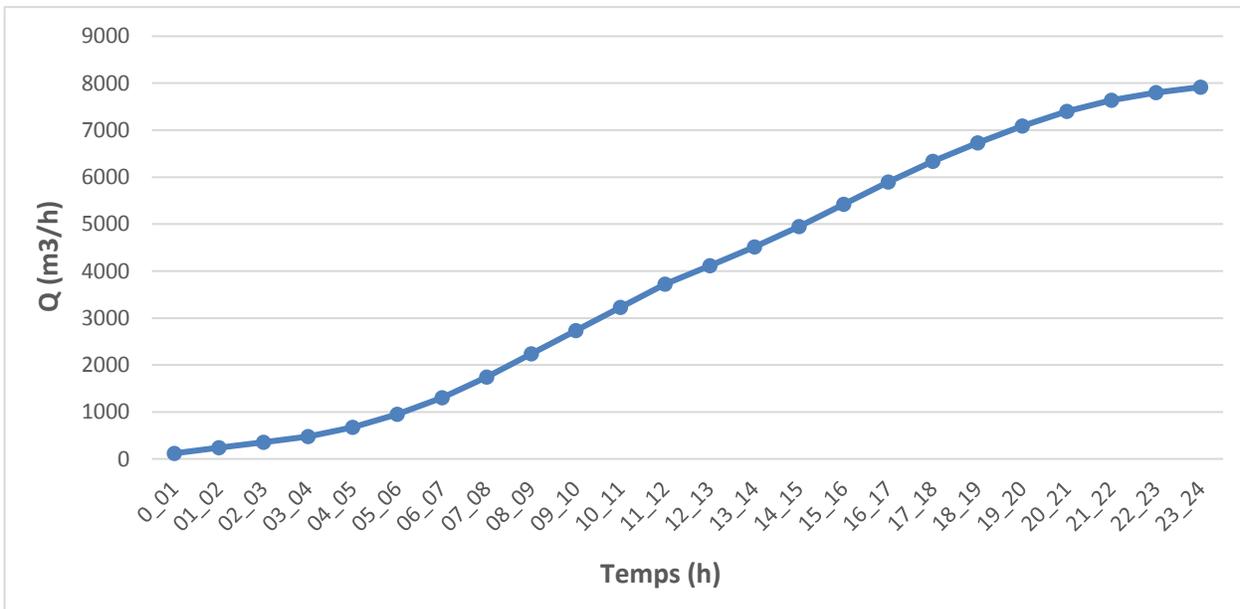


Figure II.7 : Courbe intégrale de la consommation totale de la zone de DIAR EL BAHRI.

II.6- Bilan de Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau :

Pour connaître le déficit de débit dans notre région d'étude, il faut comparer entre les besoins et le débit disponible donné par les ressources existantes.

Comme nous avons déjà dit dans le chapitre (I), la ville dispose des ressources donnant un débit actuel total de 89,65l/s qui est équivalent à 7745,76 m³/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2045.

II.6.1- Bilan ressources/besoins commune de BENI MERED :

La comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins de la commune de Beni Mered est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau II.12: Bilan des ressources / besoins de BENI MERED

HORIZONS	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Années	2017	2020	2025	2045
Débit max journalier (m3/j)	8910.27	9316.87	10875.15	15090.21
Débit max journalier (l/s)	103.13	107.83	125.87	174.66
Production forage (l/s)	89.65	89.65	89.65	89.65
Production forage (m3/j)	7745.76	7745.76	7745.76	7745.76
Bilan (m3/j)	-1164.51	-1571.11	-3129.39	-7344.45
Bilan (l/s)	-13.48	-18.18	-36.22	-85.01

Donc nous avons un déficit important en production d'eau potable en long terme de 85.01 l/s qu'on doit combler à partir de la station de pompage de BENI TAMOU ou à partir du réservoir projeté 10000 m³ d'OULED YAICH.

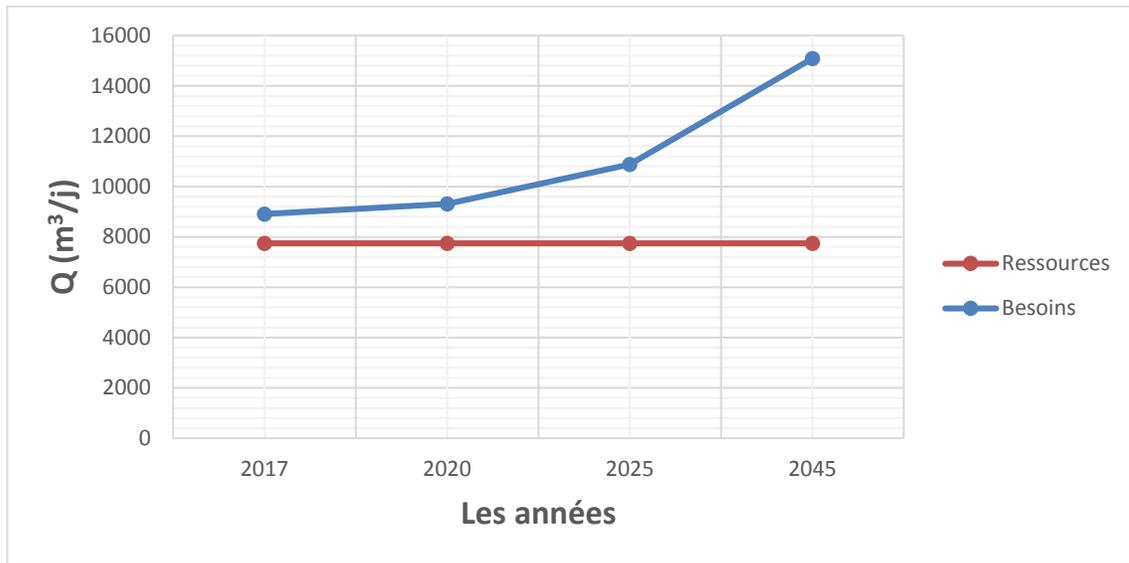


Figure II.8 : Graphique bilan ressources / besoins.

II.6.2- Bilan ressources/besoins Zone de BENI MERED centre :

La comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins de la zone de BENI MERED centre est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau II.13: Bilan des ressources / besoins de BENI MERED centre.

HORIZONS	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Années	2017	2020	2025	2045
Débit max journalier (m3/j)	4507.4	4684.27	5355.89	7172.56
Débit max journalier (l/s)	52.17	54.21	61.99	83.02
Production forage (l/s)	51.15	51.15	51.15	51.15
Production forage (m3/j)	4419.36	4419.36	4419.36	4419.36
Bilan (m3/j)	-88.04	-264.91	-936.53	-2753.2
Bilan (l/s)	-1.02	-3.06	-10.84	-31.87

II.6.3- Bilan ressources/besoins Zone de Diar El Bahri :

La comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins de la zone DIAR EL BAHRI est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau II.14: Bilan des ressources / besoins de DIAR EL BAHRI.

HORIZONS	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Années	2017	2020	2025	2045
Débit max journalier (m ³ /j)	4399.09	4632.60	5519.27	7917.66
Débit max journalier (l/s)	50.92	53.62	63.88	91.64
Production forage (l/s)	38.5	38.5	38.5	38.5
Production forage (m ³ /j)	3326.4	3326.4	3326.4	3326.4
Bilan (m ³ /j)	-1072.69	-1306.2	-2192.87	-4591.26
Bilan (l/s)	-12.42	-15.12	-25.38	-53.14

Conclusion :

Dans ce présent chapitre, nous avons pu évaluer la quantité d'eau à mobiliser pour satisfaire les besoins futurs de la commune de BENI MERED, et ce en estimant un déficit qui est de **7344,45 m³/j**.

Dans le but d'acheminer cette quantité d'eau vers les consommateurs, il est nécessaire de dimensionner les conduites de l'adduction qui sera l'objet de notre prochain chapitre.

Introduction :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de piquage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

III.1- Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les canalisations d'amener ou adductions peuvent être classées en trois catégories :

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

III.1.1- Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- À surface libre.
- En charge (le plus rencontré).

III.1.2- Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression et en charge à l'aide des machines hydro-électriques dont le point de départ se trouve à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3- Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir dit réservoir tampon.

III.2- Type d'écoulement :

Dans les adductions destinées pour le transport des eaux potables, nous distinguons deux types d'écoulement :

a) Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement dont la pression est égale à la pression atmosphérique, nous le rencontrons dans le cas des adductions gravitaires telles que les canaux à ciel ouvert ou les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

b) Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement que nous rencontrons dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.3- Critères du choix du tracé de l'adduction :

Le tracé d'une adduction ne se fait pas de façon Aléatoire, mais plutôt, repose sur des critères pour avoir un tracé optimum contribuant à l'étude technique de dimensionnement et qui sont :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou fragiles tel que la traversés des rivières et des routes, chemin de fer etc....
- Eviter dans la mesure du possible la traversée de massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible lors de la construction en évitant les points hauts.
- Avoir un tracé en bordure de routes et chemins permettant :
 - Des travaux de terrassement et d'approvisionnement en conduites souvent moins onéreux.
 - Un accès facile aux regards contenant les appareils de robinetterie.
- A un terrain accidenté ou à une suite de points hauts, entraînant une accumulation d'air, en éviter les contre- pentes qui donnent des cantonnements d'air.

III.4- Choix du matériau de la conduite :

Le choix de la nature et du type de matériau de la conduite à projeter représente un volet très important dans une étude d'adduction, ce choix prend en compte des critères techniques et économiques.

- Techniquement parlant, ce choix est tributaire de plusieurs exigences, nous pouvons citer :

- Adaptation de la conduite aux terrains de pose.
- Résistance de la conduite aux pressions, aux attaques chimiques, à la corrosion et aux charges mobiles.
- Les conduites doivent avoir une bonne étanchéité.
- Facilité de manœuvre de la conduite et l'aisance d'entretien et de mise en service.

- Economiquement parlant, ce choix est tributaire :

- De la disponibilité du produit sur le marché local et en quantité suffisante.
- Du prix unitaire, de la fourniture et du transport.

Dans le domaine d'alimentation en eau potable, une multitude de types de conduites sont utilisés, nous pouvons citer :

- Les conduites en fonte.
- Les conduites en acier.
- Les conduites en matière plastique (PVC, PEHD).

Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD vu leurs avantages :

- Economiques
- Disponibilité sur le marché.
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible de PEHD)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés
- Une très faible rugosité (conduite lisse)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante.

Pour le choix du fabricant du matériau avec lequel nous projetons d'établir notre adduction nous devons nous assurer que ce dernier possède la certification : ISO 2531.

Les prix du ML du PEHD sont représentés en (**annexe 4**).

III.5- Calcul hydraulique :

III.5.1- Cas de refoulement :

Economiquement parlant, la station de pompage et la conduite de refoulement sont destinées à élever un certain débit à une hauteur géométrique déterminée. Par une étude technico-économique on peut trouver une solution qui résulte de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la conduite de refoulement et donc aux pertes de charge générées.

Si nous tenons compte, d'une part de l'investissement des conduites qui croit avec le diamètre et d'autre part du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe celle de l'énergie d'élévation ainsi qu'une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, nous pouvons déterminer un diamètre optimal du point de vue économique. Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales.

BONIN et BRESSE ont proposés les formules ci-après pour le calcul du diamètre économique :

$$- D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de BONIN)(III.1)}$$

$$- D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (Relation de BRESSE)(III.2)}$$

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

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

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

La formule qui prend en compte le facteur de consommation :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} * Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \text{ (III.3)}$$

Avec :

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certain exposant hydraulique.

$$E = 10 * M * \delta * e$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

e : prix de kW/h .

δ : coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage. Ce coefficient est donné par la relation suivante :

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

K_0 : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : $K_0 = 1.03$ à 1.04

K_j : coefficient de la variation journalière de la consommation : $K_j = 1.1$ à 1.3

K_h : coefficient de la variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de la courbe de la consommation.

Q : débit de la conduite.

C_j : rapport des débits : $C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$

Les valeurs de M, α , β , m, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Les valeurs de M, α , β , m en facteur de matériau.

Tuyau	M	α	β	m
Acier	0.92	1.4	1.9 à 2	5.1 à 5.3
Fonte	0.43	1.6	1.9 à 2	5.1 à 5.3
A. Ciment	0.24	1.95	4.89	1.85
Plastique	0.13	1.95	2	4.772

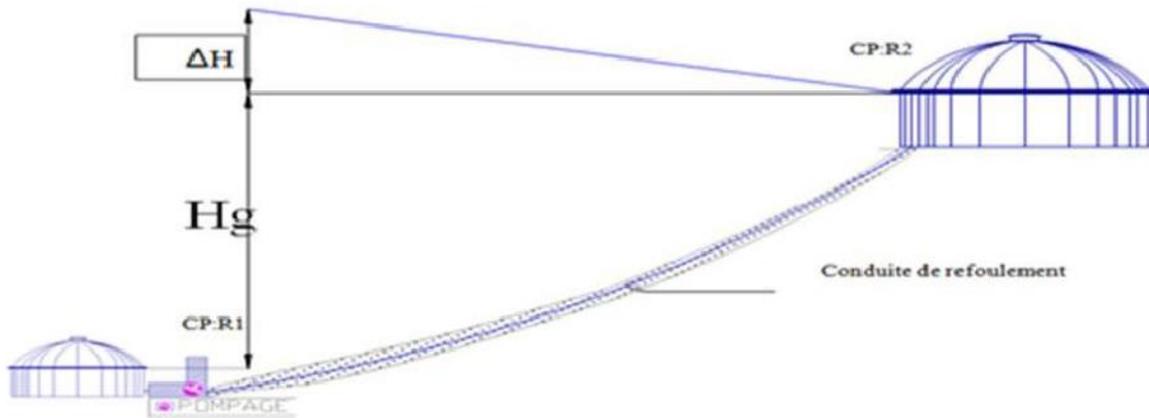


Figure III.1 : Schéma d'une adduction par refoulement.

III.5.1.1- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

H_g : différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m);

$\sum \Delta h$: la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta H = 1,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.5)$$

ΔH_l : Etant les pertes de charge linéaires (m).

Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_l = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) = 9.81 m/s^2 ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \text{ (Formule de Nikuradzé)(III.7)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}}) \text{ (Formule Colebrook)(III.8)}$$

ε : la rugosité de la paroi de la conduite.

Re : nombre de Reynolds.

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \text{(III.9)}$$

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

$$\nu = \left(\frac{0.0178}{1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2} \right) \text{(III.10)}$$

t : température de l'eau en degré;

A $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01$ Stocks = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

III.5.1.2- Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Q * Hmt}{\eta} \text{(III.11)}$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (w).

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

ρ : masse volumique de l'eau ($10^3 \text{ kg}/\text{m}^3$).

Q : Débit à refouler (m^3/s).

η : rendement de la station de pompage.

III.5.1.3- Energie consommée par le pompage :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

III.5.1.4- Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = e * E \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

E : Energie consommée par année (Kw) ;

e : Prix unitaire d'un Kwh, varie trois fois par jour selon le tableau **III.2**.

Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure (h)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06 à 17 h	11	1.615
Heures de pointes	17 à 21 h	4	7.267
Heures creuses	21 à 06 h	9	0,853

(Source Sonelgaz)

Compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, Nous recommandons un régime de fonctionnement de pompage de 20h/24, soit un arrêt de quatre heures identifiées comme celles de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est la plus chère à savoir entre 17 et 21h. Le pompage s'effectuera donc de 21h à 17h.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{1.615*11+0.853*9}{20} \Rightarrow e = 1.2721 \text{ DA}$$

III.5.1.5- Frais d'amortissement :

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

$$Fam = Pr * A \text{ [DA](III.14)}$$

Pr : : prix de ml de la conduite en (DA)

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \text{(III.15)}$$

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 28 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{28}-1} + 0,08 \Rightarrow A = 9.37 \%$$

III.5.2-Cas gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge, le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable.

Une faible vitesse favorisera les dépôts dans la conduite, qui peuvent être parfois très difficiles à évacuer, et l'air s'acheminera difficilement vers les points hauts.

D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation :

Augmentation de la valeur du coup de bélier, risque de cavitation et nuisances sonores et enfin risque important de fuites.

Il est très rare d'avoir un diamètre normalisé après calcul d'une conduite gravitaire, nous serons donc obligés de remplacer cette conduite unique par deux conduites en série de diamètres D1 et D2 avec D1 < D < D2.

La détermination du diamètre le plus avantageux sera comme suit :

Connaissant les cotes des plans d'eau des points de départ et de point d'arrivé Cp1 et Cp2.

En appliquant l'équation de la charge totale au point de départ, nous aurons : Cp1 = Z1

En appliquant l'équation de la charge totale au point d'arriver, nous aurons :

$$Cp2 = Z2$$

Hd = Z1 - Z2 = Cp1 - Cp2 avec Cp1 > Cp2 ; représente la charge disponible

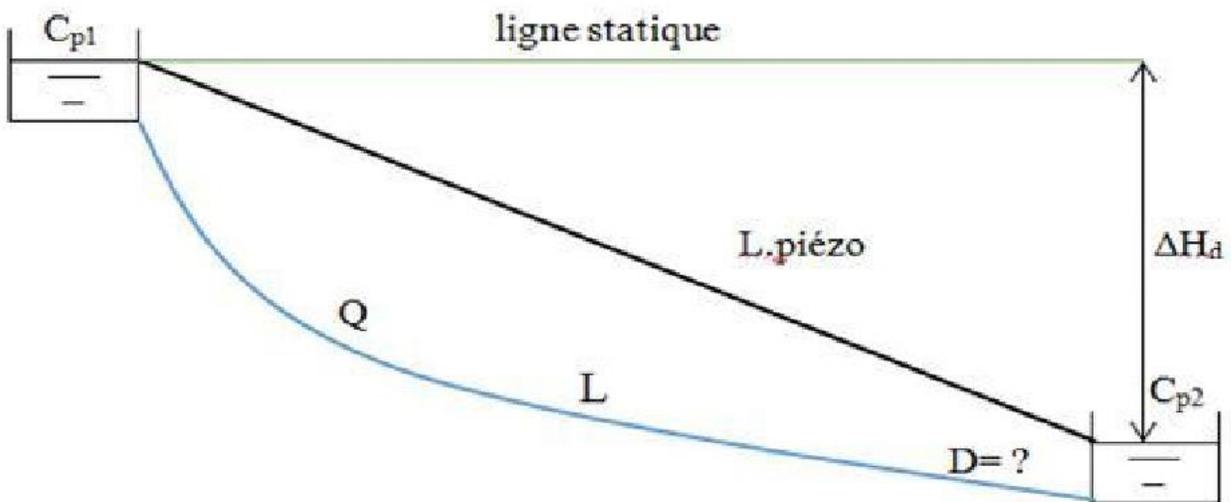


Figure III.2: Schéma d'une adduction gravitaire

Pour pouvoir calculer le diamètre avantageux il faudra accepter une hypothèse qui dit que nous devons supposer que la charge disponible soit égale à la perte de charge.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots(III.16)$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(III.17)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow Le = 1,10 * L_g$$

K' : Coefficient de perte de charge ;

Le : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$Le = L_g + Le_{\varepsilon} \dots\dots\dots(III.18)$$

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Leε: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

ΔH_t: Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K', β ,m sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : coefficients K', β ,m pour différents types de tuyau.

Tuyau	K'	β	m
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1-5.3	1.9-2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

Nous pourrions déduire donc le diamètre calculé avantageux de la conduite gravitaire qui est :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (III.19)$$

III.6-Etude de variantes :

Une variante, c'est un choix d'un système de transfère pour acheminer l'eau d'un point A à un point B avec ses composants et leurs emplacements, ce choix représente l'itinéraire à suivre et qui est tributaire des critères du choix du tracé cité en section **III.3**

L'étude des variantes a pour but le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que du choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage, ainsi que l'emplacement des réservoirs.

Notre projet d'étude qui consiste en le renforcement en eau potable de la commune de BENI MERED comportera 2 variantes.

III.7- Proposition de variantes :

Pour notre étude d'adduction, on a les variantes suivantes :

III.7.1- Variante N°1 :

Cette variante consiste à renforcer la commune de BENI MERED par une conduite de refoulement à partir de la station de pompage de BENI TAMOU vers en premier lieu la station de pompage de SIDI RADOUANE, pour alimenter les châteaux d'eau à projeter :

- Château de BENI MERED centre.
- Château de DIAR EL BAHRI.

- La première station de pompage (de BENI TAMOU existante qui se trouve à une cote de terrain de **83m**) refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (de SIDI RADOUANE existante qui se trouve à une cote de terrain de **104.64m**) par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **2380m** de longueur.
- La deuxième station de pompage refoule l'eau vers en premier lieu le point de ramification (A) à l'aide d'une conduite de **1520 m** de longueur, après vers :
 - le réservoir d'alimentation projeté de BENI MERED centre à une cote de trop-plein de **162.36m** à l'aide d'une conduite de **1020 m** de longueur.
 - le réservoir d'alimentation projeté de DIAR EL BAHRI à une cote de trop-plein de **180.6m** à l'aide d'une conduite de **1834 m** de longueur.

III.7.2-Variantes N°2 :

Cette variante consiste à renforcer la commune de BENI MERED par une conduite gravitaire à partir de la conduite projetée en DN 400 dans le projet (le développement et la sécurisation du système d'alimentation en eau potable du GRAND BLIDA) pour le renforcement de la partie est de BLIDA et OULED YAICH. Cette conduite prend naissance au niveau du réservoir projeté 10000 m³ d'OULED YAICH.

- L'eau sera acheminée à partir d'un piquage (de la conduite de transfert projetée en DN 400 qui alimente Blida centre et OULED YAICH) à une cote piézométrique de **221.79m**, vers le point de raccordement désigné **A** à une cote terrain naturel de **141.95m** à l'aide d'une conduite de **2886m** de longueur.
- Le point **A** va alimenter le réservoir d'alimentation projeté de BENI MERED centre à une cote de trop-plein **162.36m** à l'aide d'une conduite de **1020m** de longueur, et le réservoir d'alimentation projeté de DIAR EL BAHRI à une cote de trop-plein **180.6m** à l'aide d'une conduite de **1834m** de longueur.

Nous allons nous accorder pour dire que les stations de pompage seront appelées, SP1 pour BENI TAMOU et SP2 pour SIDI RADOUANE, les réservoirs seront appelés, R1 pour BENI MERED centre et R2 pour DIAR EL BAHRI. Le point de piquage (Variantes N°2) sera appelé P.

-les variantes retenues sont représentées dans la planche N°2 (schéma synoptique des variantes proposées).

Tableau III.4: Caractéristiques des variantes.

Désignation	Variante 1	Variante 2
SP1	83mNGA	-
SP2	104.64mNGA	-
R1 (cote de trop-plein)	162.36mNGA	162.36mNGA
R2 (cote de trop-plein)	180.6mNGA	180.6mNGA
P (cote piézométrique)	-	221.79mNGA
A (CTN)	-	141.95mNGA

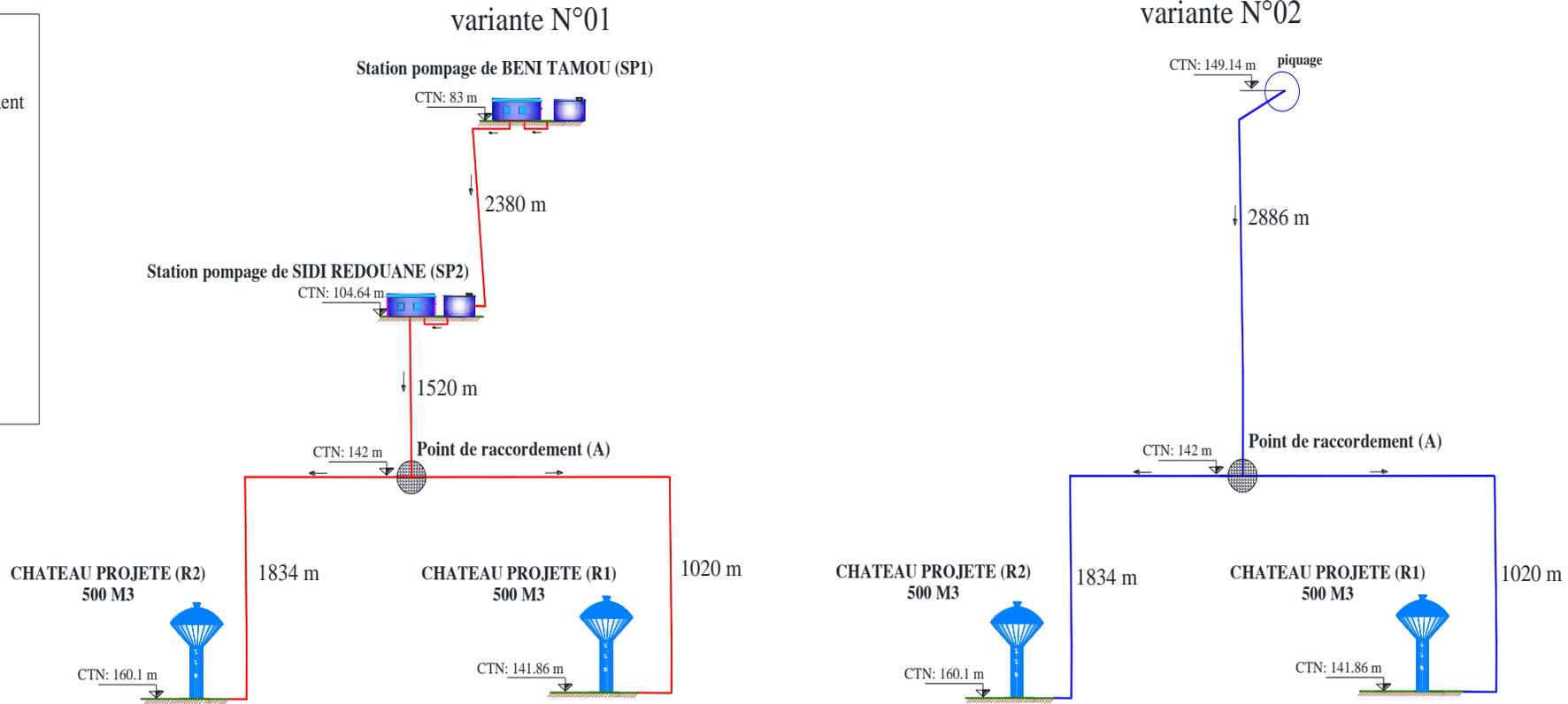
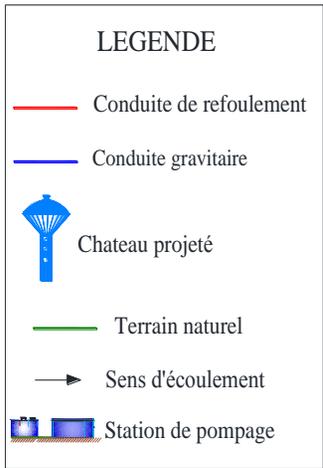


Figure III.3: Schéma des variantes proposées

III.8-Analyse des variantes :**III.8.1-Variante 1 :**

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement.

Les stations de pompes sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs d'alimentation. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

On va déterminer la cote piézométrique du point de ramification M qui nous permet d'alimenter le château R2 (qui a la cote de trop plein la plus haute) avec la bonne vitesse.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

III.8.1.1-Tronçon SP1 - SP2 :

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max}.j}}{t * 3600} \dots\dots\dots(\text{IV}.20)$$

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

- $Q_{\text{max}.j} = 7344,45 \text{ m}^3/\text{j}$.

- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} \frac{7344,45}{20 * 3600} = 0.102 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette conduite (PEHD PN 06) a une longueur totale de 2380 m, véhiculant le débit total de dimensionnement (Déficit totale pour la commune de BENI MARED), le diamètre calculé approximatif donné par la formule de BONIN :

$$D_{\text{éc BONIN}} = 0.319 \text{ m}.$$

➤ **Calcul de la HMT :**

Tableau III.5 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2

D_{extérieur} (mm)	Épaisseur (mm)	D_{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔH_{tot}	Hg (m)	HMT (m)
200	7.7	184.6	3.81	703523.48	0.0133	2380	139.29	21.64	160.93
250	9.6	230.8	2.44	562696.85	0.0135	2380	46.46	21.64	68.1
315	12.1	290.8	1.54	446597.09	0.0139	2380	15.02	21.64	36.66
400	15.3	369.4	0.95	351571.29	0.0143	2380	4.69	21.64	26.33
500	19.1	461.8	0.61	281226.58	0.0144	2380	1.59	21.64	23.23
630	33.1	563.8	0.41	230348.41	0.0154	2380	0.61	21.64	22.25

➤ **Calcul des frais d'investissement et d'exploitation :**

On prend un rendement de la pompe de 80%, on trouve les frais représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.6 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2

D_{extérieur} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais D'amortissement (DA)	Frais D'exploitation (DA)
200	2380	1403.09	9.37	160.93	201.29	1469396.71	312897.489	1869219.557
250	2380	2190.47	9.37	68.1	85.18	621797.78	488487.953	790988.951
315	2380	3492.92	9.37	36.66	45.85	334729.90	778942.118	425809.911
400	2380	5564.99	9.37	26.33	32.93	240410.21	1241026.16	305825.831
500	2380	8278.86	9.37	23.23	29.06	212105.17	1846235.453	269818.992
630	2380	13138.81	9.37	22.25	27.83	203157.13	2930033.463	258436.184

Tableau III.7 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2

D'extérieur (mm)	Frais D'exploitation (DA)	Frais D'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
200	1869219.557	312897.489	2182117.045
250	790988.951	488487.953	1279476.903
315	425809.911	778942.118	1204752.028
400	305825.831	1241026.16	1546851.991
500	269818.992	1846235.453	2116054.445
630	258436.184	2930033.463	3188469.647

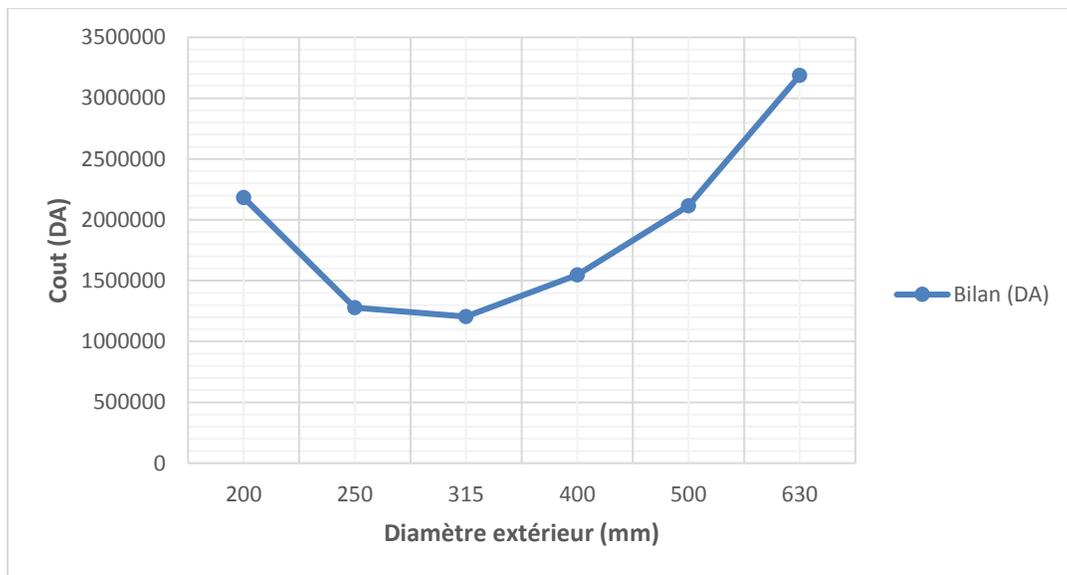


Figure III.4 : Graphique de bilan total des coûts pour le tronçon SP1-SP2 (variante 01)

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm en PEHD PN 06 offrant une vitesse de 1.54 m/s.

III.8.1.2-Tronçon A–R2 :

On fait premièrement le dimensionnement du tronçon A-R2 (du point de ramification A vers le réservoir qui a la cote de trop plein la plus haute) pour déterminer la cote piézométrique nécessaire économique du point A.

On a :

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

- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;
- $Q_{\text{max}.j} = 4591.26 \text{ m}^3/\text{j}$.
- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{4591.26}{20 * 3600} = 0.0638 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette conduite a une longueur de 1834m, véhiculant le débit de dimensionnement pour la zone de Diar El Bahri.

Puisque ce tronçon est après une ramification, par hypothèse on dimensionne son diamètre économique par la formule générale (III.3) tel que :

Dans notre cas, nous avons pris : $\alpha = 1.95$; $\beta = 2$; $m = 4.774$

Ce qui donne :

$$D_{\text{éc}} = E^{0.149} * Q^{0.446} * C_j^{0.298}$$

On a par ailleurs :

- $\delta = \frac{1}{1.03 * 1.1 * 1.5} = 0.588$
- $e = 1.272 \text{ DA}$
- Pour notre cas : $M = 0.13$, alors :

$$E = 10 * M * \delta * e = 10 * 0.13 * 0.588 * 1.272 = 0.972$$

$$C_j = \frac{Q_{\text{ex}A-R2}}{Q_{\text{ex}SP2-A}} \text{ Avec : } Q_{\text{exp}SP2-A} = \frac{7344,45}{20 * 3600} = 0.102 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ alors :}$$

$$C_j = \frac{0.0638}{0.102} = 0.625$$

Donc on aura :

$$D\acute{e}c_{A-R2} = 0.792^{0.149} * 0.102^{0.446} * 0.625^{0.298} = 0.313m$$

On prend alors un diamètre normalisé de 315 mm PEHD PN 06 (de diamètre intérieur de 290.8 mm)

On calcule la vitesse d'écoulement dans ce tronçon moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

A.N :

$$V_{A-R2} = \frac{4 * 0.0638}{\pi * 0.2908^2} = 0.96m / s$$

On trouve une vitesse de 0.96 m/s, qui est acceptable.

En fin, on calcule la cote piézométrique du point de ramification A :

-On a La perte de charge dans ce tronçon est donnée par la formule (III.17) :

$$\Delta H_t = \frac{0.001052 * 1.1 * 1834 * 0.0638^2}{0.2908^{4.772}} = 3.13m$$

La perte de charge totale pour le tronçon A-R2 est de 3.13 m. Donc la cote piézométrique du point A est :

$$Cp_A = CTP_{R2} + 3.13 = 180.6 + 3.13 = 183.73 m$$

Avec :

CTP_{R2} : cote de trop plein du réservoir R2.

IV.8.1.3-Tronçon A–R1 :

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

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

- $Q_{\text{max}.j} = 2753.2 \text{m}^3/\text{j}$.

- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{2753.2}{20 * 3600} = 0.0382 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette conduite a une longueur de 1020 m, véhiculant le débit de dimensionnement pour la zone de Beni Mered centre.

On a la cote piézométrique du point A est 183.73 m, alors la charge admissible dans ce tronçon est :

$$\Delta H_t = C_{pA} - C_{TP_{R1}} = 183.73 - 162.36 = 21.37 \text{ m}$$

Donc moyennant la formule (III.19) de la perte de charge, le diamètre du tronçon A-R1 est :

$$D_{A-R1} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 1.1 * 1020 * 0.0382^2}{21.37}} = 0.139 \text{ m}$$

On prend donc un diamètre normalisé de 160 mm PEHD PN 06 (de diamètre intérieur 147.6 mm)

On calcule la vitesse d'écoulement dans ce tronçon moyennant l'équation de continuité :

$$V_{A-R2} = \frac{4 * 0.0382}{\pi * 0.1476^2} = 2.23 \text{ m/s}$$

On trouve une vitesse de 2.23 m/s, qui est acceptable.

III.8.1.4-Tronçon SP2-A :

On doit refouler l'eau dans ce tronçon vers la cote piézométrique du point A.

On a :

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

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

- $Q_{\text{max.j}} = 7344.45 \text{ m}^3/\text{j}$.

- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{7344.45}{20 * 3600} = 0.102 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cette conduite (PEHD PN 10) a une longueur de 1520 m, véhiculant le débit de dimensionnement pour la commune de Beni Mered.

Le diamètre approximatif calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{\text{éc BONIN}} = 0.319 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de la HMT :**

Tableau III.8 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-A

Dextérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔH_{tot}	Hg (m)	HMT (m)
200	11.9	176.2	4.18	737062.62	0.0132	1520	111.95	79.09	191.04
250	14.8	220.4	2.67	589248.79	0.0135	1520	37.20	79.09	116.29
315	18.7	277.6	1.69	467832.97	0.0138	1520	12.03	79.09	91.12
400	23.7	352.6	1.04	368322.27	0.0142	1520	3.76	79.09	82.85
500	29.7	440.6	0.67	294758.13	0.0147	1520	1.28	79.09	80.37
630	37.4	555.2	0.42	233916.49	0.0153	1520	0.42	79.09	79.51

➤ **Calcul des frais d'investissement et d'exploitation :**

On prend un rendement de la pompe de 80%, on trouve les frais représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.9 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-A

D'extérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais D'amortissement (DA)	Frais D'exploitation (DA)
200	1520	2116.47	9.37	191.04	238.95	1744320.81	301436.12	2218950.50
250	1520	3285.71	9.37	116.29	145.45	1061804.16	467963.96	1350721.07
315	1520	5239.38	9.37	91.12	113.97	831985.51	746213.46	1058368.77
400	1520	8406.68	9.37	82.85	103.63	756474.97	1197312.99	962311.81
500	1520	12488.93	9.37	80.37	100.52	733830.94	1778723.37	933506.34
630	1520	19778.85	9.37	79.51	99.45	725978.58	2816982.93	923517.35

Tableau III.10 : Bilan pour le tronçon SP2-A

D'extérieur (mm)	Frais D'exploitation (DA)	Frais D'amortissement (DA)	TOTAL (DA)
200	2218950.50	301436.12	2520386.62
250	1350721.07	467963.96	1818685.03
315	1058368.77	746213.46	1804582.23
400	962311.81	1197312.99	2159624.81
500	933506.34	1778723.37	2712229.71
630	923517.35	2816982.93	3740500.28

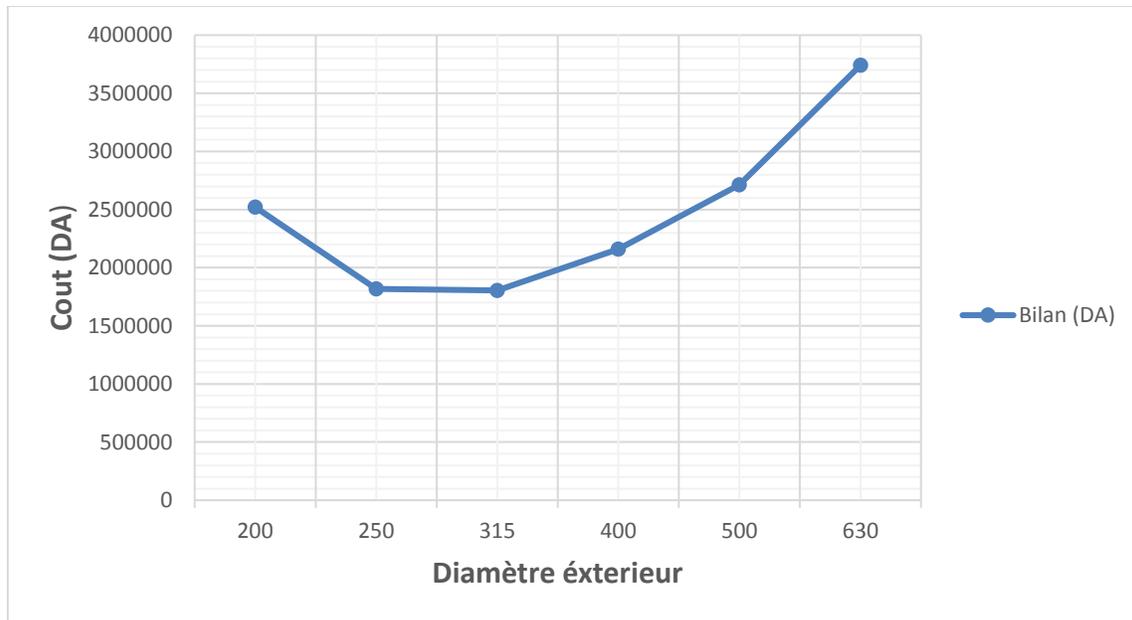


Figure III.5 : Graphique de bilan total des couts pour le tronçon SP2-A (variante 01)

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm en PEHD PN 10 offrant une vitesse de 1.69 m/s

III.8.1.5- Calcul des frais d'investissement et d'exploitation pour les tronçons A-R2 et A-R1 :

On a la HMT de SP2 qui refoule l'eau vers les deux réservoirs R1 et R2 est de 91.12m, alors on trouve les frais d'investissement et d'exploitation représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.11 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon A-R2 et A-R1

Tronçon	D _{ext} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais D'amortissement (DA)	Frais D'exploitation (DA)
A-R2	315	1834	3492.92	9.37	91.12	71.29	520398.78	600243.63	661999.29
A-R1	160	1020	908.75	9.37	91.12	42.68	311586.73	86852.87	396369.48

Tableau III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon A-R2 et A-R1

Tronçon	D extérieur (mm)	Frais D'amortissement (DA)	Frais D'exploitation (DA)	Bilan (DA)
A-R2	315	600243.63	661999.29	1262242.92
A-R1	160	86852.87	396369.48	483222.35

III.8.1.6-Récapitulation sur les frais d'investissement et d'exploitation de la variante 1 :

Tableau III.13: Cout total pour la réalisation de la conduite de refoulement

Tronçon	Débit (m³/s)	Longueur (m)	Diamètre extérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Bilan (DA) (Investissement + exploitation)	Cout total (DA)
SP1-SP2	0.0102	2380	315	1.54	1204752.03	4754799.53
SP2-A	0.0102	1520	315	1.69	1804582.23	
A-R1	0.0382	1020	160	2.23	483222.35	
A-R2	0.0638	1834	315	0.96	1262242.92	

III.8.2-Variante 2 :

Puisque les tronçons pour cette variante fonctionnent en gravitaire, il s'agit de déterminer les diamètres avantageux.

Pour la détermination des diamètres avantageux des conduites gravitaires de notre commune il faut :

- Prendre la côte piézométrique du point de piquage, qu'à partir de laquelle on va alimenter notre commune, ainsi que la côte de trop-plein pour les réservoirs R1 et R2.
- Déterminer la pression nécessaire au point A de raccordement, qui nous permet à alimenter gravitairement nos réservoirs R1 et R2 avec la bonne vitesse.
- Déterminer La longueur équivalente pour chaque tronçon.
- Déterminer les charges disponibles :
 - Entre le piquage et le point de raccordement A.
 - Entre le point de raccordement A et R1.
 - Entre le point de raccordement A et R2.
- Déterminer les diamètres avantageux moyennant la formule (III.16).
- Déterminer les diamètres normalisés.

III.8.2.1-Détermination de la pression nécessaire au point A :

La pression au point A doit assurer l'alimentation du trop-plein le plus haut qui est de R2, alors notre objectif est de trouver une pression dans A permet d'acheminer le débit (53.14 l/s) de Diar El Bahri vers le trop-plein de R2 (CTP_{R2}).

On remarque que pour une conduite PEHD PN06 de diamètre extérieur 250 mm et un débit de 53.14 l/s la vitesse sera égale à 1.27 m/s qui est acceptable. Donc moyennant la formule (III.17), la charge disponible entre A et R2 est :

$$\Delta H_{t_{A-R2}} = \frac{0.001052 * 0.05314^2 * 1834 * 1.1}{0.2308^{4.772}} = 6.55m$$

Alors la cote piézométrique du point A est :

$$CP_A = CTP_{R2} + \Delta H_{t_{A-R2}} = 180.6 + 6.55 = 187.15m$$

-Pour que la variante 02 fonctionne gravitairement, il faut avoir une pression au point A égale à :

$$P_A = CP_A - CTN_A = 187.15 - 141.95 = 45.2 \text{ m.c.e}$$

- la conduite A-R2 sera projetée donc avec un diamètre égale à : $DN_{A-R2} = 250 \text{ mm}$ de diamètre intérieur 230.8 mm et en PEHD PN06.

III.8.2.2- Détermination du diamètre avantageu des tronçons P-A et A-R1 :

III.8.2.2.1-Troncon P-A:

Cette conduite a une longueur de 2886 m, véhiculant le débit de dimensionnement pour la commune de Beni Mered ($Q_{P-A} = 85.01 \text{ l/s}$).

-La longueur équivalente :

$$Le_{P-A} = 1,10 * L_g = 1.1 * 2886 = 3174.6 \text{ m}$$

- la charge disponible :

$$\Delta H_{t_{P-A}} = CP_P - CP_A = 221.79 - 187.15 = 34.64 \text{ m.c.e}$$

- En appliquant la formule de DARCY-WEISBAGH (III.15), et en donnant une valeur initiale égale à $\lambda = 0,02$, on calcule le premier diamètre :

$$D_{P-A} = \sqrt[5]{\frac{8 * 0.02 * 3174.6 * 0.08501^2}{9.81 * 3.14^2 * 34.64}} = 0.256 \text{ m}$$

-Calcul de λ par la formule de Nikuradzé (III.6) avec un rugosité $\epsilon = 0.6 * 10^{-3}$:

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{0.6 * 10^{-3}}{0.256} \right)^{-2} = 0.0248$$

Après 5 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda = 0,0245$ et le $D_{P-A} = 267 \text{ mm}$

Donc le diamètre de dimensionnement calculé est de 267mm.

Puisque le diamètre calculé est entre deux diamètres normalisés, le tronçon P-A sera composée par deux conduites en série de diamètres DN_{P-1} et DN_{1-A} et de longueurs équivalentes Le_{P-1} et Le_{1-A} avec :

$$- DN_{1-A} < D_{P-A} < DN_{P-1}$$

$$- Le_{P-A} = Le_{P-1} + Le_{1-A}$$

On prend pour PEHD PN6 les diamètres suivants :

- DN_{P-1} = 315 mm de diamètre intérieur 290.8 mm dans une longueur Le_{P-1}
- DN_{1-A} = 250 mm de diamètre intérieur 230.8 mm dans une longueur Le_{1-A}

- Calcul des longueurs Le_{P-1} et Le_{1-A} :

On a : Le_{P-1} = Le_{P-A} - Le_{1-A} = 3174.6 m

Et ΔH_{t P-A} = ΔH_{P-1} + ΔH_{1-A}, c'est-à-dire :

$$\Delta H_{t P-A} = \frac{0.001052 * 0.08501^2 * Le_{P-1}}{0.2908^{4.772}} + \frac{0.001052 * 0.08501^2 * Le_{1-A}}{0.2308^{4.772}} = 34.64m$$

- On resoude le système à deux équations, on trouve :

$$Le_{1-A} = 1650.62 \text{ m}$$

Alors : Le_{P-1} = Le_{P-A} - Le_{1-A} = 3174.6 - 1650.62 = 1523.98 m.

III.8.2.2.2-Troncon A-R1 :

Cette conduite a une longueur de 1020 m, véhiculant le débit de dimensionnement pour la zone de Beni Mered centre (Q_{A-R1}=31.87 l/s).

-La longueur équivalente :

$$Le_{A-R1} = 1,10 * L_g = 1.1 * 1020 = 1122 \text{ m}$$

- la charge disponible :

$$\Delta H_{t A-R1} = CP_A - CTP_{R1} = 187.15 - 162.36 = 24.79 \text{ m.c.e}$$

- En appliquant la formule de DARCY-WEISBAGH (III.15), et en donnant une valeur initiale égale à λ=0,02, on calcule le premier diamètre :

$$D_{A-R1} = \sqrt[5]{\frac{8 * 0.02 * 1122 * 0.03187^2}{9.81 * 3.14^2 * 24.79}} = 0.150m$$

-Calcul de λ par la formule de Nikuradzé (III.6) avec un rugosité ε=0.6*10⁻³ :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{0.6 * 10^{-3}}{0.150})^{-2} = 0.0288$$

Après 6 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda=0,0283$ et le $D_{A-R1} = 161$ mm

Donc le diamètre de dimensionnement calculé est de 161mm.

Puisque le diamètre calculé est entre deux diamètres normalisés, le tronçon A-R1 sera composée par deux conduite en série de diamètres DN_{A-2} et DN_{2-R1} et de longueurs équivalentes Le_{A-2} et Le_{2-R1} , avec :

$$\begin{aligned} & - DN_{2-R1} < D_{A-R1} < DN_{A-2} \\ & - Le_{A-R1} = Le_{A-2} + Le_{2-R1} \end{aligned}$$

On prend pour PEHD PN6 les diamètres suivants :

- $DN_{A-2} = 200$ mm de diamètre intérieur 184.6 mm dans une longueur Le_{A-2}
- $DN_{2-R1} = 160$ mm de diamètre intérieur 147.6 mm dans une longueur Le_{2-R1}

- Calcul des longueurs Le_{A-2} et Le_{2-R1} :

On a : $Le_{A-2} = Le_{A-R1} - Le_{2-R1} = 1122$ m

Et $\Delta H_{tA-R1} = \Delta H_{A-2} + \Delta H_{2-R1}$, c'est-à-dire :

$$\Delta H_{tA-R1} = \frac{0.001052 * 0.03187^2 * Le_{A-2}}{0.1846^{4.772}} + \frac{0.001052 * 0.03187^2 * Le_{2-R1}}{0.1476^{4.772}} = 24.79m$$

- On resoude le système à deux équations, on trouve :

$$Le_{2-R1} = 693.28 \text{ m}$$

Alors : $Le_{A-2} = Le_{A-R1} - Le_{2-R1} = 1122 - 693.28 = 428.72$ m.

III.8.2.3-La vitesse d'écoulement des tronçons :

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Les vitesses calculées pour chaque tronçon figurent dans le tableau ci-après :

Tableau III.14: vitesse d'écoulement calculés pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur Équivalente (m)	Diamètre Extérieur (mm)	Vitesse (m/s)
P-A	0.08501	1523.98	315	1.28
		1650.62	250	2.03
A-R1	0.03187	428.72	200	1.19
		693.28	160	1.86
A-R2	0.05314	2017.4	250	1.27

III.8.2.4-Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau ci-après :

Tableau III.15: Frais d'investissement pour différents tronçons de l'adduction.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (%)	Investissement (DA)	Total (DA)
315	3492.92	1385.44	4839218.38	9.37	453434.76	1242750.03
250	2190.47	1500.56	3286939.63	9.37	307986.24	
200	1403.09	389.75	546854.33	9.37	51240.25	
160	908.75	630.25	572739.69	9.37	53665.71	
250	2190.47	1834	4017321.98	9.37	376423.07	

III.8.3- Comparaison entre les variantes retenues :

Tableau III.16: Comparaison entre les variantes retenues.

Variante	Bilan (DA)
Variante 01 (en refoulement)	4 754 799.53
Variante 02 (gravitaire)	1 242 750.03

Sans faire l'estimation du cout de la station de pompage pour la première variante, et d'après les frais d'investissement et d'exploitation calculés et l'étude technique réalisé pour les deux variantes, on remarque que la deuxième variante est la plus économique.

Conclusion :

L'étude de l'adduction de renforcement effectuée pour l'approvisionnement en eau potable de la commune de BENI MERED Wilaya de BLIDA, a été réalisée en se basant sur deux aspects :

- L'aspect technique qui nous a permis de faire une petite synthèse où l'ensemble des paramètres hydrauliques, vitesse, pression et pertes de charge ont été vérifiés.
- L'aspect économique qui nous a permis de déterminer les facteurs influant sur le coût du projet.

Cette étude technico-économique nous a permis de récapituler ce qui suit :

La deuxième variante du tracé avec le PEHD **PN06** comme matériau a été adoptée, elle prend en compte trois tronçons gravitaires :

- P-A composé par deux conduites en série ayant des longueurs de **1385.44** et **1500.56m** et des diamètres de **315** et **250mm** respectivement, tout en ayant des vitesses acceptables de l'ordre de **1.28** et **2.03m/s** respectivement.
- A-R1 composé par deux conduites en série ayant des longueurs de **389.75** et **630.25m** et des diamètres de **200** et **160mm** respectivement, tout en ayant des vitesses acceptables de l'ordre de **1.19** et **1.86m/s** respectivement.
- A-R2 de longueur de **1834m** et de diamètre **250mm**, avec une vitesse de l'ordre de **1.27m/s**.

Introduction :

Une fois l'estimation des besoins en eau de notre aire d'étude achevée et le déficit à combler déterminé, nous devons projeter des réservoirs pour satisfaire le déficit en matière de stockage, et dimensionner ces réservoirs dans l'optique de prendre en charge la sécurité d'approvisionnement. Ce chapitre portera sur l'étude des réservoirs de stockage destinés aux zones concernées.

IV.1- Définition d'un réservoir :

Le réservoir est un ouvrage hydrotechnique et un élément important du réseau de distribution, il constitue un organe régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de consommation, il permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque ce ratio s'inverse. Le temps de séjour de l'eau dans la cuve dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

IV.2- Rôles des réservoirs :

- Rôle de volant c'est-à-dire que le réservoir relie deux régimes différents, régime constant donné par la pompe et variable donné par l'agglomération.
- Rôle d'emmagasinement c'est-à-dire le réservoir est rempli pendant les heures creuses de consommation et se vide pendant les fortes consommations.
- Rôle de réservoir d'équilibre dans le cas où le réservoir principal n'arrive pas à satisfaire l'extension de l'agglomération du point de vue débit et pression.
- Rôle de réserve d'incendie c'est-à-dire que le réservoir jouera un rôle de bache d'incendie.
- Rôle de brise charge généralement dans les agglomérations à distribution étagée.

IV.3- Avantages des réservoirs :

- Servent à compenser l'écart entre les apports et la consommation ;
- Simplifient l'exploitation ;
- Peuvent constituer une réserve pour les imprévus ;
- Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularisent le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Régularisent les pressions dans le réseau ;
- Garantie une Réserve d'incendie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

IV.4- Classification des réservoirs :

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

IV.4.1- Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est tributaire de la nature du matériau avec lequel le réservoir est construit, il peut y avoir :

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

IV.4.2- Classification selon leur position par rapport au sol :

Les réservoirs peuvent aussi être classés selon leur position par rapport au sol, il y a donc :

- Des réservoirs Enterrés ;
- Des réservoirs Semi-enterrés ;
- Des réservoirs Surélevés.

IV.4.3- Classification par rapport à l'utilisation :

Les réservoirs peuvent être classés selon le rôle qu'ils peuvent jouer, nous distinguons donc :

- Réservoir principal d'accumulation ;
- Brise charge ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir tampon ;
- Bâche de reprise ;
- Réservoir terminal.

IV.5- Choix du type de réservoir :

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- Conditions topographiques de la région à desservir ;
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir et pression à assurer.

Mais les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- L'usage du réservoir et la topographie du terrain ;
- La capacité à stocker ;
- Le facteur économique ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV.6- Emplacement des réservoirs :

Le choix de l'emplacement d'un réservoir est une question ardue pour un ingénieur. En effet, il faut que l'endroit choisi pour édifier cet ouvrage, soit parfaitement synchrone avec l'un des rôles qu'il doit jouer à savoir assurer une pression suffisante aux consommateurs notamment à l'heure de pointe.

Nous devons donc, veiller à ce que le réservoir se situe le plus près possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer. Soit au centre de l'agglomération pour réduire les pertes de charge.

Bien entendu, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment, l'aspect économique, les conditions topographiques et géologiques, l'inscription dans le site et la possibilité d'extensions futures.

L'altitude du réservoir, plus précisément celle du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau à alimenter, elle se calcule en évaluant les pertes de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir.

Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique que nous devons le placer à un niveau inférieur par rapport à la prise d'eau. Cela est aussi valable pour l'alimentation du réseau de distribution qui doit aussi se faire gravitairement, ainsi le réservoir aura une cote supérieure à toutes cotes dans notre agglomération.

IV.7- Equipement d'un réservoir :

IV.7.1- Equipements hydrauliques :

Chaque réservoir doit impérativement être équipé de :

IV.7.1.1- Conduite d'arrivée :

Peut-être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. A son arrivé au réservoir, elle doit pouvoir s'obturer quand la cuve atteint son niveau maximal, cette obturation se fait par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou à l'aide d'un dispositif lui permettant l'arrêt du moteur dans le cas de refoulement. L'arrivée des eaux peut être soit :

- En bas :** Elle présente l'avantage de permettre le brassage des eaux du réservoir, cette approche permet une certaine économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais cette dernière possède aussi un inconvénient dans le cas où un accident se produit sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide donc par siphonage.
- En haut :** Cette approche permet une certaine oxygénation des eaux, surtout si cette eau émane d'une source souterraine connue pour être exempte d'oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer de manière plus aisée le gaz carbonique dissous (H_2CO_3), ce qui entraînera l'entartrage du réservoir et des conduites en aval.

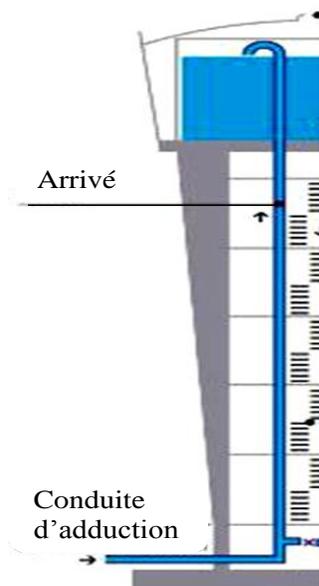


Figure IV.1 : conduite d'arrivée (d'alimentation)

IV.7.1.2- Conduite de distribution :

Cette conduite prend son départ entre 15 et 20 cm au-dessus du radier et doit être munie d'une crépine courbée pour éviter l'entraînement d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir et obvier au phénomène de vortex qui permet la pénétration d'air dans la conduite. Cette conduite est aussi équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de problème pour éviter de déclencher une inondation.

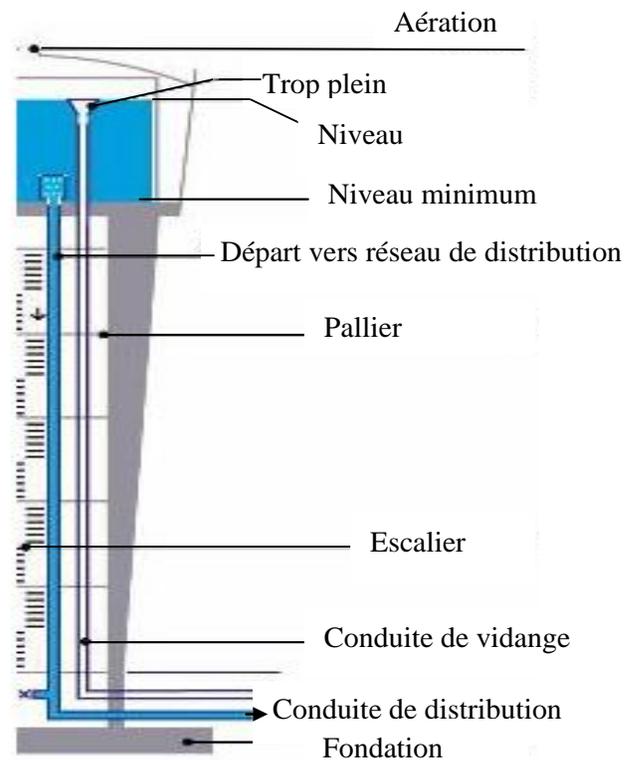


Figure IV.2 : Conduite de distribution

IV.7.1.3- Conduite de trop-plein :

Elle assure l'évacuation du débit excédentaire en un temps raisonnable lorsque le niveau d'eau atteint sa limite maximale dans la cuve.

IV.7.1.4- Conduite de vidange :

C'est une conduite se situant au point bas du réservoir. Elle permet la vidange totale du réservoir pour une éventuelle opération de nettoyage ou réparation, elle est communément raccordée à la conduite de trop-plein et doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable qui tendent à rendre la manœuvre plus délicate.

IV.7.1.5- Conduite de By-pass :

Pour ne pas entrainer une rupture de distribution en cas de nettoyage du réservoir, nous devons relier la conduite d'arrivée à une autre conduite dite de by-pass.

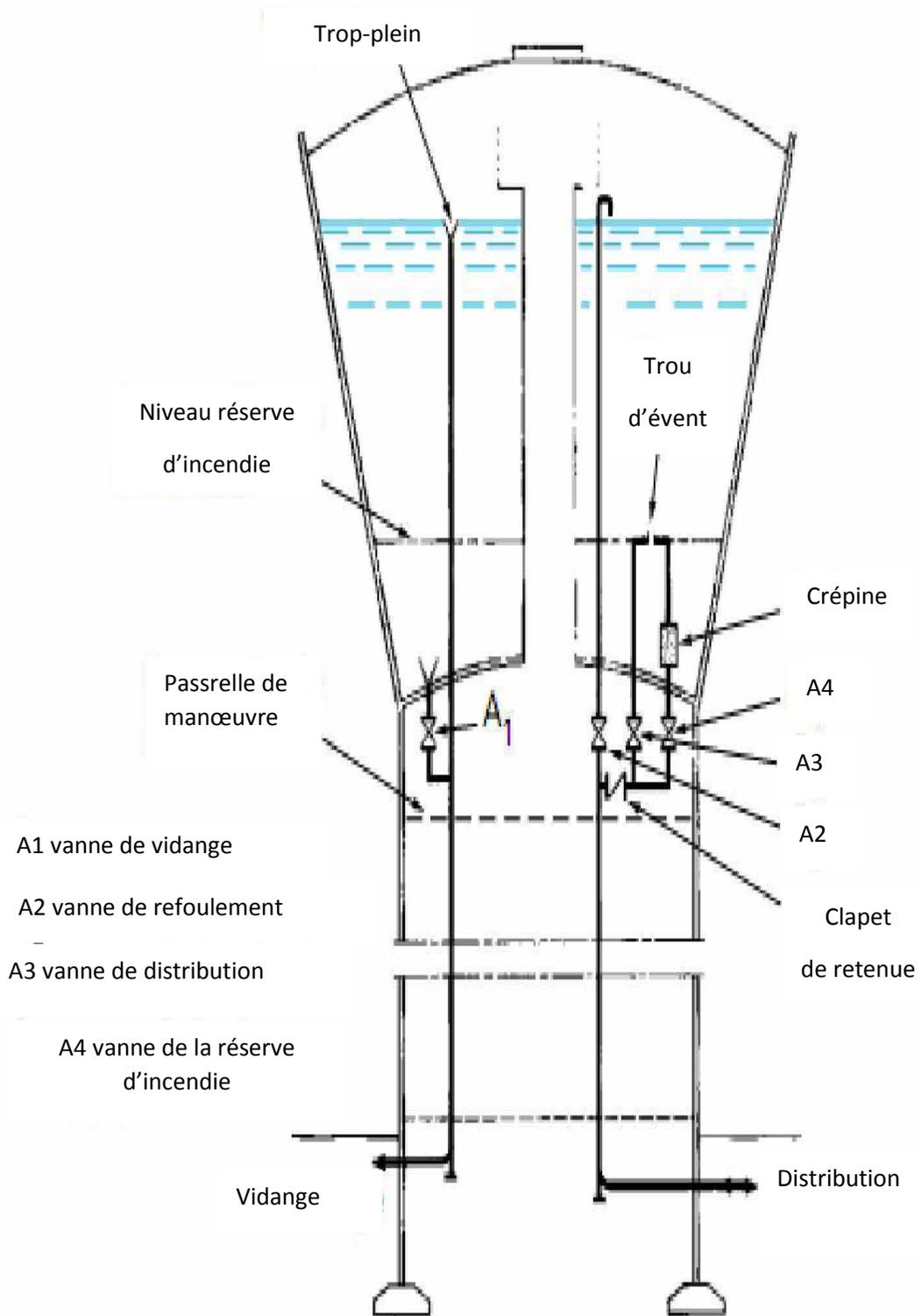


Figure IV.3 : schéma récapitulatif des équipements des réservoirs surélevés.

IV.7.1.6- Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est un agencement particulier de la tuyauterie qui permet de stopper l'écoulement une fois la réserve d'incendie atteinte. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon.

IV.7.1.6.1- Système à deux prises :

Ce système est caractérisé par deux conduites qui sortent du réservoir, la première commence au niveau de la réserve d'incendie et la deuxième au fond du réservoir juste en dessous de la réserve d'incendie et qui est munie d'un robinet vanne. Ces deux conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Une fois le niveau critique d'incendie atteint, le robinet vanne se ferme et l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie sera préservée.

L'inconvénient majeur de ce système à deux prises est que la réserve d'incendie n'est pas renouvelée en permanence, elle stagne et peut amener à des dépôts dans le réservoir.

IV.7.1.6.2- Système à siphon :

Dans ce système, à l'inverse du système à deux prises il n'y a qu'une seule conduite qui sort de la cuve et qui prend son départ au fond de la réserve d'incendie elle comprend un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne. Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet vanne ouverts. Ce qui nous laisse dire, que le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve incendie dans ce système.

IV.7.2. Equipement de nettoyage :

Pour assurer le nettoyage du réservoir il doit y avoir :

- Des trappes de visite pour le personnel et la mise en place de matériels ;
- Des équipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Une pompe d'alimentation en eau.

IV.8. Capacité d'un réservoir :

Le calcul du volume d'un réservoir se fait par rapport au jour de plus forte consommation dans le but de satisfaire les variations journalières du débit, ce volume est déterminé en fonction des débits d'entrée et de sortie en incluant une réserve d'incendie comprise en 80 et 120 m³.

IV.8.1. Réservoir alimenté par une pompe :

Pour la détermination de la capacité d'un réservoir alimenté par une pompe, deux méthodes peuvent être considérées, à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.8.1.1- Méthode analytique :

Cette méthode consiste en le calcul du résidu à l'intérieur du réservoir à chaque heure de la journée, Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max.j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(IV.1)}$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle(m³),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max.j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

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

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé entre 80 et 120 m³.

La différence entre le débit entrant dans le réservoir et le débit à distribuer nous permet d'apprécier le résidu à l'intérieure de la cuve. Donc si le débit entrant au réservoir est supérieur à celui qui en sort cela indique qu'il y a un surplus, dans le cas contraire, nous aurons un déficit.

IV.8.1.2- Méthode graphique :

Cette méthode est purement graphique, elle permet grâce aux courbes de la consommation journalière et celles caractérisant l'apport de la station de pompage déduites respectivement de la variation des coefficients horaires et des heures de pompage, de calculer le résidu maximal journalière dans un réservoir, et ce, en additionnant en valeur absolue les écarts des deux extremums de ces courbes.

Donc :

$$R_{max} = |\Delta V1| + |\Delta V2| \dots\dots\dots (IV.3)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Dont le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (IV.5)$$

IV.8.2- Réservoir alimenté par une adduction gravitaire :

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir tel que le débit horaire disponible Q_a (débit d'apport) soit supérieur au débit moyen horaire $Q_{moy.h}$ de la journée.

Il est évident que si Q_a est supérieur au débit maximum horaire ($Q_{max.h}$), le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moy.h} < Q_a < Q_{max.h}$$

Dans ce cas, le débit d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h ou la consommation peut atteindre $Q_{\max.h}$. Donc pendant ces 4 heures il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$V = 4 * (Q_{\max.h} - Q_a) \dots\dots\dots (IV.6)$$

Tel que :

V : est la capacité nécessaire du réservoir à projeter.

IV.9- Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Dans notre cas la commune de BENI MERED est alimentée par refoulement à partir des forages, et gravitairement à partir du piquage P. Le stockage nécessaire pour l'alimentation par refoulement est assuré par les réservoirs existants (de BENI MERED et DIAR EL BAHRI), alors notre objective est de déterminer le volume du stockage nécessaire pour l'alimentation gravitaire (partie renforcement) en utilisant la formule (III.6) :

IV.9.1-Détermination de la capacité du stockage pour le renforcement de la zone de BENI MERED centre :

En utilisant l'annexe (3) de la répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants, le débit de pointe de cette zone est :

$$Q_{\max.h} = 6.25\% * Q_{\max.j.r} = 0.0625 * 2753.2 = 172.08 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

$Q_{\max.j.r}$: débit maximum journalier renforcé.

Le débit de renforcement pour l'alimentation de la zone de BENI MERED centre est de :

$$Q_a = 2753.2 \text{ m}^3/\text{j} = 114.72 \text{ m}^3/\text{h}$$

Alors le volume résiduel du réservoir supplémentaire de BENI MERED centre moyennant la formule (III.6) sera :

$$V_r = 4 * (172.08 - 114.72) = 229.43 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$VT = 229.43 + 120 = 349.43 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de $VT = 500 \text{ m}^3$.

IV.9.2-Détermination de la capacité du stockage pour le renforcement de la zone de DIAR EL BAHRI :

En utilisant l'annexe (3) de la répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants, le débit de pointe de cette zone est :

$$Q_{\max.h} = 0.0625 * 4951.26 = 286.95 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de renforcement pour l'alimentation de la zone de DIAR EL BAHRI est de :

$$Q_a = 4951.26 \text{ m}^3/\text{j} = 191.30 \text{ m}^3/\text{h}$$

Alors le volume résiduel du réservoir supplémentaire de DIAR EL BAHRI moyennant la formule (III.6) sera :

$$V_r = 4 * (286.95 - 191.30) = 382.61 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$VT = 382.61 + 120 = 502.61 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de $VT = 500 \text{ m}^3$.

III.10- Détermination des dimensions :

Leurs dimensions seront déterminées comme suit :

$$V_n = s * h = \frac{\pi * D^2}{4} * h. \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

-La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots (IV.8)$$

-La hauteur totale H de la cuve du réservoir :

La hauteur du réservoir se calcule par la formule :

$$H = h + R \dots\dots\dots (IV.9)$$

R : revanche (m), qui varie entre 0.25 et 1m.

-La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie se calcul par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots (IV.10)$$

Avec :

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m)

V_{inc} : réserve de l'incendie (m³).

les dimensions des réservoirs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m ³)	h (m)	S (m ²)	h _{inc} (m)	D (m)	R (m)	H (m)
Réservoir 1	500	5	100	1.2	11.29	0.5	5.5
Réservoir 2	500	5	100	1.2	11.29	0.5	5.5

IV.11- Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Examen et désinfection des parois avec des produits chlorés et réparations éventuelles ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Remise en service.

IV.12- Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf personnel habilité).
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau.
- Etre aérés par les orifices de grillage.

Conclusion :

Dans ce présent chapitre, nous avons déterminé la capacité supplémentaire nécessaire des réservoirs, pour satisfaire les besoins de notre commune à l'horizon d'étude.

Cette capacité est estimée de 500 m³ pour chaque zone (BENI MERED et DIAR EL BAHRI) et elle sera de forme circulaire et de type Surélevé.

Introduction :

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

V.1- Pose de canalisation :

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différentes contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

V.1.1- Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

V.1.2- Réalisation des fouilles :**a) Longueur de la tranchée :**

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, à chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

b) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B=D+2\times e$$

-B : largeur de la tranchée (m).

-D : diamètre de la conduite (m).

-e : espacement = 25 cm.

c) La profondeur de la tranchée :

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

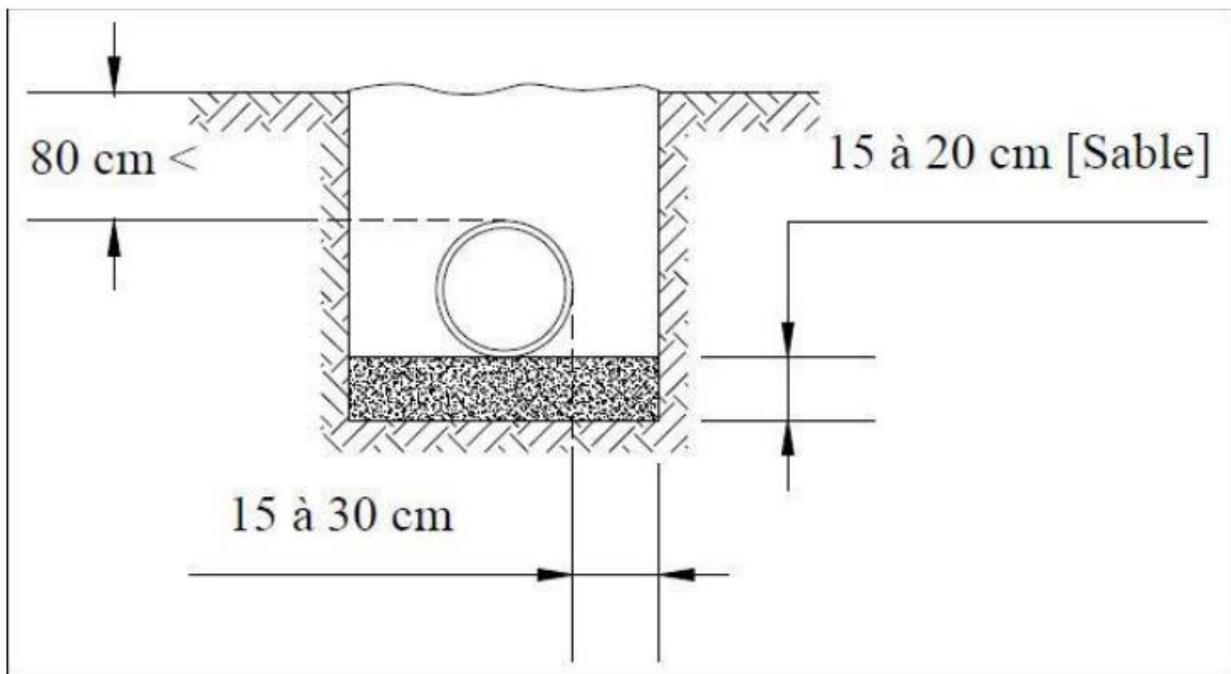


Figure V.1 : Pose de conduite en tranchée.

d) Lit de pose :

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit pilonner et nivelé soigneusement tout au long de la tranchée, généralement il est constitué de :

- Gravier, dans les terres ordinaires.
- Pierre cassée pour former des drains, dans les terrains rocheux.
- Une dalle en béton pour les terrains mauvais.

e) Aménagement du lit de pose :

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable.

V.1.3- La mise en tranchée :

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été Altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.



Figure V.2: pose des conduites en PE dans les tranchées

V.1.4- Epreuve des joints et canalisation principale :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar.

V.1.5-Remblaiement des tranchées :

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement comme suit :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- Utilisé la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.
- Remblayer en couches successives de 0,25 m.

V.1.6- Le compactage :

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

V.1.7- Différents cas de pose de canalisation :

V.1.7.1- En terrain ordinaire :

La conduite est entreposée au fond d'une tranchée suffisamment large pour permettre à un homme de taille moyenne de travailler aisément, sa profondeur normale est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, et ce, dans le but de garder une eau fraîche à l'abri du gel et des fortes températures. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé.

V.1.7.2- En galerie :

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie. Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement. Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route. Un canal est prévu pour éviter les eaux stagnantes dans la galerie et les déversée dans l'égout voisin. L'établissement de ces galeries est compatible avec la traversée d'une autoroute ou d'une voie de chemin.

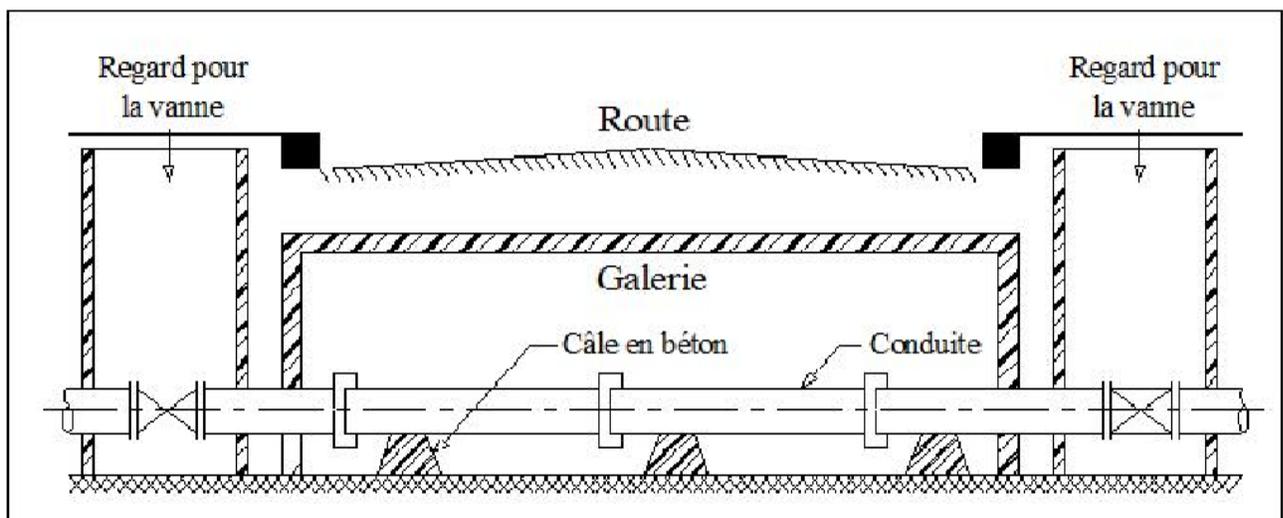


Figure V.3 : pose en galerie

V.1.7.3- En terrain en pente :

Quand la pente devient très importante les frottements entre les canalisations et les terres sont insuffisantes pour maintenir la conduite stable, c'est pour cela que nous utilisons des butées d'encrage ou bien de joints verrouillés pour équilibrer le système et empêcher le glissement des conduites ce procédé peut se faire de deux façons :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau.
- En réalisant un massif en béton en tête d'un tronçon verrouillé.

V.1.7.4- En terrain peu consistant :

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

V.1.7.5- Lors de la traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs. Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés pour éviter le phénomène de soulèvement dû à l'eau.

V.1.7.6- Lors de la traversée d'une route :

Dans le but de protéger les conduites des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Couvrir la canalisation avec des gaines.
- Couvrir la canalisation avec du béton armé.

V.1.7.7- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

V.1.8- Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits.

Les accessoires utilisés sont :

V.1.8.1- Robinets vannes :

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

a) Robinets-vanne à opercule :

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.



Figure V.4 : Robinet vanne à opercule

b) Vanne papillon :

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.



Figure V.5 : Robinets vanne papillon

Dans notre cas, on prévoit l'installation :

- D'un robinet vanne à opercule, chaque 400m de la conduite gravitaire, et sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs.
- De robinets vanne papillon sur les conduites de départ du réservoir.

V.1.8.2- By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

V.1.8.3- Ventouses :

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire à la conduite et à l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

V.1.8.3- Joints de raccordement :

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault.
- Le joint verrouille.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.
- Le joint automatique.
- Les joints mécaniques.

V.1.8.4- Organes de mesure :**a) Mesure de débit :**

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- La venturi.
- La tuyère.

a) Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **Manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille, soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- **Manomètres à soufflet :**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

V.1.8.5- Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- Le montage et le démontage des accessoires.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre et de direction d'une conduite.

a) Coude :

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plupart des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

Pour notre cas et selon notre tracé, il est nécessaire d'utiliser les coudes pour projeter notre conduite de renforcement.

b) Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

c) Tés :

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

Pour notre cas, on a utilisé un té à trois emboîtements dans le point de piquage pour le soutirage de débit d'alimentation.

V.2- Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :**V.2.1- Définition :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

V.2.2- Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.

V.2.3- Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

V.2.3.1-Cas de surpression :

C'est une répercussion directe du coup de bélier causée par une pression énorme qui se produit lors de la fermeture instantanée d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe.

Si la pression totale majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.

V.2.3.2- Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement ou après une forte surpression.

Si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

V.2.3.3- Fatigues des conduites :

Le passage successif Alterné d'une surpression a une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites et ce quel que soit leur amplitude.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens appropriés, limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des conduites, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.2.4- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

V.2.4.1- Tronçon P-R1 :

Ce tronçon d’adduction a les caractéristiques représentées dans le tableau (V.1)

Tableau V.1: les caractéristiques du tronçon P-R1 d’adduction.

Tronçon P-R1	L (m)	D (mm)	e (mm)
P-1	1385.44	290.8	12.1
1-A	1500.56	230.8	9.6
A-2	389.75	184.6	7.7
2-R1	630.25	147.6	6.2

➤ **Calcul de la célérité :**

La célérité d’onde équivalente de surpression et de dépression est donnée par la formule d’ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

K : dépend de la nature de la conduite

e : épaisseur de la conduite.

D : diamètre de la conduite.

Tableau V.2: la valeur de K pour chaque matériau

Matériau	K	Matériau	K
Fer	0.5	Amiante ciment	4
Acier	0.5	PVC	33
Fonte grise	1	Polyéthylène haute densité	83
Fonte ductile	0.59		
Béton	5	Polyéthylène basse densité	500

Application numérique :

$$C_{P-1} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{290.8}{12.1}}} = 219.03 \text{ m/s}$$

$$C_{1-A} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{230.8}{9.6}}} = 218.99 \text{ m/s}$$

$$C_{A-2} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{184.6}{7.7}}} = 219.3 \text{ m/s}$$

$$C_{2-R1} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{147.6}{6.2}}} = 220.04 \text{ m/s}$$

➤ **Calcul de temps d'aller-retour de l'onde :**

Si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller-retour d'onde :

$$Tr = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (V.2)$$

L : la longueur de la conduite.

A.N :

$$Tr_{P-1} = \frac{2 * 1385.44}{219.03} = 12.65 \text{ s}$$

$$Tr_{1-A} = \frac{2 * 1500.56}{218.99} = 13.70 \text{ s}$$

$$Tr_{A-2} = \frac{2 * 389.75}{219.3} = 3.55 \text{ s}$$

$$Tr_{2-R1} = \frac{2 * 630.25}{220.04} = 5.73 \text{ s}$$

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * Tr} \text{ (m) (V.3)}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).

Les valeurs du coup de bélier sont données dans le Tableau V.3 :

Tableau V.3 : Valeurs du coup de bélier de tronçon P-R1

Tronçon	L(m)	V_0 (m/s)	Tr (s)	b (m)
P-R1 (Vers BENI MERED)	1385.44	1.28	12.65	28.58
	1500.56	2.03	13.70	45.33
	389.75	1.19	3.55	26.64
	630.25	1.86	5.73	41.71

Alors le temps d'aller-retour totale d'onde de déformation pour le tronçon P-R1 est :

$$Tr_{P-R1} = Tr_{P-1} + Tr_{1-A} + Tr_{A-2} + Tr_{2-R1} = 12.65 + 13.7 + 3.55 + 5.73 = 35.63 \text{ s}$$

Donc : il faut que le temps de fermeture de la vanne pour le tronçon P-R1 soit supérieur au temps d'aller-retour de la première onde $Tr_{P-R1} = 35.63 \text{ s}$

V.2.4.2- Tronçon P-R2 :

Ce tronçon d'adduction a les caractéristiques représentées dans le tableau (V.4)

Tableau V.4: représente les caractéristiques du tronçon P-R2 d'adduction.

Tronçon P-R	L (m)	D (mm)	e (mm)
P-1	1385.44	290.8	12.1
1-A	1500.56	230.8	9.6
A-R2	1834	230.8	9.6

➤ **Calcul de la célérité :**

On calcule la célérité d'onde équivalente de surpression et de dépression moyennant la formule (V.1) :

$$C_{P-1} = 219.03 \text{ m/s}$$

$$C_{1-A} = 218.99 \text{ m/s}$$

$$C_{A-R2} = 218.99 \text{ m/s}$$

➤ **Calcul de temps d'aller-retour de l'onde :**

On calcule le de retour de l'onde de déformation moyennant la formule (V.2) :

$$Tr_{P-1} = 12.65 \text{ s}$$

$$Tr_{1-A} = 13.70 \text{ s}$$

$$Tr_{A-R2} = 16.75 \text{ s}$$

On calcule La valeur du coup de bélier moyennant la formule (V.3) :

Les valeurs du coup de bélier sont données dans le Tableau V.5 :

Tableau V.5 : Valeurs du coup de bélier de tronçon P-R2

Tronçon	L(m)	V_0 (m/s)	T_r (s)	b(m)
P-R2 (Vers DIAR EL BAHRI)	1385.44	1.28	12.65	28.58
	1500.56	2.03	13.70	45.33
	1834	1,27	16.75	28.35

Alors le temps d'aller-retour totale d'onde pour le tronçon P-R2 est :

$$Tr_{P-R2} = Tr_{P-1} + Tr_{1-A} + Tr_{A-R2} = 12.65 + 13.70 + 16.75 = 43.1 \text{ s}$$

Donc :il faut que le temps de fermeture de la vanne pour le tronçon P-R1 soit supérieur au temps d'aller-retour de la première onde $Tr_{P-R2} = 43.1 \text{ s}$.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents méthodes et moyens de pose et protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion.

Pour la protection des conduites contre le coup de bélier dans le cas d'une adduction gravitaire, la durée de fermeture de la vanne au niveau de chaque réservoir doit être supérieur au temps d'aller-retour de l'onde d'eau qui est égale à 36 s dans le tronçon P-R1, et 43 s dans P-R2.

Introduction :

L'organisation du chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles et dans les plus brefs délais avec le maximum de sécurité.

VI.1-Différents travaux à entreprendre pour l'adduction :

- Décapage de la couche végétal.
- Exécution des tranchées et des fouilles.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblai des tranchées.
- Travaux de finition.

VI.2- Estimation quantitative et financière du projet :**VI.2.1- Estimation quantitative :****a) volume de Décapage de la couche de terre végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant :

$$V_{cv} = L. b. e \dots\dots\dots (VI.1)$$

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur totale des tranchées en (m).
- b : largeur de la couche végétale en (m).
- e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

Pour la réalisation de cette opération, on opte un bulldozer ou un angledozer.

b) La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr}=D+h+h_1 \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, h=0.8 m.

h₁ : épaisseur du lit de pose de sable h₁ = 0,15 m.

D'où :

$$H_{tr} = 0.95 + D$$

c) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. Nous laissons 25 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \dots\dots\dots (VI.3)$$

d) Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus.

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1,5 m	Jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux.

e) Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2 \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

- H_{tr} : profondeur totale de la tranchée (m).
- b : largeur du fond du tranchée (m).
- m : coefficient du talus.

La détermination des volumes de décapage et de lit de pose est représentée dans le tableau (VI.2) :

Tableau VI.2: calcul du volume de décapage et de lit de pose.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	h1 (m)	Vcv (m³)	Vs (m³)
315	1385.44	0.815	0.1	0.15	112.91	169.37
250	1500.56	0.75	0.1	0.15	112.54	168.81
200	389.75	0.7	0.1	0.15	27.28	40.92
160	630.25	0.66	0.1	0.15	41.60	62.39
250	1834	0.75	0.1	0.15	137.55	206.33
Volume Total					431.88	647.83

f) Volume à excaver :

$$VD = S_{tr} * L = (b * H_{tr}) * L \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

- VD : Volume du déblai (m³).
- S_t : La section de tranchée (m²).
- L : La longueur de tranchée (m).

La détermination du volume des déblais est représentée dans le tableau (VI.3) :

Tableau VI.3: calcul du volume à excaver.

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	VD(m³)
315	1385.44	0.815	1.265	1428.35
250	1500.56	0.75	1.2	1350.5
200	389.75	0.7	1.15	313.75
160	630.25	0.66	1.11	461.72
250	1834	0.75	1.2	1650.6
Volume Total				5204.93

g) Remblais compacté :

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{rem} = VD - V_s - V_c \dots\dots\dots (VI.6)$$

$$V_s = 0,15*b*L.$$

$$V_c = S_c*L.$$

Avec :

-V_s : volume de lit de sable.

-V_c: volume de la conduite.

-S_c: section de la conduite.

h) Calcul du volume de terre à évacuer :

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * VD - V_{rem} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Kf : coefficient de foisonnement du sol, $K_f = 1,3$.

La détermination des volumes de remblai et de terre à évacuer est représentée dans le tableau VI.4 :

Tableau VI.4: calcul du volume de remblai et de terre à évacuer.

D (mm)	L(m)	Sc (m²)	Vc(m³)	Vs (m³)	V_D (m³)	V_r (m³)	V_{eva} (m³)
315	1385.44	0.078	107.91	169.37	1428.35	1151.07	705.79
250	1500.56	0.049	73.62	168.81	1350.5	1108.07	647.58
200	389.75	0.031	12.24	40.92	313.75	260.59	147.28
160	630.25	0.02	12.67	62.39	461.72	386.66	213.57
250	1834	0.049	89.98	206.33	1650.6	1354.29	791.49
Volume Total						4260.68	2505.72

i) Choix des engins de terrassement :

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique pour l'opération d'excavation (voir l'annexe 7.1).
- Un bulldozer pour l'opération de décapage (voir l'annexe 7.2).
- Un chargeur (voir l'annexe 7.3).
- Un compacteur pour l'opération de compactage (voir l'annexe 7.4).

i .1) Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu.

i.2) Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

i.3) Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

i.4) Compacteur :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VI.2.2- Estimation financière :**VI.2.2.1- Devis estimatif des travaux de l'adduction :****Tableau VI.5: Devis estimatif des travaux de l'adduction.**

Désignation de travaux	Unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant (DA)
Décapage	m ³	350	431.88	151158
Le lit de sable	m ³	600	647.83	388698
Les déblais	m ³	450	5204.93	2342218.5
Les remblais	m ³	700	4260.68	2982476
Evacuation	m ³	700	2505.72	1754004
Total				7 618 554.5

VI.2.2.2- Devis de pose des conduites :

Tableau VI.6: Devis estimatif de la pose des conduites.

Diamètres des conduites (mm)	Unité	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Montant (DA)
315	ML	3492.92	1385.44	4839231.09
250	ML	2190.47	1500.56	3286931.66
200	ML	1403.09	389.75	546854.33
160	ML	908.75	630.25	572739.69
250	ML	2190.47	1834	4017321.98
Total				13 263 078.74

VI.2.2.3- Devis des réservoirs :

Pour estimer le cout de nos châteaux, nous avons fait l'analogie avec un projet similaire réalisé par l'entreprise BOUADJENAK, qui ayant presque les mêmes caractéristiques que notre projet à savoir un réservoir circulaire en béton de type surélevé ayant un volume de 500 m³ et un diamètre de 11.5 m.

Tableau VI.7: Devis estimatif des réservoirs.

Réservoirs	Coût (DA)
Château de BENI MERED centre de 500 m ³	52 250 000
Château de DIAR EL BAHRIde 500 m ³	52 250 000
Total	104 500 000

VI.2.2.4- Devis estimatif des équipements :**Tableau VI.8 : Devis estimatif des équipements.**

Désignation	Total (DA)
Accessoires	1 336 000

VI.2.2.5- cout total du projet :**Tableau VI.9 : Décompte des travaux.**

Montant H.T (DA)	126 717 633.2
T.V.A 17 %	21 541 997.65
Montant T.T.C (DA)	148 259 630.9

D'après l'étude financière suscitée, le cout total du projet Après ajout de la TVA s'élève à approximativement 148 259 630.9 DA.

VI.3- Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct.
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

Les tâches de réalisation de notre adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10: Travaux pour l'adduction.

Opération	Durée (jours)
A. Décapage de la couche végétale.	26
B. Piquetage	13
C. Exécution des tranchées et des fouilles.	35
D. Aménagement du lit de pose.	39
E. La mise en place des canalisations en tranchée.	27
F. Assemblage des tuyaux.	12
G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.	16
H. Remblai des tranchées.	15
I. Travaux de finition.	27

La détermination du délai total de la réalisation est représentée dans le tableau VI.11 :

Tableau VI.11 : Détermination du délai de la réalisation.

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	26	0	26	0	26	0
B	13	26	39	26	39	0
C	35	39	74	39	74	0
D	39	74	113	74	113	0
E	27	74	101	86	113	12
F	12	74	86	101	113	27
G	16	74	90	97	113	23
H	15	113	128	113	128	0
I	27	128	155	128	155	0

Avec :

TR : temps de réalisation.

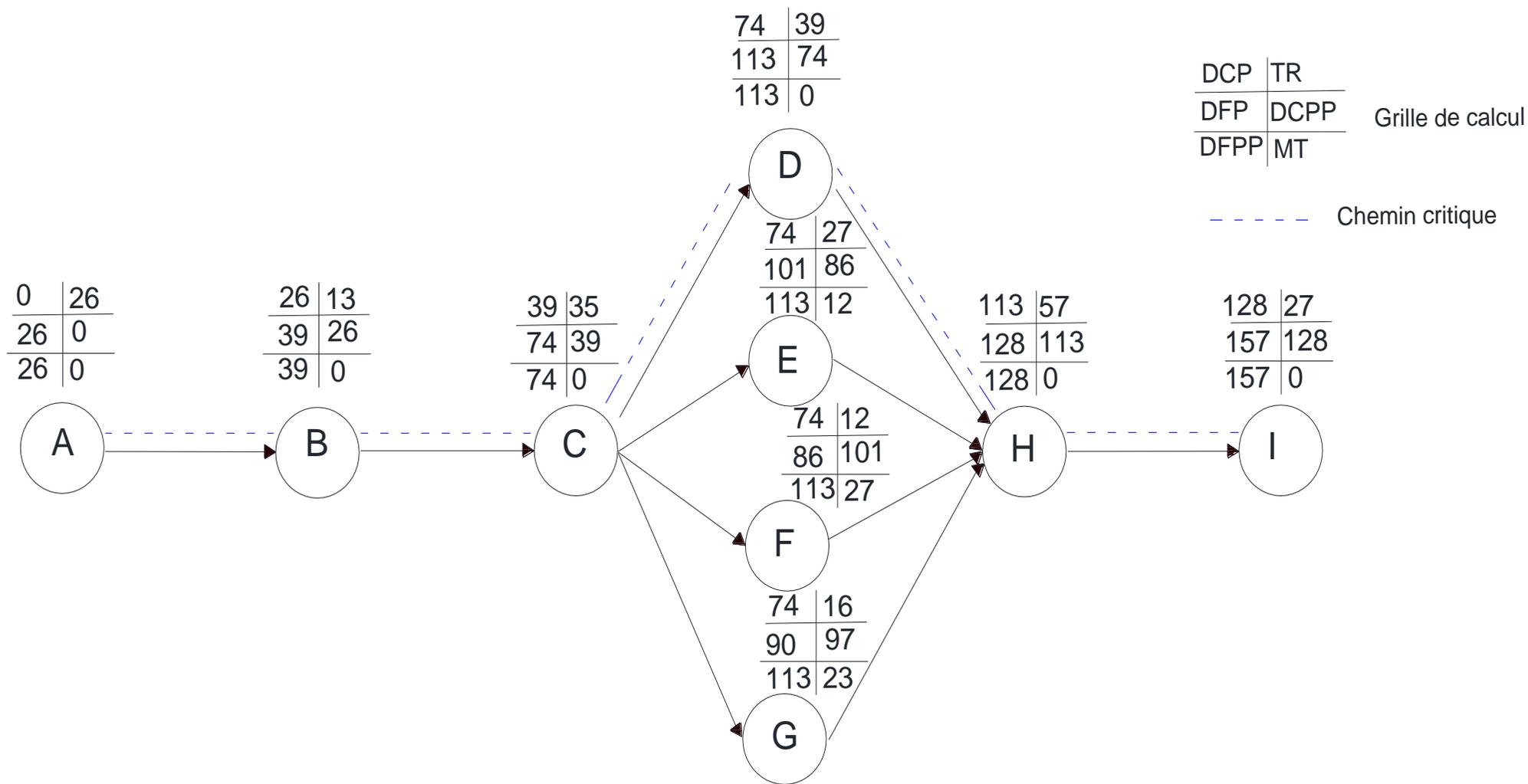
MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP : date de commencement au plus tard

DFPP : date de finition au plus tard.



Figures VI.1 : Réseau à nœud.

D'après le tableau VI.9 et le figure VI.1 :

Les chemins critiques sont : A-B-D-H-I $\Sigma TR = 197$ jours.

La durée totale du projet est de 197 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VI.4- Sécurité du travail :

La sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectuées tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage etc.)
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage.

VI.4.1- Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VI.4.1.1- Facteurs humain :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.4.1.2- Facteurs matériel :

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

VI.4.2- Conditions dangereuses :

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

VI.4.3- Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.4.4- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VI.4.4.1- Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

VI.4.4.2- Protection collective :

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a) Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compteur.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés. On peut conclure que Pour une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est nécessaire de savoir les causes des accidents et évité les actions dangereuses. Ainsi donc on peut offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins.

Conclusion :

Grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera à achever les travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais avec la meilleure sécurité.

Nous avons choisi les engins adéquats pour la réalisation de notre projet que nous avons estimé réalisable dans un délai de 6 mois et 17 jours avec un coût total de cent quarante-huit millions deux cent cinquante-neuf mille six cent trente de dinars algériens.

Conclusion Générale

L'étude de l'adduction des eaux potables à partir du piquage situé sur la conduite de transfert du réservoir 10000 m³ d'Ouled Yaich vers Blida centre permet de satisfaire les besoins en eau de la commune de Beni Mered.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2045, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 55081 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 7344.45 m³/j des eaux du réservoir 10000 m³ d'Ouled Yaich.

L'adduction à une longueur totale de 5740m et des diamètres variés de 160 à 315mm. Pour toute l'adduction nous avons opté pour le PEHD comme matériau et nous avons tenu compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs, et de la protection des conduites.

Les deux ouvrages de stockage projetés de capacité 500 m³ pour les zones Beni Mered centre et Diar El Bahri, sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

Les volumes des travaux pour ce projet et leur coûts financiers sont déterminés, tel que La réalisation de différentes adductions est estimée d'une période de 29 semaines dans les meilleures conditions de sécurité.

En fin nous estimons que notre étude peut servir de guide technique pour les entreprises de réalisation du projet que nous avons présenté.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

[1] **S. BOUSSELOUA** : Monographie de la wilaya de Blida, édition Dar El Aman, Alger 2007.

[2] **Pr B. SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des agglomérations », E.N.S.H. BLIDA.2014

[3] **C. GOMELL et H. GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL

[4] **A. DUPONT** Paris 1977« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles,

[5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles,

[6] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles,

[7] www.numeriques.net/mecanique_des_fluides/Colebrook

Annexe 1 : Image de la commune de BENI MERED capté par le satellite global.



**Annexe 2 : Fiche d'analyses physico-chimiques des eaux des forages de BENI
MERED**

<i>E.P.I.C ALGERIENNE DES EAUX</i>		
<i>UNITE DE BLIDA</i>	<i>LABORATOIRE DES EAUX</i>	
BULLETIN D'ANALYSE DE L'EAU		
Qualité physico-chimique des eaux de forages de Beni Mered		
<i>Analyse physico-chimique</i>	<i>Unité</i>	<i>Résultats</i>
Turbidité	NTU	0,45
Oxygene Dissous	mg/l	-
PH	-	7,62
Température	°C	23,8
Conductivité	µS/cm	708,0
Chlore résiduel	mg/l	0,5
Extrait sec	mg/l	108
Dureté totale	mg/l	250,0
Calcium	mg/l	76,6
Magnésium	mg/l	14,1
Sodium	mg/l	-
Potassium	mg/l	-
Alcalinité	mg /l	300,0
Chlorures	mg/l	88,8
Sulfates	mg/l	106,9
Nitrates	mg/l	39,8
Nitrites	mg/l	< 0,01
Matières organiques	mg/l	4,0
Phosphates	mg/l	< 0,01
Ammonium	mg/l	< 0,01

Annexe 3 : Normes de potabilité selon OMS 2006

Les lignes directrices de l'OMS en ce qui concerne la qualité de l'eau potable, mises à jour en 2006 sont la référence en ce qui concerne la sécurité en matière d'eau potable.

Normes d'eau potable
selon l'OMS

Elément/ substance	Symbole/ formule	Concentration normalement trouvée dans l'eau de surface	Lignes directrices fixées par l'OMS
Aluminium	Al		0,2 mg/l
Ammonium	NH ₄ ⁺	< 0,2 mg/l (peut aller jusqu'à 0,3mg/l dans une eau anaérobique)	Pas de contraintes
Antimoine	Sb	< 4 µg/l	0.02 mg/l
Arsenic	As		0,01 mg/l
Amiante			Pas de valeur guide
Baryum	Ba		0,7 mg/l
Béryllium	Be	< 1 µg/l	Pas de valeur guide
Bore	B	< 1 mg/l	0.5mg/l
Cadmium	Cd	< 1 µg/l	0,003 mg/l
Chlore	Cl		Pas de valeur mais on peut noter un goût à partir de 250 mg/l
Chrome	Cr ⁺³ , Cr +6	< 2 µg/l	chrome total : 0,05 mg/l
Couleur			Pas de valeur guide
Cuivre	Cu ²⁺		2 mg/l
Cyanure	CN ⁻		0,07 mg/l
oxygène dissous	O ₂		Pas de valeur guide
Fluorure	F ⁻	< 1,5 mg/l (up to 10)	1,5 mg/l
Dureté	mg/l CaCO ₃		200 ppm
Sulfure d'hydrogène	H ₂ S		0.05 à 1 mg/L
Fer	Fe	0,5 - 50 mg/l	Pas de valeur guide
Plomb	Pb		0,01 mg/l
Manganèse	Mn		0,4 mg/l
Mercur	Hg	< 0,5 µg/l	inorganique : 0,006 mg/l
Molybdène	Mb	< 0,01 mg/l	0,07 mg/l
Nickel	Ni	< 0,02 mg/l	0,07 mg/l
Nitrate et nitrite	NO ₃ , NO ₂		50 et 3 mg/l (exposition à court terme) 0.2 mg/l (exposition à long terme)

Suite annexe 3 : Normes de potabilité selon OMS 2

Normes de l'OMS sur l'eau potable

Sélénium	Se	< 0,01 mg/l	0,01 mg/l
Argent	Ag	5 – 50 µg/l	Pas de valeur guide
Sodium	Na	< 20 mg/l	Pas de valeur guide
Sulfate	SO ₄		500 mg/l
Etain inorganique	Sn		Pas de valeur guide : peu toxique
TDS			Pas de valeur guide mais optimum en dessous de 1000 mg/l
Uranium	U		0.015 mg/l
Zinc	Zn		3 mg/l

Composés organiques

Groupe	Substance	Formule	Lignes directrices fixées par l'OMS	
Alcanes chlorés	Tétrachlorométhane	C Cl ₄	4 µg/l	
	Dichlorométhane	C H ₂ Cl ₂	20 µg/l	
	1,1-Dichloroéthane	C ₂ H ₄ Cl ₂	Pas de valeur guide	
	1,2-Dichloroéthane	Cl CH ₂ CH ₂ Cl	30 µg/l	
	1,1,1-Trichloroéthane	CH ₃ C Cl ₃	Pas de valeur guide	
Alcènes chlorés	1,1-Dichloroéthène	C ₂ H ₂ Cl ₂	Pas de valeur guide	
	1,2-Dichloroéthène	C ₂ H ₂ Cl ₂	50 µg/l	
	Trichloroéthène	C ₂ H Cl ₃	20 µg/l	
	Tétrachloroéthène	C ₂ Cl ₄	40 µg/l	
Hydrocarbures aromatiques	Benzène	C ₆ H ₆	10 µg/l	
	Toluène	C ₇ H ₈	700 µg/l	
	Xylènes	C ₈ H ₁₀	500 µg/l	
	Ethylbenzène	C ₈ H ₁₀	300 µg/l	
	Styrène	C ₈ H ₈	20 µg/l	
	Hydrocarbures aromatiques polynucléaires	C ₂ H ₃ N ₁ O ₅ P ₁	3	Non mentionné
Benzènes chlorés	Monochlorobenzène (MCB)	C ₆ H ₅ Cl	Pas de valeur guide	
	Dichlorobenzènes (DCBs)	1,2-Dichlorobenzène (1,2-DCB)	C ₆ H ₄ Cl ₂	1000 µg/l
		1,3-Dichlorobenzène (1,3-DCB)	C ₆ H ₄ Cl ₂	Pas de valeur guide
		1,4-Dichlorobenzène (1,4-DCB)	C ₆ H ₄ Cl ₂	300 µg/l

Annexe 4 : Besoins commerciaux de la commune de Beni Mered.**Annexe 4.1 : Besoins en eau de l'industrie (ZONE A).**

N°	Equipement	Nature	Superficie (m ²)	Dotation (m ³ /j/ha)	Débit (m ³ /j)
ZONE D'ACTIVITE A					
1	Yarich Achour	Unité de Marbre	648	8	0.5184
2	Yarich Achour	Unité de Marbre	675	8	0.54
3	Hamissi Ibrahim	Station d'essence	627	4	0.2508
4	SARL Djazia	Vente pièces détachées	540	4	0.216
5	SARL Djazia	Vente pièces détachées	540	4	0.216
6	SARL Djazia	Vente pièces détachées	540	8	0.432
7	SARL TAC	Fabrication de porte et fenêtres en PVC	540	8	0.432
8	Nourdine Haoual	Location d'engins	570	8	0.456
9	Nourdine Haoual	Location d'engins	500	8	0.4
10	SARL Rahouma Samir	Vente voitures neuves	500	8	0.4
11	SARL JMC	Vente voitures neuves	500	8	0.4
12	SARL MERCEDES BENZ	Vente voitures neuves	500	8	0.4
13	Belhadj Z. Ben MERED	Imprimerie	570	8	0.456
14	Belhadj Z. Ben MERED	Imprimerie	650	8	0.52
15	Belhadj Z. Ben MERED	Imprimerie	500	8	0.4
16	Belhadj Z. Ben MERED	Imprimerie	500	8	0.4
17	Belhadj Z. Ben MERED	Imprimerie	500	8	0.4
18	Belhadj Z. Ben MERED	Imprimerie	710	8	0.568
19	Zouaoui Abdelrazak	Fabrication de mobilier bureautiques	500	8	0.4
20	SARL Zaouech Amar	Fabrication machines automatiques	500	8	0.4
21	SARL Zaouech Amar	Fabrication machines automatiques	500	8	0.4
22	Hassen Nait	Unité de Froid	500	8	0.4
23	CHROIMA PLASTIQUE	Recyclage plastiques	515	8	0.412
24	SARL TRIFICUIVRE	BOBINAGE	500	8	0.4
25	SPA INTERNAL	Distribution matériaux de construction	550	4	0.22
26	SPA INTERNAL	Distribution matériaux de construction	575	8	0.46
27	MOBILI SARL	Menuiserie Métalliques	520	8	0.416
28	MOBILI SARL	Menuiserie Métalliques	515	8	0.412
29	MOBILI SARL	Menuiserie Métalliques	655	8	0.524
30	MOBILI SARL	Menuiserie Métalliques	585	8	0.468
31	MOBILI SARL	Menuiserie Métalliques	515	8	0.412
32	MOBILI SARL	Menuiserie Métalliques	715	8	0.572
TOTAL					13.30

Annexe 4.2 : Besoins en eau de l'industrie (ZONE B).

N°	Equipement	Nature	Superficie (m ²)	Dotation (m ³ /j/ha)	Débit (m ³ /j)
ZONE D'ACTIVITE B					
1	SNC ABP	Fabrication produits électriques	728	8	0.5824
2	LOUNES OMAR	Terrain vide (fab produit dentaire)	699	8	0.5592
3	BENDHIBA SAMIR	Dépôt de faïence	678	4	0.2712
4	HARMA/SUZUKI ELESCOM	Sow room Suzuki	1224	8	0.9792
5	SARL SOYATECH	Agroalimentaire	1275	8	1.02
6	SI YAHYA FARID	Sow room Skoda	998	4	0.3992
7	BOUKHARI ALI	Bâtiment et travaux publics	1050	8	0.84
8	BOUKHARI DAHMANE	Bâtiment et travaux publics	1041	8	0.8328
9	OUZRI ABDELATIF	Dépôt de produits divers	1026	4	0.4104
10	SNC ORO DISNEY	Dépôt Pepsi cola	1014	4	0.4056
11	KEBAILI MOHAMED /TTLE	Dépôt grus	1005	4	0.402
12	SARL CGI	Terrain vide (Bobinage de laine)	990	8	0.792
13	TALEB N. EDDINE	Terrain vide (Chocolaterie)	975	8	0.78
14	LOUMI AOMAR	Terrain vide (Semences)	963	8	0.7704
15	DRIOUCHE MED	Terrain vide (Transformation plastique)	1089	8	0.8712
16	LAOUEDJ TOUFIK	BOISSONS GAZEUSES	1085	8	0.868
17	LAJDEL KARIM	Terrain vide (Fabrication de roues et roulettes)	1323	8	1.0584
18	ISSAD ZAHIA	Imprimerie	1210	8	0.968
19	KEDDAH ALI	Dépôt produits alimentaire	1041	4	0.4164
20	KEDDAH NOUREDDINE	Dépôt produits alimentaire	1024	4	0.4096
21	LARBI SARL PR NOUNOURS	Produits nounours	1106	8	0.8848
22	HARAZI KAMEL	Import-export	1121	1.5	0.16815
23	LEMITI KARIM	Dépôt	534	1.5	0.0801
24	MAGHRAOUI ZOUBIR	Tôle mécanique	534	8	0.4272
25	HATTALI MOUNIR ET SAMIR	Dépôt	561	1.5	0.08415
26	BENAI FAROUK	Dépôt	587	1.5	0.08805
27	MATSKI DJAMEL	Matériaux de Construction	1026	8	0.8208
28			995	8	0.796
29			1157	8	0.9256
30	BENKIAR KARIM /SARL CAV	Concessionnaire automobiles Renault	962	8	0.7696

Suite Annexe 4.2 : Besoins en eau de l'industrie (ZONE B).

N°	Equipement	Nature	Superficie (m ²)	Dotation (m ³ /j/ha)	Débit (m ³ /j)
ZONE D'ACTIVITE B					
31	CHACHOU TAHAR	Terrain agricole	728	8	0.5824
32	BENNOUR REDOUENE	Terrain agricole	500	8	0.4
33	AISSAOUI KARIM	Terrain agricole	500	8	0.4
34	EURL BATI CONCEPT	Fabrication de cadres de décoration	500	8	0.4
35	RAMDANI ELHADI	Menuiserie	500	8	0.4
36	MERZOUG HAMOU	Dépôt de produits de marbres	500	4	0.2
37			996	4	0.3984
38	DAOUADJI ZOUBIR	Terrain agricole	930	8	0.744
39	MAHIEDDINE MED	Terrain agricole	776	8	0.6208
40	AOUABDI BRAHIM	Terrain agricole	977	8	0.7816
41	SARL SERIVER	En construction	711	8	0.5688
42	EL HERR MED	Hangar en construction	1040	4	0.416
43	MEFTI ABD EL HALIM	Hangar dépôt pièces de voitures	1291	4	0.5164
44	EURL FACOCHOBIS	Terrain agricole	1500	8	1.2
45	CHADI TOUFIK	Terrain agricole	1500	8	1.2
46	OULD MOKHTAR	Hangar dépôt produits laitiers	1500	8	1.2
47	BENMELEM KHALED	Terrain agricole	1280	8	1.024
48	RENDJA KAMEL	Terrain agricole	1370	8	1.096
49	OTSMAN FAYCAL	Fab. Dépôt produits poignets portes et fenêtres	1635	8	1.308
50	OTSMAN A/ GHANI	Fab. Dépôt produits poignets portes et fenêtres	1635	8	1.308
51	HADJ AISSA	Fabrication de cashir	1635	8	1.308
52	BOUKHARI DAHMANE	Bâtiment et travaux publics	1731	8	1.3848
53	EL HERR MADJID	Terrain agricole	1790	8	1.432
54	EL HERR KHALED	Terrain agricole	1800	8	1.44
55	AKHAL AMAR	Fabrication de plastique	1800	8	1.44
56		Fabrication de plastique	1204	8	0.9632
57	BENROKIA AEK	Terrain agricole	1100	8	0.88
58	BOUKARI ALI	Terrain agricole	480	8	0.384
TOTAL					43.26

Annexe 4.3 : Besoins en eau de l'industrie (ZONE E.B.R).

N°	Equipement	Nature	Superficie (m ²)	Dotation (m ³ /j/ha)	Débit (m ³ /j)
ZONE D'ACTIVITE E.B.R					
1	SPA AMENHYD	Tuyauterie hydraulique	15000	8	12
2	BOUSSETTA MOHAMED	Agroalimentaire confiserie	3000	8	2.4
3	MOULA MOHAMED	Agroalimentaire pate + semoule	3000	8	2.4
4	SARL CARL WORLD	Matériaux de construction (carreau de sol)	5000	8	4
5	BOUIDER OURAMDHANE	ALU + PVC	2404	8	1.9232
6	AGGOUN SMAIN	Menuiserie Bois	3500	8	2.8
7	BENTOUATI MOHAMED	Transformation caoutchoute	2000	8	1.6
8	SARL EEE	Montage et maintenance électriques et industrielle	2000	8	1.6
9	MELLAL SID AHMED	Fabrication peinture et vernis	2000	8	1.6
10	EURL PROPAL	Transformation Plastique	3000	8	2.4
11	SARL FABS	Imprimerie article de bureau et scolaire	3000	8	2.4
12	TADJROUNI ABDERRAHMANE	Conserverie (tomate)	19050	8	15.24
13	AIT MEGUELLET SMAIN	Imprimerie industrielle	1000	8	0.8
14	Y AHYATTEN MOHAMED	Traitement des tissus thermo fixation et teinture	2500	8	2
15	CEIMI	Archives	311	8	0.2488
16	KHALLIL, NACER ALLAH	HOTEL	1638	8	1.3104
17	EURL IDEAL LABO	Réactif et diagnostique	2425	8	1.94
18	BRAZI	Fabrication et montage et industrie mécanique	2100	8	1.68
19	ZIAT	Unité de fabrication de tuyauterie et coudes PVC	2400	8	1.92
20	INOVIA	Fabrication de composants et traitement	2400	8	1.92
21	ARIFI SLIMANE	Unité de traitement de marbre et pierre	3695	8	2.956
22	CEIMI	Siege CEIMI	3782	8	3.0256
TOTAL					68.164

Annexe 4.4 : Besoins en eau de l'industrie (ZONE DNC).

N°	Equipement	Nature	Superficie	Dotation (m3/j/ha)	Volume (m3/j)
ZONE D'ACTIVITE DNC EX ECB (mat. de cons.) Beni Mered centre					
1		ECB (mat. de cons.) Beni Mered centre	220000	8	176

Annexe 4.5 : Besoins en eau de l'industrie (ZONE HAI FETTAL).

N°	Equipement	Nature	Superficie	Dotation (m3/j/ha)	Volume (m3/j)
ZONE D'ACTIVITE HAI FETTAL					
1	STATION D'EPURATION		140000	1.5	21
2	BOUZOUIDJA A/RAHMANE	TOURNEUR	500	8	0.4
3	CHOUMANE RAZIKA	Recyclage plastiques	500	8	0.4
4	PDT SARL	Recyclage plastiques	500	8	0.4
5	BAZZIZ HOCINE	Menuiserie Métallique	500	8	0.4
6	NAFRI KAMEL	Fab machines de frois	500	8	0.4
7	NAFRI KAMEL	Fab machines de frois	500	8	0.4
8	NAFRI KAMEL	Fab machines de frois	500	8	0.4
9	A/KADDER MENED	artisan ciment	500	8	0.4
10	SARL ROUNAULT	Entretien voiture Renault	500	8	0.4
11	A/KADDER MENED	artisan plâtre	500	8	0.4
12	SARL MOBILI STYL	Menuiserie Métallique	500	8	0.4
13	SARL MOBILI STYL	Menuiserie Métallique	500	8	0.4
14	SARL MOBILI STYL	Menuiserie Métallique	500	8	0.4
15	EURL SOTIP	Recyclage papier	500	8	0.4
16	EURL SOTIP	Recyclage papier	500	8	0.4
17	SARL S M SIRAMIQUE	Hangars céramiques	500	8	0.4
TOTAL					27.4

Annexe 5 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	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	5.6	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 6 : Prix et épaisseurs des conduites selon CHIALI

Annexe 6.1: Prix et épaisseurs des tubes en PEHD de gamme PN 06

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
110060201	Tube PEHD	20	2.0	PE100	6 Bars	30.68	35.90
110060251	Tube PEHD	25	2.0	PE100	6 Bars	39.15	45.81
110060321	Tube PEHD	32	2.0	PE100	6 Bars	51.05	59.73
110060401	Tube PEHD	40	2.0	PE100	6 Bars	66.13	77.37
110060501	Tube PEHD	50	2.4	PE100	6 Bars	97.87	114.51
110060631	Tube PEHD	63	3.0	PE100	6 Bars	153.41	179.49
110060751	Tube PEHD	75	3.6	PE100	6 Bars	216.89	253.76
110060901	Tube PEHD	90	3.5	PE100	6 Bars	250.47	293.05
110061101	Tube PEHD	110	4.2	PE100	6 Bars	362.02	423.56
110061251	Tube PEHD	125	4.8	PE100	6 Bars	470.58	550.58
110061601	Tube PEHD	160	6.2	PE100	6 Bars	776.71	908.75
110062001	Tube PEHD	200	7.7	PE100	6 Bars	1 199.22	1 403.09
110062501	Tube PEHD	250	9.6	PE100	6 Bars	1 872.20	2 190.47
110063151	Tube PEHD	315	12.1	PE100	6 Bars	2 985.40	3 492.92
110064001	Tube PEHD	400	15.3	PE100	6 Bars	4 756.40	5 564.99
110065001	Tube PEHD	500	19.1	PE100	6 Bars	7 075.95	8 278.86
110066301	Tube PEHD	630	33.10	PE100	6 Bars	11 229.75	13 138.81

Annexe 6.2: Prix et épaisseurs des tubes en PEHD de gamme PN 10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
110700161	Tube PEHD	16	-----	PE100	10 Bars	-----	-----
110070201	Tube PEHD	20	2.0	PE100	10 Bars	30.68	35.90
110070251	Tube PEHD	25	2.0	PE100	10 Bars	39.15	45.81
110070321	Tube PEHD	32	2.4	PE100	10 Bars	60.84	71.18
110070401	Tube PEHD	40	3.0	PE100	10 Bars	95.22	111.41
110070501	Tube PEHD	50	3.7	PE100	10 Bars	145.48	170.21
110070631	Tube PEHD	63	4.7	PE100	10 Bars	230.12	269.24
110070751	Tube PEHD	75	5.6	PE100	10 Bars	325.34	380.65
110070901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	371.91	435.13
110071101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	554.07	648.26
110071251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	705.87	825.87
110071601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 156.21	1 352.77
110072001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1 808.95	2 116.47
110072501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2 808.30	3 285.71
110073151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4 478.10	5 239.38
110074001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	7 185.20	8 406.68
110075001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	10 674.30	12 488.93
110076301	Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	16 905.00	19 778.85

Annexe 7 : Engins

Annexe 7.1 : Pelle hydraulique



Annexe 7.2 : Bulldozer



Annexe 7.3 : Chargeur



Annexe 7.4 : Compacteur

