

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des localités de Draa el Azz et Ouled Belhadi de la commune de Hammadi (w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-19

APA Citation (توثيق APA):

Allam, Kenza (2019). Alimentation en eau potable des localités de Draa el Azz et Ouled Belhadi de la commune de Hammadi (w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات، الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرابوي"

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES LOCALITES DE
DRAA EL AZZ ET OULED BELHADI DE LA COMMUNE DE
HAMMADI (WILAYA DE BOUMERDES)**

Présenté par :

ALLAM Kenza

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examineur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Promoteur

Session Novembre 2019

Dédicace

L'occasion tant attendue pour dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères en ce bas monde est enfin arrivée.

Il s'agit de toutes ces personnes qui m'ont soutenu par leur présence permanente dans les moments difficiles et qui ont été le catalyseur de toute mon énergie et tous mes efforts.

Je dédie ce travail :

À mon père que Dieu bénisse son âme.

À mes parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour mes études, qu'ils trouvent ici tout le témoignage de ma reconnaissance et mon plus profond respect.

À ma très chère sœur : Meriem.

À mes frères : Abdallah et Toufik,

À mes collègues et amis de la graduation promotion 2019 ainsi qu'à tous ceux qui aiment le savoir et la connaissance.

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma famille pour leurs conseils .Je remercie fortement ma promotrice : Mme Kadi Latifa de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Mr B.SALAH qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- Mme W.MOKRANE.

- Mme F.AMMOUR,

-Mme N.HADJ SADOK,

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma mère, ma sœur, mes frères et tous mes amis.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

تعاني المنطقتان ذراع العز و اولاد بلهادي من نقص كبير في التزويد بالمياه الصالحة للشرب و تملكان أيضا شبكة توزيع ذات أنابيب قديمة و صغيرة حجما مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع.

قدمنا أولا نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف الينابيع المائية و شبكة التوزيع و كذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة ثم انتقلنا إلى حساب الأبعاد الملائمة لأنابيب النقل انطلاقا من الجذب على قناة موجودة في المنطقة و اسقاط شبكة توزيع جديدة من اجل تلبية حاجيات سكان المنطقة المدروسة.

Résumé :

Les deux zones d'études Draa El Azz et Ouled Belhadi souffrent d'un déficit important dans l'alimentation en eau potable aussi l'état vétuste et le sous dimensionnement des réseaux de distributions existants ce qui appelle à réaliser une étude complète pour améliorer la situation.

Notre travail consiste à donner en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des ressources hydrauliques, réseaux et ouvrages de stockages, par la suite procéder au dimensionnement de l'adduction a partir d'un piquage sur une conduite existante et la projection d'un nouveau réseau de distribution pour satisfaire les besoins en eau des deux zones.

Abstract:

Draa El Azz and Ouled Belhadi zones know a significant deficit in the provisionnement of drinking water, also they have under-sized distribution network with an old state.

Our work consist, at first, in giving, first of all, a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, mains and stocking works; later on, in proceeding to the suitable sizing of adduction from the point of chipping in existent pipe ,and the realization of new distribution network to provide for wants of water in the two zones.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	02
I.1 description générale de la zone d'étude	02
I.2 Situation géographique	02
I.3 Accessibilité	04
I.4 Géologie	04
I.5 Morphologie du territoire	04
I.6 Situation Climatique	04
I.6.1 Pluviométrie	05
I.6.2 Température	05
I.6.3 Vents	05
I.7 Sismicité	05
I.8 Hydrographie	06
I.9 Situation démographique	06
I.10 Situation hydraulique	06
I.10.1 Ressources	06
I.10.2 Réseau de distribution	07
Conclusion	09

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	10
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude	10
II.2 Catégories de consommation de la région d'étude	10
II.3 Evaluation des besoins en eaux potables	11
II.3.1 Choix de la norme unitaire de la consommation	11
II.3.2 Détermination de la consommation moyenne journalière	11
II.4 Calcul des besoins en eau	11
II.4.1 Besoins domestiques	11
II.4.2 les besoins des équipements publics	12
II.4.3 Récapitulatif des différentes consommations journalières	14
II.4.4 Fuites et gaspillages	14
II.5 Variation de la consommation	15
II.6 détermination des consommations maximales et minimales journalières	15
II.6.1 Consommation maximale journalière	15
II.6.2 Consommation minimale journalière	15
II.7 Variation des débits horaires	16
II.7.1 Variation du débit horaire pour Draa el azz	16
II.7.2 Variation du débit horaire pour ouled Belhadi	17
II.7.3 Variation des débits horaire pour l'ACL	18
II.8 Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau	19
Conclusion	20

Chapitre III : Etude d'adduction.

Introduction	21
III.1 Types d'adduction	21
III.1.1 Adduction gravitaire	21
III.1.2 Adduction par refoulement	21
III.1.3 Adduction mixte	21
III.2 Type d'écoulement	21
III.2.1 Ecoulement à surface libre	21
III.2.2 Ecoulement en charge	21
III.3 Principe du choix du tracé	21
III.4 Choix des matériaux de canalisation	22
III.5 Les variantes d'adduction	24
III.5.1 Choix de la variante du tracé d'adduction	25
III.6 Calcul hydraulique	25
III.6.1 Cas gravitaire	25
Conclusion	32

Chapitre VI : Etude des réservoirs.

Introduction	33
IV.1 utilité des réservoirs	33
IV.2 Classifications des réservoirs	33
IV.2.1 Classification selon le matériau de construction	33
IV.2.2 Classification selon la situation des lieux	34
IV.2.3 Classification selon l'usage	35
IV.2.4 Classification selon des considérations esthétiques	35
IV.2.5 Classification selon la forme géométrique	35
IV.3 Emplacement et altitude des réservoirs	36
IV.4 Choix du réservoir	36
IV.5 Equipement des réservoirs d'alimentation	36
IV.5.1 Conduite d'arrivée	36
IV.5.2 Conduite de départ	36
IV.5.3 Conduite de trop plein	36
IV.5.4 Conduite de vidange	36
IV.5.5 Conduite by-pass	37
IV.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	37
IV.6 Hygiène et sécurité des réservoirs	37
IV.7 Capacité de réservoirs	38
IV.7.1 La méthode analytique	38
IV.7.2 Méthode graphique	39
IV.7.3 Dimensionnement des réservoirs terminaux	39
Conclusion	43

Chapitre V : Projection d'un nouveau réseau de distribution.

Introduction	44
V.1 Définition et aspect descriptif	44
V.1.1 Les conduites	44
V.1.2 Les nœuds	44

V.2 Classification des réseaux de distribution	44
V.2.1 Le réseau ramifié	44
V.2.2 Le réseau maillé	45
V.2.3 Le réseau étagé.....	45
V.3 Choix du système de distribution	45
V.4 Conception du réseau de l'agglomération.....	45
V.5 Choix du type de matériaux.....	45
V.6 Description du réseau de distribution projeté.....	46
V.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution	46
V.7.1 Déterminations des débits	46
V.7.2 Simulation du réseau par le logiciel EPANET	51
Conclusion.....	67

Chapitre VI : Pose de canalisations et accessoires.

Introduction	68
VI.1 Pose des canalisations	68
VI.1.1 Le Principe de pose des canalisations	68
VI.2 Utilisation des Butées et verrouillage	70
VI.2.1 L'utilisation de massifs de butées en béton	70
VI.3 appareils et Accessoires	71
VI.3.1 Robinets vannes	72
VI.3.2 Robinets de vidange	73
VI.3.3 Ventouses	73
VI.3.4 Organes de mesure	74
VI.3.5 Les pièces spéciales de raccordements	74
VI.3.6 Les compteurs	74
VI.3.7 Les clapets.....	74
Conclusion.....	75

Chapitre VII : Devis quantitatif et estimatif.

Introduction	76
VII.1 Les différents travaux de mises en place des canalisations	76
VII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	76
VII.1.2 Excavation des tranchées	76
VII.1.3 Lit de sable.....	80
VII.1.4 Remblayage des tranchées	80
VII.1.5 Nivellement et compactage.....	81
VII.1.6 Définitions des engins de terrassement utilisées	82
VII.2 Evaluation du coût du projet.....	83
VII.3 Protection et sécurité au travail.....	84
VII.3.1 L'accident du travail	84
VII.3.2 Les causes des accidents de travail.....	84
VII.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	86
VII.4.1 Protection individuelle.....	86
VII.4.2 Autre protections	86
VII.4.3 Protection collective	86
Conclusion.....	87

Conclusion générale

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1 : Données pluviométriques observées à la station de Dar El Beida (1975-2010)	5
Tableau I.2 : Vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s (1975-2010)	5
Tableau I.3: Répartitions de la population de la zone d'étude	6
Tableau I.4: Caractéristiques des différents forages	6
Tableau I.5 : Caractéristiques de réservoir 500m ³ ben Ammar	7
Tableau I.8 : Caractéristiques géométriques des conduites du réseau d'AEP existant	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II .1 : tableau de répartition de la population à différents horizons	10
Tableau II.2 : estimation des besoins domestiques	11
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	12
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	12
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	12
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	13
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins industriels	13
Tableau II.8 : estimation des besoins en eau des équipements projetés pour Ouled Belhadi	13
Tableau II.9: estimation des besoins moyens journaliers des différents consommateurs de L'ACL projetés	14
Tableau II.10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	14
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des consommations journalières avec fuites	15
Tableau II.12: Consommations maximale et minimale journalière	16
Tableau II.13: Variation du débit horaire de Draa El Azz pour l'horizon 2049	16
Tableau II.14: Variation du débit horaire d'Ouled Belhadi pour l'horizon 2049	17
Tableau II.15: Variation du débit horaire de l'ACL pour l'horizon 2049	18
Tableau II.16 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins à l'horizon 2019	20
Tableau II.17 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins à l'horizon 2049	20

Chapitre III : Etude d'adduction.

Tableau III.1: Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux	23
Tableau III.2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	26
Tableau III.3: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	27
Tableau III.4: Les altitudes des différents points de l'adduction (variante1)	27
Tableau III.5: Diamètres calculés pour les Tronçons 1-2 et 2-3 (variante1)	28
Tableau III.6: caractéristiques des tronçons 1-2 et 2-3 (variante1)	28
Tableau III.7: Pressions pour les différents points (variante1)	28
Tableau III.8: caractéristiques de tronçon 2-4(variante1)	29
Tableau III.9: pression au point 4(variante1)	29
Tableau III.10: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction (variante2)	29
Tableau III.11: Les altitudes des différents points de l'adduction (variante2)	30

Tableau III.12: Diamètres calculés pour les Tronçons 1-2 et 2-3(variante2).....	30
Tableau III.13:caractéristiques des tronçons 1-2 et 2-3(variante2).....	31
Tableau III.14:Pressions pour différents points (variante2).....	31
Tableau III.15:caractéristique de tronçon 2-4(variante2).....	31
Tableau III.16:pression au point 4(variante2).....	31
Tableau III.17: Frais d'investissement de la conduite gravitaire	32

Chapitre VI : Etude des réservoirs.

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir Draa El Azz.....	39
Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Belhadi	40
Tableau IV.3: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux.....	41
Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux	43

Chapitre V : Projection d'un nouveau réseau de distribution.

Tableau V.1 : détermination du débit spécifique pour les deux zones d'études	47
Tableau V.2 : détermination des débits aux nœuds pour la localité Draa El Azz (cas de pointe)	47
TableauV.3 : détermination des débits aux nœuds pour la localité Ouled Belhadi (cas de pointe).....	48
TableauV.4 : Etat des nœuds du réseau pour Draa El Azz (cas de pointe).....	53
TableauV.5 : Etat des arcs du réseau pour Draa El Azz (cas de pointe).....	54
TableauV.6 : Etat des nœuds du réseau pour Draa El Azz (cas pointe+incendie).....	56
TableauV.7 : Etat des arcs du réseau pour Draa El Azz (cas pointe+incendie).....	56
TableauV.8:Etat des nœuds du réseau pour Ouled Belhadi (cas de pointe)	58
Tableau V.9:Etat des arcs du réseau pour Ouled Belhadi (cas pointe)	60
TableauV.10 : Etat des nœuds du réseau pour Ouled Belhadi (cas de pointe+incendie)...	62
TableauV.11 : Etat des arcs du réseau d'Ouled Belhadi (cas de pointe+incendie).....	64

Chapitre VII : Devis quantitatif et estimatif

Tableau VII.1:Volumes des déblais et décapages des canalisations et ouvrages de stockages	79
Tableau VII.2:Calcul de volume du remblai des canalisations	81
Tableau VII.3:Devis estimatif et quantitatif des canalisations et des l'ouvrages de stockages	83

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1 : Situation administrative de la commune de Hammadi-wilaya de boumerdes	3
Figure I.2 : Localités de la commune de Hammadi.	4
Figure I.3 : Schéma synoptique du système d'adduction existant.	7

Chapitre III : Etude d'adduction.

Figure III.1 : Schéma verticale de la variante N°1.	24
Figure III.2 : Schéma verticale de la variante N°2	25

Chapitre VI : Etude des réservoirs.

Figure IV.1 : Réservoir surélevé	35
Figure IV.2 : Réservoir semi-enterré circulaire.	35
Figure IV.3 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	37

Chapitre V : Projection d'un nouveau réseau de distribution.

Figure V.1 : Interface du logiciel EPANET.	52
Figure V.2 :Résultats de simulation des pressions pour la localité Draa el azz (Cas de Pointe).	55
Figure V.3 :Résultats de simulation des vitesses pour la localité Draa el azz (Cas de Pointe).	55
Figure V.4 : Résultat de simulation des pressions pour la localité Draa el azz (cas pointe+incendie).....	57
Figure V.5 : Résultat de simulation des vitesses pour la localité Draa el azz (cas pointe+incendie).....	58
Figure V.6 :Résultat de simulation des pressions pour la localité ouled Belhadi (cas de pointe).....	61
Figure V.7 :Résultat de simulation des vitesses pour la localité ouled Belhadi (cas de pointe).	62
Figure V.8 : Résultat de simulation des pressions pour la localité ouled Belhadi (cas pointe+incendie).....	65
Figure V.9 : Résultat de simulation des vitesses pour la localité ouled Belhadi (cas pointe+incendie).....	66

Chapitre VI : Pose de canalisations et accessoires

Figure VI.1 :Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.....	69
Figure VI .2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.	69

Figure VI.3 : pression sur une butée d'un coude.	71
Figure VI.4 : Robinets vanne à opercule.....	72
Figure VI.5 : Robinets vanne papillon.	73
Figure VI.6 : Ventouse simple.	73

Liste des planches

Planche N°1 : Plan topographique de l'adduction.

Planche N°2 : Réseau de distribution projeté Draa El Azz.

Planche N°3 : Réseau de distribution projeté Ouled Belhadi.

Planche N°4 : Profil en long de l'adduction gravitaire (point de piquage-château d'eau projeté Ouled Belhadi R550m³).

Planche N°5 : Profil en long de l'adduction gravitaire (point de ramification -château d'eau projeté Draa El Azz R500m³).

Planche N°6 : Plan du château d'eau projeté Draa El Azz R500m³.

Introduction générale

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile.

A cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource, ainsi qu'un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en la contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable des localités de Draa el azz et ouled Belhadi (wilaya de boumerdes) dans le but de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2049.

Notre région d'étude est alimentée actuellement à partir de forages incluant les régions agglomération chef lieu (ACL) et Ouled Brahim qui reçoivent aussi l'eau des forages. L'évaluation des différents besoins en eau potable indique qu'à long terme ces ressources sont insuffisantes pour répondre aux besoins de la population, nous proposons d'assurer ces besoins directement à partir d'un piquage sur une conduite existante qui prend le chemin de la station de traitement de Boudouaou et arrive à la commune de Hammadi.

Par ailleurs, les études de diagnostic ont révélé que le réseau existant est en mauvais état, et sous dimensionné. Ceci conclut qu'une rénovation du réseau s'impose.

Dans notre étude nous allons faire le tour de sept chapitres suivants : la présentation de la zone d'étude, l'estimation des besoins en eau potables, étude d'adduction, étude des réservoirs, projection d'un nouveau réseau de distribution, pose de canalisation et accessoires, organisation de chantier.

L'étude est couronnée par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Introduction :

Ce chapitre portera sur l'étude des différentes caractéristiques qui influent sur la conception d'un projet d'alimentation en eau potable pour notre zone d'étude. Parmi ces caractéristiques on cite : la situation géographique, géologique, morphologique, climatique, sismique, hydrographique, démographique. On terminera par la situation hydraulique actuelle.

I.1 description générale de la zone d'étude :

La wilaya de Boumerdes, dans son découpage administratif dispose de 09 Daïras et 32 communes.

Le territoire de la wilaya couvre une superficie de 1456, 16 km². Selon les résultats du RGPH 2008, sa population est de 801 068 Habitants.

La Daïra de Khemis el Khechna, occupe la partie Nord-Ouest de la wilaya de Boumerdes. Elle se compose des communes suivantes :

- Khemis El khechna.
- Ouled Moussa.
- Larbatache.
- Hammadi.

Notre zone d'étude se localise dans la commune de Hammadi.

I.2 Situation géographique :

La commune de Hammadi est située à l'extrême Ouest de la wilaya de Boumerdes et à l'extrémité Est de la MITIDJA orientale.

Elle s'étend sur une superficie de 24km² et entourée par :

- La commune de Rouïba au nord.
- La commune de Khemis El-khechna à l'est.
- La commune de Meftah au sud.
- La commune de Dar El-Beida à l'ouest.

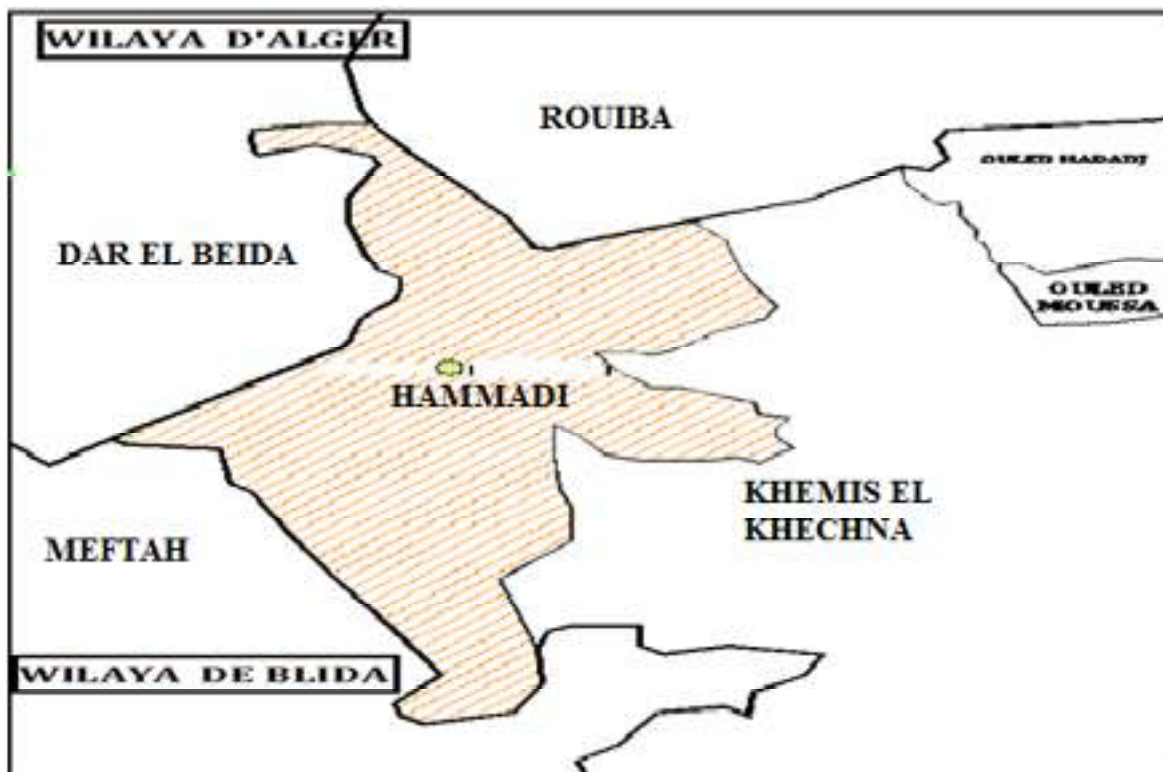


Figure I.1 : situation administrative de la commune de Hammadi-wilaya de Boumerdes
(Source : DRE Boumerdes).

La commune est constituée des localités suivantes :

- Hammadi ACL (zone haute et zone basse).
- La zone Draa El Azz.
- La zone Ouled Belhadi (zone haute et zone basse).
- La zone Smaidia (zone haute et zone basse).

Notre étude sera limitée sur les deux zones de Draa El Azz et Ouled Belhadi.

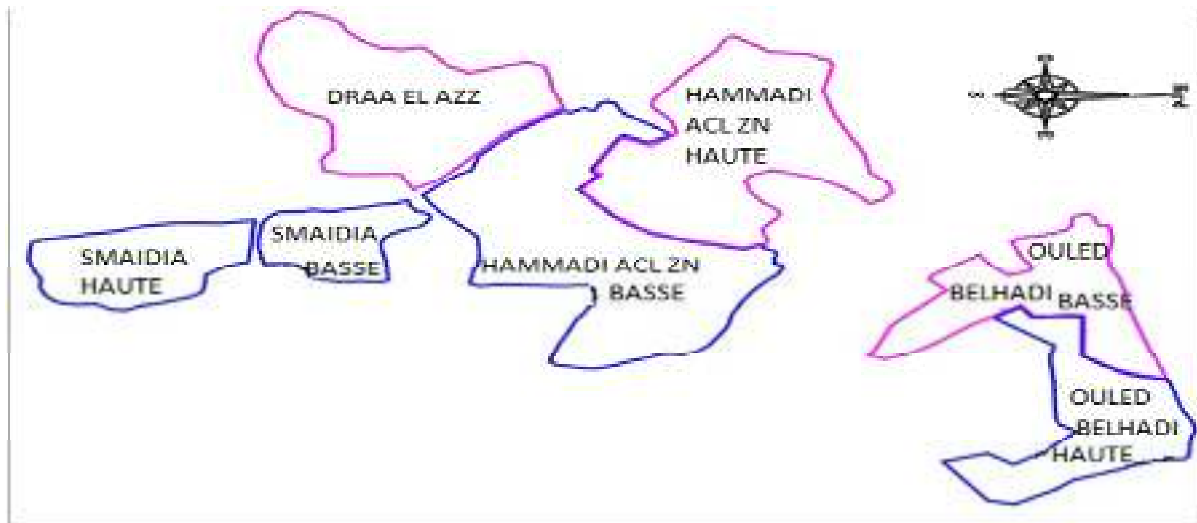


Figure I.2 : Localités de la commune de Hammadi (Source : DRE Boumerdes).

I.3 Accessibilité :

La commune est accessible à partir de deux voies importantes :

1. Le CW16 qui traverse la commune d'Est en Ouest et la relie à Khemis El Khechna d'une part et à l'aéroport de Dar El Beida d'autre part ;
2. Le CW149 qui traverse la commune de Nord en Sud et la relie à Meftah d'une part et à la commune de Dar El Beida d'autre part.

I.4 Géologie :

Notre région d'étude fait partie de l'ensemble géologique de l'Atlas Tellien, zone Alpine de l'Afrique du Nord, caractérisée par sa complexité lithologique et structurale. On observe les appointements de roches du socle métamorphique recouvertes de flysch crétaçés et paléogènes.

I.5 Morphologie du territoire :

En général un relief est incliné, légèrement vallonné à quelques endroits. Le site de la commune de Hammadi se trouve à l'extrémité-Est du synclinal Méridien, la Mitidja étant à l'origine une zone plane entre l'Atlas Tellien au Sud et le Sahel au Nord, cette zone plane s'est enfoncée davantage suite à des mouvements ascendants de surrection, par la suite il y a eu apparition des premiers galets qui ont été arrachés à l'atlas pour employer la plaine.

I.6 Situation Climatique:

La station climatologique la plus proche à la zone d'étude est celle de Dar El Beida (Indice 390), située au Nord-Ouest de celle-ci, à environ 7 km de la ville de Hammadi.

I.6.1 Pluviométrie :

La zone d'étude se caractérise par un climat appartenant à l'étage subhumide et reçoit annuellement un apport pluviométrique compris entre 500 et 1300mm/an.

Tableau I.1 : Données pluviométriques observées à la station de Dar El Beida (1975-2010).

Mois	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
précipitation (mm)	79	74	53	58	46	7	4	13	28	65	103	94

Source: office nationale de la Météorologie (Région Dar El Beida).

I.6.2 Température:

La région présente un été chaud et sec et un hiver relativement froid et des précipitations courtes et violentes.

La température moyenne du mois le plus froid est de 6,6°C et celle du mois le plus chaud est de 32°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août.

Elle a une valeur moyenne de 19.30°C.

I.6.3 Vents :

Les vents d'Ouest et Nord-Ouest dominent la région et soufflent du mois de Novembre au mois d'Avril.

Tableau I.2 : Vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s (1975-2010).

Mois	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Vitesse du vent (m/s)	2.9	2.8	2.7	2.6	2.4	2.3	2.3	2.1	2.3	2.4	2.6	2.8

Source: office nationale de la Météorologie (région dar el Beida).

I.7 Sismicité :

En Algérie, certaines régions sont soumises à une activité sismique intense pouvant engendrer des pertes humaines et matérielles importantes. Ce risque sismique est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression).

Pour pallier à ce phénomène, on doit construire des ouvrages répondant à un degré de protection en concordance avec les règles parasismiques algériennes (RPA).

La région d'étude est classée selon le RPA 99(version 2003) en zone III. C'est à dire une zone de forte sismicité.

I.8 Hydrographie :

La commune de Hammadi bénéficie des apports de la nappe phréatique de la Mitidja Orientale. Le territoire de la commune est traversé par les oueds selon une direction Sud-est/Nord-Ouest : oued Hamiz, oued Smar et oued Barek.

I.9 Situation démographique :

Concernant les agglomérations de Draa El Azz et Ouled Belhadi, les caractéristiques démographiques sont représentées dans le tableau qui suit :

Tableau I.3: Répartitions de la population de la zone d'étude.

Localités	Année de recensement	Nombre d'habitants
Ouled Belhadi	2008	2218
Draa El Azz	2016	1400

Source : DRE Boumerdes.

I.10 Situation hydraulique:

I.10.1 Ressources :

Les caractéristiques des différents forages sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.4: Caractéristiques des différents forages.

Situation du forage	désignation du forage	débit (l/s)	Année de réalisation	Mode de fonctionnement	Etat	Destination hydraulique
ACL Hammadi	F1	26	2014	(24H/24)	En Marche	Château R1000m ³
	F2	30	2013	(24H/24)	En Marche	
	F3	16	2009	(24H/24)	En Marche	
	F4	30	2014	-	-A l'arrêt (endommagé: Effondrement de la tubulure) -rabattement de la nappe.	

Source : DRE Boumerdes.

L'agglomération du chef lieu de Hammadi (Hammadi centre) est alimentée actuellement par pompage à partir du réservoir R1000m³ existant qui est à son tour alimenté gravitairement à partir des forages F1, F2, F3 situés dans le champ captant de la commune de Hammadi.

I.10.1.1 Localité de Draa El Azz :

Cette région est alimentée actuellement par pompage à partir du réservoir R500m³ Hammadi existant par la station de pompage située au niveau d'Ouled Brahim qui a son tour alimente aussi la région Ouled Brahim.

I.10.1.2 Localité d'Ouled Belhadi :

Cette région est alimentée à partir du château d'eau ben Ammar, qui à son tour, est alimenté par pompage à partir du réservoir R500m³ hammadi existant.

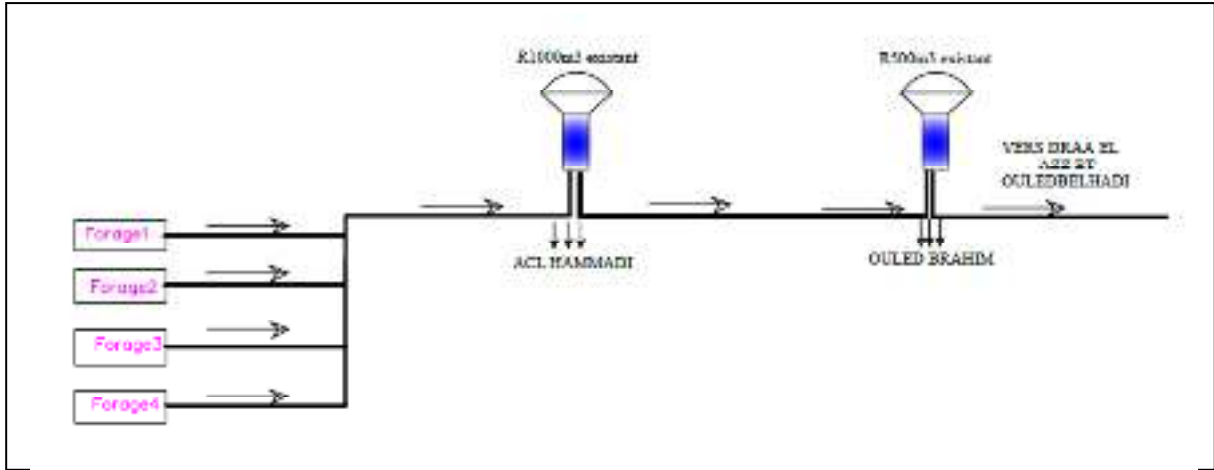


Figure I.3 : Schéma synoptique du système d'adduction existant.

I.10.1.2.1 Château d'eau 500m³ ben Ammar (Ouled Belhadi) :

C'est un ouvrage de stockage destiné à alimenter la région Ouled Belhadi. Il est alimenté en eau potable par pompage à partir du réservoir R500m³ Hammadi existant.

Tableau I.5 : Caractéristiques de réservoir 500m³ ben Ammar.

Type	Surélevé
Forme	Conique
Situation	Ben Ammar
Année de réalisation	2014
Capacité	500m ³
Côte terrain naturel	26.6m
Côte du radier	48m
Côte Trop plein	51m
Diamètre et matériau d'arrivée	Ø 200acier
Diamètre et matériau de départ	Ø 200 acier
Diamètre et matériau de trop plein	Ø 400 acier
Diamètre et matériau de vidange	Ø 400 acier
Etat du génie civil	Bon état
Etat des équipements	Bon état

I.10.2 Réseau de distribution :

Plusieurs visites effectuées sur site, ont révélé que le réseau de distribution existant dans les deux zones de Draa El Azz et Ouled Belhadi est de type ramifié réalisé anarchiquement.

Le réseau de distribution de ouled Belhadi ne couvre qu'une partie de la région Donc, il y a urgence à doter notre aire par extension du réseau de distribution afin qu'il couvre toute la

zone, la seconde zone approvisionne à partir d'un pseudo réseau réalisé anarchiquement sans étude et sans calcul.

Dans le tableau I.6, on donne les caractéristiques géométriques (diamètre, longueur) ainsi que le matériau des conduites du réseau d'AEP existant :

Tableau I.6 : Caractéristiques géométriques des conduites du réseau d'AEP existant.

N°	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	État de la conduite
1	A-B	42.2	80	A.ciment	A réhabilitée
2	B-1	295.2	60	A.ciment	A réhabilitée
3	1-2	38.5	60	A.ciment	A réhabilitée
4	2-3	45.2	60	Acier.G	A réhabilitée
5	3-4	42.4	60	Acier.G	A réhabilitée
6	4-5	135.9	60	Acier.G	A réhabilitée
7	5-6	197.7	60	Acier.G	A réhabilitée
8	1-7	21.1	60	Acier.G	A réhabilitée
9	7-22	86.6	60	P.V.C	A réhabilitée
10	7-8	79.1	60	P.V.C	A réhabilitée
11	2-10	94.4	60	P.V.C	A réhabilitée
12	3-12	74.3	60	P.V.C	A réhabilitée
13	4-13	53.7	60	P.V.C	A réhabilitée
14	22-8	39.4	60	A.ciment	A réhabilitée
15	8-9	20.7	60	A.ciment	A réhabilitée
16	9-10	17.33	60	Acier.G	A réhabilitée
17	10-11	31.9	60	Acier.G	A réhabilitée
18	11-12	4.4	60	Acier.G	A réhabilitée
19	12-13	36.3	60	Acier.G	A réhabilitée
20	9-17	80	60	Acier.G	A réhabilitée
21	11-18	45.4	60	P.V.C	A réhabilitée
22	17-18	15.8	60	P.V.C	A réhabilitée
23	18-19	49.5	60	P.V.C	A réhabilitée
24	13-14	69	60	P.V.C	A réhabilitée
25	19-14	36.7	60	P.V.C	A réhabilitée
26	14-15	44	60	Acier.G	A réhabilitée
27	15-5	45.9	60	Acier.G	A réhabilitée
28	17-20	206.8	60	Acier.G	A réhabilitée
29	19-20	152.9	60	Acier.G	A réhabilitée
30	14-21	174.6	60	Acier.G	A réhabilitée
31	15-16	193.5	60	P.V.C	A réhabilitée
32	20-21	38.9	60	P.V.C	A réhabilitée
33	21-16	43.8	60	P.V.C	A réhabilitée
34	6-16	21.8	60	P.V.C	A réhabilitée

En ce qui concerne l'état des conduites, la mention (A réhabilitée) est donnée en fonction de l'état actuel des conduites, l'âge, et la capacité de transiter les débits souhaités.

D'après l'enquête menée sur terrain, sur le réseau existant dans les deux zones d'études, il est indispensable de signaler l'absence totale d'une gestion rationnelle des eaux, cette situation est due à :

- L'absence des appareils de mesures des débits au niveau des points de production d'eau (à partir de la station de pompage existante).
- Manque de matériels pour les interventions (réparation des fuites et branchements).
- Les fiches de suivi des opérations de rénovation, d'entretien, d'arrêt ou remise en service des ouvrages n'existent pas.
- La majorité des vannes sur le réseau sont enterrées à cause d'absence des bouches à clés.

A part ces contraintes, nous distinguons :

- Problèmes des branchements illicites, qui sont très importants.
- Le taux de fuites est très important à cause surtout des branchements illicites.
- Risque de contamination des eaux potables par les eaux usées, à cause des branchements illicites qui passent parfois en dessous du collecteur d'assainissement.

Selon les constats de la gestion quotidienne, les conduites sont en mauvais états et sous dimensionnées et le réseau ne répond plus aux besoins en eau potable de la population (sous dimensionné).

Le réseau étant vétuste et de matériau cancérigène, sa rénovation s'impose dans la totalité.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographique, géologiques, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est l'alimentation en eau potable des localités de Draa el azz et ouled belhadi.

Introduction :

Le présent chapitre vise à mettre en évidence l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins, qui dépendent du mode de vie de la population et des infrastructures existantes. L'analyse se fera pour différents horizons.

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

Les besoins en eau des consommateurs différents horizons sont estimés sur la base de l'évolution démographique pour chaque horizon. Le calcul des besoins en eau potable doit se faire pour les trois secteurs Draa El Azz, Ouled Belhadi et l'ACL puisqu'ils seront alimentés à partir de la même source.

La population pour les localités de la zone d'étude et pour l'ACL est calculée par rapport à l'horizon 2049 c'est-à-dire une durée de 30 ans par utilisation de la formule:

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

P_n : population à l'horizon d'étude (2049).

P_0 : population à l'année de référence.

n : nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence.

a : taux d'accroissement démographique.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, le taux d'accroissement de la région d'étude est égal à 3.9%.

Les résultats de calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II .1 : tableau de répartition de la population à différents horizons.

Localités	Année de recensement	Population de référence	Population actuelle (2019)	Population future (2049)
Ouled Belhadi	2008	2218	3379	10648
Draa El Azz	2016	1400	1571	4951
L'ACL	2008	10826	16491	51966

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 socioculturels.

II.3 Evaluation des besoins en eaux potables :

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

Les quantités d'eau de consommation sont évaluées sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observées en une journée, rapportée à l'unité d'habitant. Cette évaluation des besoins en eau nous exige de fixer une norme appelé la dotation. Celle-ci représente la quantité moyenne d'eau consommée, par jour et par usager formant le type de consommateur. Elle est déterminée en fonction des ressources en eau existantes et le niveau de vie de l'agglomération.

Les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation actuelle de 150 l/j/hab. et à de 180 l/j/hab. Pour le long terme en raison de forte demande en eau au futur (source : D.R.E Boumerdes).

II.3.2 Détermination de la consommation moyenne journalière :

L'estimation du débit moyen de la consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

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

- $Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- Dot: dotation journalière en l/j/hab.
- N: nombre de consommateurs.

II.4. Calcul des besoins en eau :

II.4.1 Besoins domestiques :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour: la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, ...etc.

Les résultats de calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : estimation des besoins domestiques.

Localités	horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy.i}}$ (m^3/j)
Draa el azz	2019	1571	150	235.65
	2049	4951	180	891.18
Ouled belhadi	2019	3379	150	506.85
	2049	10648	180	1916.64
L'ACL	2019	16491	150	2473.65
	2049	51966	180	9353.88

II.4.2 les besoins des équipements publics :

II.4.2.1 Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Localités	équipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité.)	$Q_{moy,i}$ (m ³ /j)
Draa el azz	Ecole primaire	élève	1000	15	15
Ouled belhadi	Lycée	élève	800	15	1.2
	Ecole primaire	élève	1000	15	15
L'ACL	Ecole primaire	Elève + employé	3 886	15	58.29
	Collège	Elève + employé	2 065	15	30.98
	Lycée	Elève + employé	1 179	15	17.68

II.4.2.2 les besoins socioculturels :

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Localités	équipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité.)	$Q_{moy,i}$ (m ³ /j)
Draa el azz	Mosquée	Fidel	1000	10	10
Ouled belhadi	Mosquée	Fidel	1000	10	10
L'ACL	Centre de formation CFPA	Elève + employé	320	20	6.4
	Maison de jeune	Employé + adhérent	50	15	0.75
	Bibliothèque	Employé	10	15	0.15
	Mosquée	Fidèle	2000	10	20
	Stades communales	vestiaire	450	100	45
	Aires de jeux	unité	1	50	0.05

II.4.2.3 les besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Localités	équipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité.)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
L'ACL	Salle de soins	Patient	90	15	1.35
	Polyclinique	Patient	120	15	1.8

II.4.2.4 les besoins administratifs :

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Localités	équipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité.)	Q _{moy.i} (m ³ /j)
L'ACL	APC	employé	240	15	3.6
	La poste	employé	15	15	0.23

II.4.2.5 les besoins industriels :

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Les résultats de calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins industriels.

Localités	équipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité.)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
L'ACL	industrie	employé	400	20	8

II.4.2.6 Les équipements projetés :

Les équipements projetés concernant les deux localités d'Ouled Belhadi et l'ACL sont assemblés dans les tableaux suivants :

Tableau II.8 : estimation des besoins en eau des équipements projetés pour Ouled Belhadi.

équipement	Nature de construction	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moy.i} (m ³ /j)
300 logements LPP	ne dépasse R+4	1800	180	324
300logements ADL	ne dépasse R+4	1800	180	324
500 logements sociaux	ne dépasse R+4	3000	180	540
400 logements LPA	ne dépasse R+4	2400	180	432
50 logements LSP	ne dépasse R+4	300	180	54
250 logements RHP	ne dépasse R+4	1500	180	270
174 logements LSP	ne dépasse R+4	1044	180	187.92
Total				2131.92

Tableau II.9: estimation des besoins moyens journaliers des différents consommateurs de L'ACL projetés.

équipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{mov.i} (m ³ /j)
Salle de soins	patient	90	15	1.35
Polyclinique	Patient	120	15	1.8
Ecole primaire	élève + employé	4 436	15	66.54
Collège	élève + employé	3 065	15	45.98
Lycée	élève + employé	1 179	15	17.69
Maison de jeune	employé + adhérent	50	15	0.75
Bibliothèque	Employé	10	15	0.15
Stades communales	Vestiaire	350	100	35
APC	Employé	240	15	3.6
industrie	Employé	300	20	6
poste	Employé	45	15	0.68
gare routière	Unité	1	10 000	10
Protection civile	Employé	35	15	0.53
Total				190.07

II.4.3 Récapitulatif des différentes consommations journalières:

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

Tableau II.10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

Localités	horizon	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins des équipements Existants (m ³ /j)	Besoins des équipements Projetés (m ³ /j)	Consommation moyenne total (m ³ /j)
Draa El Azz	2019	235.65	25	-	260.65
	2049	891.18	25	-	916.18
Ouled Belhadi	2019	506.85	26.2	-	533.05
	2049	1916.64	26.2	2131.92 8527,68	4074.76 10470,52
L'ACL	2019	2473.65	194.28	-	2667.93
	2049	9353.88	194.28	190.07	9738.23

II.4.4 Fuites et gaspillages:

Les pertes en eau sont inéluctables dans les réseaux d'alimentation en eau potable. Elles ont diverses causes et sont exprimées en fonction du coefficient des pertes Kf, qui est le rapport entre le volume annuel facturé et le volume annuel produit elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40 % dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu.

On estime les fuites et le gaspillage par 15% de la consommation moyenne totale, les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant.

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des consommations journalières avec fuites.

Localités	horizon	Consommation moyenne totale (m ³ /j)	Fuites et gaspillages (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Draa El Azz	2019	260.65	39.1	299.75
	2049	916.18	137.43	1053.61
Ouled Belhadi	2019	533.05	79.96	613.01
	2049	4074.76	611.21	4685.97
L'ACL	2019	2667.93	400.19	3068.12
	2049	9738.23	1460.73	11198.96

II.5 Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l’agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l’importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine ou en weekend.

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d’irrégularité.

II.6 détermination des consommations maximales et minimales journalières :

II.6.1 Consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$ Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = k_{max,j} \times Q_{moy,j} \tag{II.3}$$

Avec : $K_{max,j} \in [1, 1-1,3]$ On prend $K_{max,j} = 1.3$.

II.6.2 Consommation minimale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{min,j} = k_{min,j} \times Q_{moy,j} \tag{II.4}$$

Avec : $K_{min,j} \in [0,7 - 0,9]$ On prend $K_{min,j} = 0,9$.

Ces coefficients qui multiplient les quantités calculées pour chaque catégorie sur la base des normes choisies et des débits moyens journaliers garantissent la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et servent pour le dimensionnement du réseau d'adduction d'eau potable en fonction de débit maximum journalier calculé.

Tableau II.12: Consommations maximale et minimale journalière.

Localités	horizon	$Q_{moy.i}$ (m^3/j)	$K_{max.j}$	$Q_{max.i}$ (m^3/j)	$K_{min.i}$	$Q_{min.i}$ (m^3/j)
Draa El Azz	2019	299.75	1.3	389.68	0.9	269.78
	2049	1053.61	1.3	1369.69	0.9	948.25
Ouled Belhadi	2019	613.01	1.3	614.31	0.9	551.71
	2049	4685.97	1.3	6091.76	0.9	4217.37
L'ACL	2019	3068.12	1.3	3988.56	0.9	2761.31
	2049	11198.96	1.3	14558.65	0.9	10079.06

II.7Variation des débits horaires:

Le débit de consommation subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons **L'annexe1** qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier et cela en fonction du nombre d'habitants donc:

$$Q_h = \frac{p\% \times Q_{moy.j}}{100} \tag{II.5}$$

Avec :

Q_h : débit horaire nécessaire.

$P\%$: pourcentage horaire.

II.7.1 Variation du débit horaire pour Draa El Azz :

La population de Draa El Azz est inférieure à 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II.13: Variation du débit horaire de Draa El Azz pour l'horizon 2049.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max.j}=1369.69m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	13.7	1	13.7
1-2	1	13.7	1	27.4
2-3	1	13.7	1	41.1
3-4	1	13.7	1	54.8
4-5	2	27.39	2	82.19
5-6	3	41.09	3	123.28
6-7	5	68.48	5	191.76
7-8	6.5	89.03	6.5	280.79

Tableau II.13: Variation du débit horaire de Draa El Azz pour l'horizon 2049 (suite).

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1369.69\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
08-09	6.5	89.03	6.5	369.82
09-10	5.5	75.33	5.5	445.15
10-11	4.5	61.64	4.5	506.79
11-12	5.5	75.33	5.5	582.12
13-13	7	95.88	7	678
13-14	7	95.88	7	773.88
14-15	5.5	75.33	5.5	849.21
15-16	4.5	61.64	4.5	910.85
16-17	5	68.48	5	979.33
17-18	6.5	89.03	6.5	1068.36
18-19	6.5	89.03	6.5	1157.39
19-20	5	68.48	5	1225.87
20-21	4.5	61.64	4.5	1287.51
21-22	3	41.09	3	1328.6
22-23	2	27.39	2	1355.99
23-24	1	13.7	1	1369.69
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité Draa El Azz est de $95.88 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 12h et 14h.

II.7.2 variation du débit horaire pour Ouled Belhadi :

La population d'Ouled Belhadi se trouve entre 10000 à 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II.14: Variation du débit horaire d'Ouled Belhadi pour l'horizon 2049.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=6091.76 \text{ m}^3/\text{j}$		la consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	91,38	1.5	91,38
1-2	1.5	91,38	1.5	182,75
2-3	1.5	91,38	1.5	274,13
3-4	1.5	91,38	1.5	365,51
4-5	2.5	152,29	2.5	517,80
5-6	3.5	213,21	3.5	731,01
6-7	4.5	274,13	4.5	1005,14
7-8	5.5	335,05	5.5	1340,19
8-9	6.25	380,74	6.25	1720,92

Tableau II.14: Variation du débit horaire d'Ouled Belhadi pour l'horizon 2049 (suite).

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=6091.76 \text{ m}^3/j$		la consommation cumulée		
	(h)	%	m^3/h	(h)	%
09-10	6.25		380,74	6.25	2101,66
10-11	6.25		380,74	6.25	2482,39
11-12	6.25		380,74	6.25	2863,13
12-13	5		304,59	5	3167,72
13-14	5		304,59	5	3472,30
14-15	5.5		335,05	5.5	3807,35
15-16	6		365,51	6	4172,86
16-17	6		365,51	6	4538,36
17-18	5.5		335,05	5.5	4873,41
18-19	5		304,59	5	5178,00
19-20	4.5		274,13	4.5	5452,13
20-21	4		243,67	4	5695,80
21-22	3		182,75	3	5878,55
22-23	2		121,84	2	6000,38
23-24	1.5		91,38	1.5	6091,76
Total					

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité Ouled Belhadi est de $380,74 \text{ m}^3/h$ et survient entre 8h et midi.

II.7.3 variation des débits horaire pour l'ACL :

La population de l'ACL se trouve entre 50001 à 100000 habitants, ce qui correspond à la troisième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II.15: Variation du débit horaire de l'ACL pour l'horizon 2049.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=14558.65 \text{ m}^3/j$		la consommation cumulée		
	(h)	%	m^3/h	(h)	%
0-1	3		436.76	3	436.76
1-2	3.2		465.88	3.2	902.64
2-3	2.5		363.97	2.5	1266.61
3-4	2.6		378.52	2.6	1645.13
4-5	3.5		509.55	3.5	2154.68
5-6	4.1		596.9	4.1	2751.58
6-7	4.5		655.14	4.5	3406.72
7-8	4.9		713.37	4.9	4120.09
8-9	4.9		713.37	4.9	4833.46

Tableau II.15: Variation du débit horaire de l'ACL pour l'horizon 2049 (suite).

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=14558.65\text{m}^3/\text{j}$		la consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
(h)				
09-10	5.6	815.28	5.6	5648.74
10-11	4.8	698.82	4.8	6347.56
11-12	4.7	684.26	4.7	7031.82
12-13	4.4	640.58	4.4	7672.40
13-14	4.1	596.9	4.1	8269.30
14-15	4.2	611.46	4.2	8880.76
15-16	4.4	640.58	4.4	9521.34
16-17	4.3	626.02	4.3	10147.36
17-18	4.1	596.9	4.1	10744.26
18-19	4.5	655.14	4.5	11399.40
19-20	4.5	655.14	4.5	12054.54
20-21	4.5	655.14	4.5	12709.68
21-22	4.8	698.82	4.8	13408.50
22-23	4.6	669.7	4.6	14078.20
23-24	3.3	480.45	3.3	14558.65
Total	100%			

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour l'ACL est de $815.28\text{m}^3/\text{h}$ et survient entre 9h et 10h.

II.8 Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau:

Dans le but de savoir si le débit des ressources existantes satisfait les besoins calculés ou pas, nous réalisons un bilan débit disponible - demande en eau de la population.

Comme déjà cité dans le premier chapitre, la zone d'étude dispose trois forages situés dans l'ACL Hammadi qui donnent un débit de 72l/s. Nous effectuons notre bilan en supposant que le débit des ressources reste constant à l'horizon d'étude.

Le débit des forages alimente non seulement les deux localités Draa el Azz et Ouled Belhadi mais aussi l'ACL Hammadi et la zone d'Ouled Brahim. Pour tenir compte de cela dans la réalisation de notre bilan nous devons retrancher le débit consommé au niveau de cette dernière et qui est de $2675.08\text{m}^3/\text{j}$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.16 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins à l'horizon 2019.

Localités	Besoins en eau (m ³ /j)	Besoins Totaux (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Draa El Azz	389.68	4992.55	3545,72	1446,83
Ouled Belhadi	614.31			
L'ACL	3988.56			

Tableau II.17 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins à l'horizon 2049.

Localités	Besoins en eau (m ³ /j)	Besoins Totaux (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Draa El Azz	1369.69	22020.1	3545,72	18474,38
Ouled Belhadi	6091.76			
L'ACL	14558.65			

D'après les résultats donnés par les tableaux, on conclut que les ressources existantes ne satisfont pas les besoins en eau, même à l'horizon actuel puisque l'agglomération chef-lieu Hammadi fait partie du schéma de distribution. Nous avons trouvé un déficit actuel égal à 1446,83m³/j et à 18474,38 m³/j à l'horizon 2049, il est donc nécessaire de mobiliser une autre ressource afin de renforcer l'alimentation en eau de notre zone d'étude.

Conclusion :

On peut constater d'après les résultats obtenus qu'il existe d'un déficit important dans la région de Hammadi et précisément pour alimenter les deux localités de Draa El Azz et Ouled Belhadi qui est égale à 213,82 l/s.

Pour y remédier, on propose un renforcement à partir de la station de traitement de Bouduaou. Nous avons constaté qu'il existe une conduite s'acheminant de cette station vers Hammadi qui véhicule un débit de 240607m³ /j (donnée par DRE Boumerdes) .Nous étudions la possibilité de l'exploiter dans le prochain chapitre.

Introduction :

L'acheminement de l'eau potable pour d'alimentation d'une agglomération doit se faire à travers une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

Notre étude consiste à faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de nos localités en eau potable.

III.1 Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

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

III.1.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

III.1.2 Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

III.1.3 Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon (refoulement-gravitaire) ou une station de pompage (gravitaire refoulement).

III.2 Type d'écoulement :

On peut avoir deux types d'écoulement:

III.2.1 Ecoulement à surface libre:

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux à ciel ouvert.

III.2.2 Ecoulement en charge:

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement.

III.3 Principe du choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter:

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
 - Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
 - Eviter les surprofondeurs et les ouvrages couteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, de chemin de fer etc...).
 - on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompage, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide. Des dispositions doivent donc être prises pour protéger les conduites des effets de coup de bélier.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amenée à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément l'accotement des routes.
- Allier au profil en long idéal, le tracé en plan le plus court pour réduire les frais d'établissement et aussi d'exploitation (réduction des pertes de charge et du coût de la canalisation).
- Il est clair que la topographie des lieux ne nous permet pas toujours d'observer ces impératifs, il faut tout de même considérer le meilleur profil qui pourra être réalisé.

III.4 Choix des matériaux de canalisation :

- Plusieurs critères doivent être pris en considération pour le choix d'une conduite. Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères financiers.
- Pour les **critères techniques**, on trouve principalement :
- Les pressions de service et maximales, voire les dépressions.
- La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs.
- Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité. Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, sources de corrosion.
- Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels qui peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention.
- Pour les **critères financiers**, on considère :

- Les coûts du transport, du levage, de montage qui peuvent être différents d'un matériau à un autre. Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: la fonte-PRV- PEHD- acier.

Le tableau III.1 donne les avantages et les inconvénients de ces matériaux

Tableau III.1: Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux.

Désignation	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> -Résistance aux chocs extérieurs. -Montage aisé de pièces spéciales. -Résiste à de fortes pressions. 	<ul style="list-style-type: none"> -Instable en terrain accidenté. -Matériau importé. -Exige des butées en béton.
PRV	<ul style="list-style-type: none"> -Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. -Résiste à de fortes pressions. -Existant en gros diamètres. -Production nationale. 	<ul style="list-style-type: none"> -conditions de pose sont laborieuses. -Interventions délicate en cas d'avarie lors de l'exploitation. -Disponibilité à savoir.
PEHD	<ul style="list-style-type: none"> -Conduite flexible. -Bonne élasticité. -Résiste à de fortes pressions. -Coefficient de rugosité très faible. -Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. -Raccordement aisé. -Economique sur le transport. -Production nationale. 	<ul style="list-style-type: none"> -Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses). -Coût élevé pour les Ø > à 315mm.
Acier	<ul style="list-style-type: none"> -Résistance aux chocs extérieurs. -Montage aisé des pièces spéciales. -Résiste à de fortes pressions. -Production nationale 	<ul style="list-style-type: none"> -Risque important de corrosion (protection cathodique). -Faible élasticité.

Source: DRE Boumerdes.

Conclusion :

Nous avons opté pour des canalisations en PEHD, compte tenu des avantages qu'il présente.

III.5 Les variantes d'adduction :

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

Variante1:

Cette variante comprend une conduite qui part du point de piquage (**P1**) arrivant jusqu'au point de coordonnées ($x=523520.08m$, $y=4059424.45m$, $z=32.64m$) avec une longueur de 3911.50m. A partir de ce point la conduite se divise en deux conduites :

- ⇒ La première partie se fait gravitairement vers le château d'eau projeté d'ouled Belhadi(**R2**) avec une cote de radier égale 52,38m et une longueur 6138.48m.
- ⇒ La deuxième partie se fait gravitairement vers le château d'eau projeté de Draa el azz(**R3**) avec une cote radier égale 62,33m et une longueur 4044.7m.

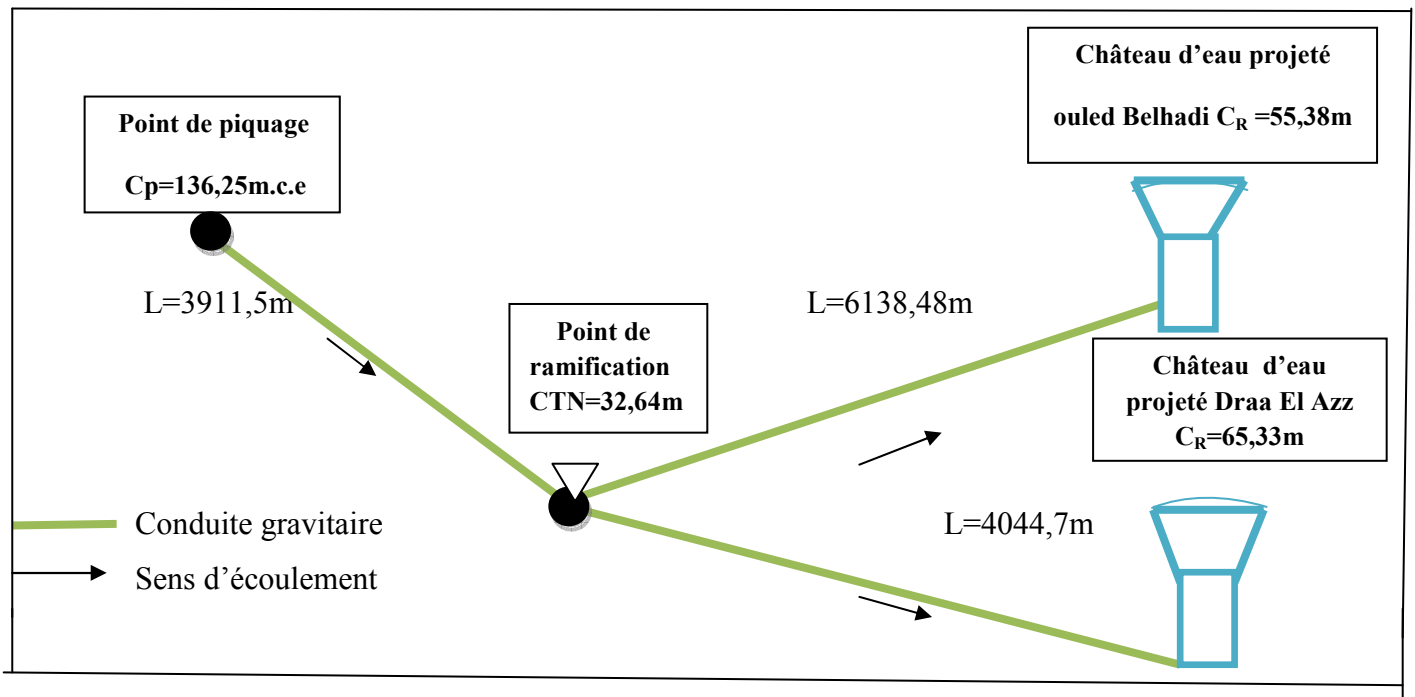


Figure III.1 : schéma vertical de la variante N°1.

Variante 2 :

Cette variante comprend une conduite qui part du point de piquage (**P1**) arrivant jusqu'au point de coordonnées ($x=523394.34m$, $y=4059268.83m$, $z=32.53m$) avec une longueur de 4208.13m. A partir de ce point la conduite se divise en deux conduites :

- ⇒ La première partie se fait gravitairement vers le château d'eau projeté d'ouled Belhadj(**R2**) avec une cote radier égale 51,63m et une longueur 5118,32m.

⇒ La deuxième partie ce fait gravitairement vers le château d'eau projeté de Draa El Azz(R3) avec une cote radier égale a 57,85m et une longueur de 2576,32m.

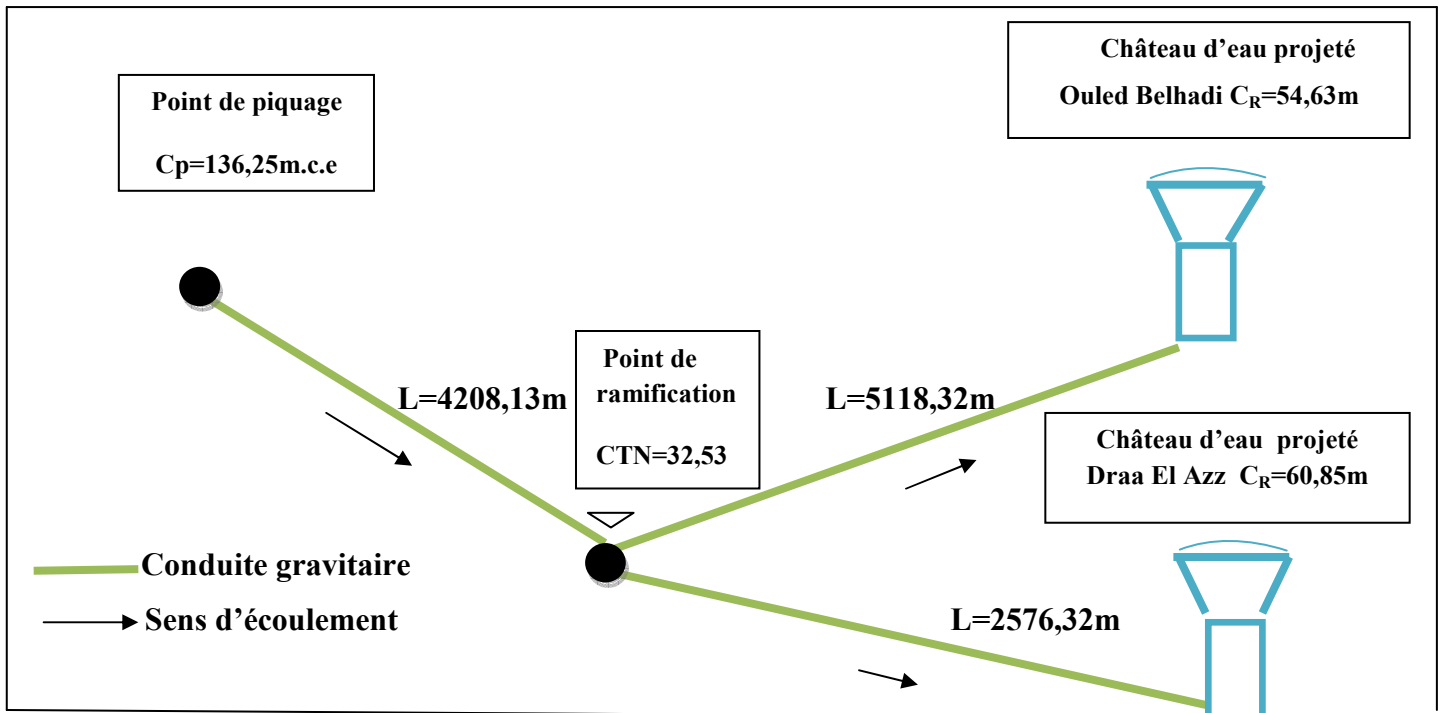


Figure III.2 : Schéma verticale de la variante N°2.

III.5.1 Choix de la variante du tracé d'adduction :

Le choix de la variante à adopter doit passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

II.6 Calcul hydraulique :

III.6.1 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 aussi risque important de fuites. La détermination du diamètre le plus avantageux se fera comme suit :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{III.1}$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m).

- K' : Coefficient de perte de charge.

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \tag{III.2}$$

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

- L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

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

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

- 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 on choisit les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau (III.2)

Tableau III.2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,001735 - 0,00179	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \tag{III.3}$$

Dans notre cas, on prend : $K'= 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$ (matériaux : PEHD).

➤ **La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

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

$$Q = V * S \quad Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi:} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (III.4)$$

Avec :

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

-S : section de la canalisation (m²).

-V : vitesse d'écoulement (m/s).

-D : diamètre nominal de la conduite (m).

III.6.1.1 Variante 1:

III.6.1.1.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III.3: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Point de piquage	Point de ramification	3911.50m	4302,65
2	Point de ramification	Château d'eau projeté Ouled Belhadi	6138.48m	6752,33
3	Point de ramification	Château d'eau projeté Draa El Azz	4044.7m	4449,17

III.6.1.1.2 Les caractéristiques des différents points :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après :

Tableau III.4: Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel(m)
1	Point de piquage (cote piézométrique)	136,25
2	Point de ramification	32,64
3	Château d'eau Ouled Belhadi (cote radier)	55,38
4	Château d'eau Draa El Azz (cote radier)	65,33

III.6.1.1.3 Dimensionnement des différents tronçons :

III.6.1.1.3.1 Tronçon point de piquage – château d'eau Ouled Belhadi :

- Charge disponible :

$$H_d = C_P \text{ point de piquage} - C_R \text{ château d'eau Ouled Belhadi}$$

$$H_d = 136,25 - 55,38 = 80,87 \text{ m.}$$

H_d : La charge disponible qui est égale à la différence de niveau entre la cote piézométrique du point de piquage et la cote radier du château d'eau projeté de Ouled Belhadi.

- Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{H_d}{L_{eq}} = \frac{80,87}{11054,98} = 0,0073 \text{ m/ml}$$

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.5: Diamètres calculés pour les tronçons 1-2 et 2-3.

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	$D_{calculé}$ (mm)
1-2	86,36	3911.50	4302,65	0,0073	31,41	239
2-3	70,51	6138.48	6752,33	0,0073	49,29	219

Donc les diamètres normalisés extérieurs sont respectivement égale a : 315mm avec PN16 et 250 mm avec PN10.

Tableau III.6: caractéristiques des tronçons 1-2 et 2-3.

N° Tronçon	Game de produit	$D_{Extérieur}$ (mm)	$D_{intérieur}$ (mm)	Débit du tronçon (l/s)	V (m/s)	L_{eq} (m)	ΔH_i (m)
1-2	PE100 PN16	315	257,8	86,36	1,65	4302,65	21,76
2-3	PE100 PN10	250	220,4	70,51	1,84	6752,33	48,10

Tableau III.7: Pressions pour les différents points.

N° du point	point	C_P (m)	C_{TN} (m)	P (m)
1	Point de piquage	136,25	26,25	110
2	Point de ramification	114,49	32,64	81,85
3	Réservoir Ouled Belhadi	66,39	32,38	34,01

III.6.1.1.3.2 Tronçon point de ramification– château d'eau Draa el azz :

Là également, on va se baser pour le calcul du diamètre sur la charge disponible H_d .

$$H_d = C_P \text{ point de ramification} - C_R \text{ château d'eau Draa El Azz}$$

$$H_d = 114,49 - 65,33 = 49,16 \text{m.}$$

On suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée de la conduite d'où $\Delta H_t = H_d$.

On Calcule donc le diamètre avantageux:

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 * 4449,17 * 0,01585^2}{49,16}} = 108 \text{mm}$$

On prend un diamètre normalisé extérieur de 125mm avec PN10.

Tableau III.8: caractéristiques de tronçon 2-4.

N° Tronçon	Game de produit	D _{Extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Débit du tronçon (l/s)	V (m/s)	L _{eq} (m)	ΔH _i (m)
2-4	PE100 PN10	125	110,2	15,85	1,66	4449,17	43,75

Tableau III.9: pression au point 4.

N° du point	point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P(m)
4	Réservoir Draa El Azz	70,74	42,33	28,41

III.6.1.2 Variante2 :

III.6.1.2.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III.10: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Point de piquage	Point de ramification	4208,13	4628,94
2	Point de ramification	Château d'eau projeté Ouled Belhadi	5118,32	5630,15
3	Point de ramification	Château d'eau projeté Draa El Azz	2576,32	2833,95

III.6.1.2.2 Les caractéristiques des différents points :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau III.11: Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Point de piquage (cote piézométrique)	136,25
2	Point de ramification	32,53
3	Château d'eau Ouled Belhadi (cote radier)	54,63
4	Château d'eau Draa El Azz (cote radier)	60,85

III.6.1.2.3 Dimensionnement des différents tronçons :

III.6.1.2.3.1 Tronçon point de piquage – château d'eau Ouled Belhadi :

- **Charge disponible :**

$$H_d = C_P \text{ point de piquage} - C_R \text{ château d'eau Ouled Belhadi}$$

$$H_d = 136,25 - 54,63 = 81,62 \text{ m.}$$

- **Calcul du gradient hydraulique (I):**

$$I = \frac{H_d}{L_{eq}} = \frac{81,62}{10259,09} = 0,0080 \text{ m / ml}$$

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.12: Diamètres calculés pour les tronçons 1-2 et 2-3.

N° du Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	$D_{calculé}$ (mm)
1-2	86,36	4208,13	4628,94	0,0080	37,03	234
2-3	70,51	5118,32	5630,15	0,0080	45,04	215

Donc les diamètres normalisés extérieurs sont respectivement égale à : 315mm avec PN16 et 250mm avec PN10.

Tableau III.13:caractéristiques des tronçons 1-2 et 2-3.

N° Tronçon	Game de produit	D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Débit du tronçon (l/s)	V (m/s)	L _{eq} (m)	ΔH _i (m)
1-2	PE100 PN16	315	257,8	86,36	1,66	4628,94	23,41
2-3	PE100 PN10	250	220,4	70,51	1,84	5630,15	40,11

Tableau III.14:Pressions pour différents points.

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (m)
1	Point de piquage	136,25	26,25	110
2	Point de ramification	112,84	32,53	80,31
3	Château d'eau Ouled Belhadi	72,73	31,63	41,1

III.6.1.2.3.2 Tronçon point de ramification– château d'eau Draa El Azz :

- Charge disponible :

$$H_d = C_P \text{ point de ramification} - C_R \text{ château d'eau Draa El Azz}$$

$$H_d = 112,84 - 60,85 = 51,99 \text{ m}$$

On Calcule du diamètre avantageux:

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 * 2833,95 * 0,01585^2}{51,99}} = 96 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé extérieur de 125 mm avec PN10.

Tableau III.15:caractéristique de tronçon 2-4.

N° Tronçon	Game de produit	D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Débit du tronçon (l/s)	V (m/s)	L _{eq} (m)	ΔH _i (m)
2-4	PE100 PN10	125	110,2	15,85	1,66	2833,95	27,87

Tableau III.16:pression au point 4.

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (m)
4	Château d'eau Draa El Azz	84,97	37,85	47,12

III.6.1.3 Les frais d'investissement :

D'après l'annexe(II) Les frais d'investissement des deux variantes figurent dans le tableau suivant:

Tableau III.17: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.

	Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
Variante 1	315	8700,12	4302,65	37433571,32
	250	3174,28	6752,33	21433786,07
	125	933,59	4449,17	4153700,62
	Investissement (DA)			63021058,01
Variante 2	Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
	315	8700,12	4628,94	40272333,47
	250	3714,28	5630,15	20911953,54
	125	933,59	2833,95	2645747,38
Investissement (DA)			63830034,39	

Source des prix: DRE Boumerdes.

Interprétation :

La variante retenue est donc la première variante avec une adduction gravitaire de longueur totale 15,5Km et des diamètres de 315mm, 250mm, 125mm avec un frais d'investissement égal **63021058,01DA**.

Conclusion :

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon.

Introduction:

Les points qui relient les réseaux de distribution à ceux d'adduction sont les réservoirs. Ces derniers sont des ouvrages hydrauliques très utiles pour alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.1 Utilité des réservoirs:

Les réservoirs doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement par pompage.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subiront pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre).

IV.2 Classifications des réservoirs:

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

IV.2.1 Classification selon le matériau de construction:

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

IV.2.1.1 Réservoir métalliques :

- parmi les avantages et les inconvénients on cite:

-Avantage :

- Faible coût d'investissement.

-Inconvénients:

- Difficile à entretenir.
- Frais d'entretien et de maintenance élevés.
- Mise en œuvre difficile.

IV.2.1.2 Réservoir en maçonnerie :

Les résines s'appliquent sur des supports (en béton par exemple) et assurent l'étanchéité du bassin. La résine polyester sur support de fibres de verre présente de nombreux avantages en termes de réalisation, solidité, fiabilité mais également en termes de prix de revient et de technicité à la pose :

-Avantage:

- Très bonne qualité de matériau.
- Grande liberté pour donner les formes du bassin.
- Solidité maximum de la résine polyester / fibre de verre dans le temps.

-Inconvénients:

- Coût très élevé de la résine polyester
- Température de pose de la résine polyester / fibre de verre comprise entre 15 et 25 degrés et par temps sec.
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel).

IV.2.1.3 Réservoir en béton armé :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant (ciment).

-Avantage:

- Sable disponible sur place.
- Gravier remplaçable par des coquillages.
- Matériau de longue durée de vie.
- Facile d'entretien.
- Construction sur place par des entreprises locales.

- Inconvénients :

- Grosse mise en œuvre.
- Excavation plus profonde que lors de l'utilisation de bâche.
- Risque de mauvaise étanchéité (fissures difficiles à réparer).

IV.2.2 Classification selon la situation des lieux:

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

1. Réservoir en terre.
2. Réservoir semi-enterré (sur surface).
3. Réservoir sur élevés ou sur tour.

IV.2.3 Classification selon l’usage:

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

1. Réservoir principal d’accumulation et de stockage.
2. Réservoir d’équilibre (réservoir tampon).
3. Réservoir de traitement.

IV.2.4 Classification selon des considérations esthétiques :

Selon des servitudes d’esthétisme on peut affirmer les fonctions d’un réservoir comme on peut l’intégrer au paysage.

IV.2.5 Classification selon la forme géométrique:

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

1. Réservoir cylindrique.
2. Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique,..).

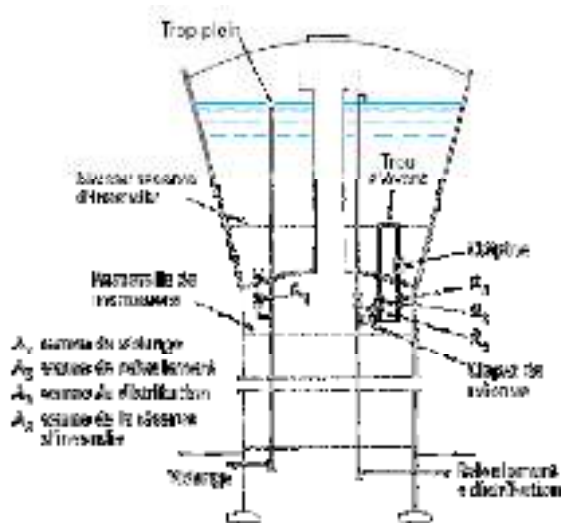


Figure IV.1: Réservoir surélevé.

(Source : polycope d’AEP 2018)

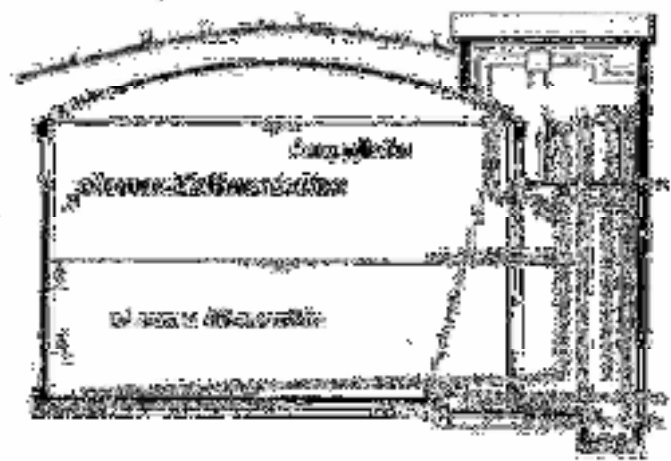


Figure IV.2: réservoir semi-enterré circulaire

(Source : polycope d’AEP 2018)

En se basant sur les aspects cités ci-dessus, nous adopterons dans le cadre de ce projet un réservoir en béton armé de type surélevé.

IV.3 Emplacement et altitude des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier) doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.

Pour déterminer la cote du radier, il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter. La cote du radier de la cuve, pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération.

IV.4 Choix du réservoir :

A chaque fois que cela sera possible, Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré.

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.5 Equipement des réservoirs d'alimentation :**IV.5.1 Conduite d'arrivée :**

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposée de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.5.2 Conduite de départ :

Cette conduite est placée à l'opposée de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au dessus du radier (15 a 20cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

IV.5.3 Conduite de trop plein :

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

IV.5.4 Conduite de vidange :

Elle permet la vidange de réservoir en cas de nettoyage ou de réparation .elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne

doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre).

IV.5.5 Conduite by-pass :

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien.

IV.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du Personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution .Nous distinguons deux types de systèmes :

- **Système à siphon :** le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce a l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée .ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.
- **Systèmes à deux prises :** rarement utilisé du fait de l'existante d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).

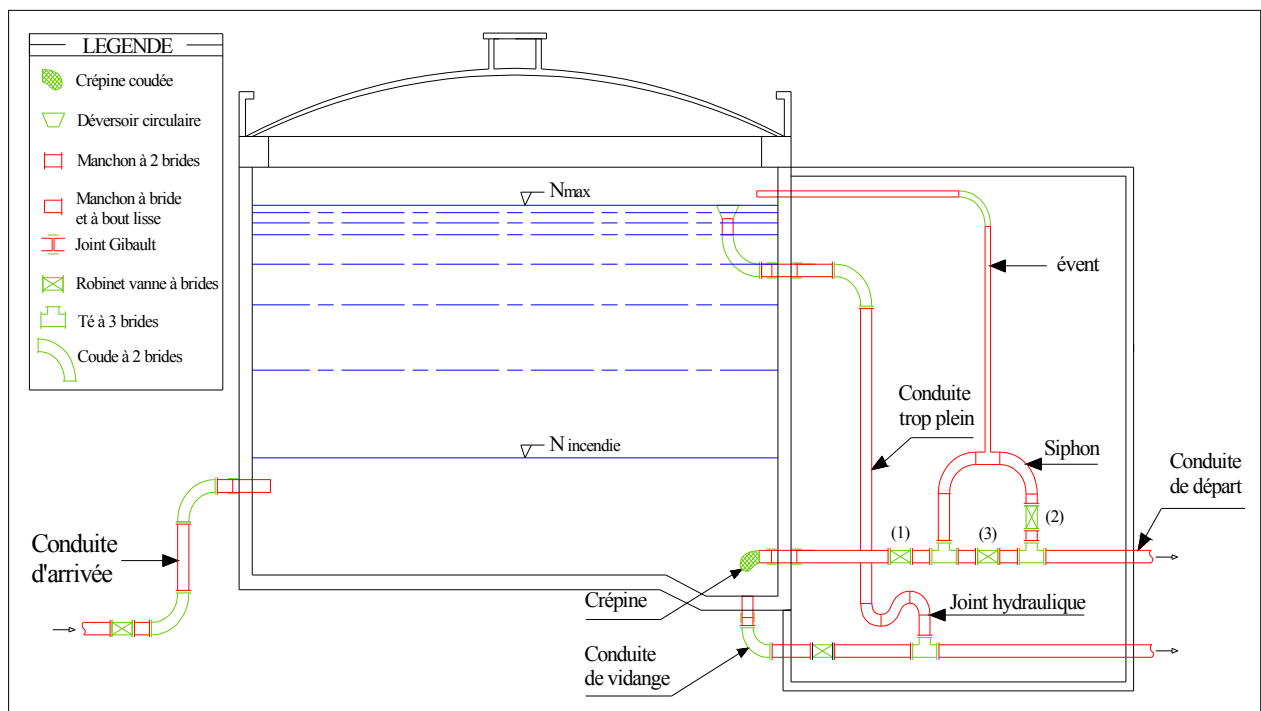


Figure IV.3: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

IV.6 Hygiène et sécurité des réservoirs:

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure contre les élévations importantes de températures.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.

Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.

IV.7 Capacité de réservoirs :

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.7.1 La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3).

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

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

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

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

Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si le débit entrant au réservoir est supérieur à celui qui en sort, il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.7.2 Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

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

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

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

IV.7.3 Dimensionnement des réservoirs terminaux :

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans la présente étude deux localités sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable. A cet effet, deux réservoirs terminaux doivent être prévu, le type des réservoirs projetés est surélevé et leurs capacités sont déterminées en utilisant la méthode analytique.

IV.7.3.1 Estimation de la capacité totale des réservoirs terminaux par la méthode analytique:

La variation des résidus du réservoir en fonction des heures de consommation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir Draa El Azz.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1	3,17	-	9,65
01-02	4,17	1	3,17	-	12,82
02-03	4,17	1	3,17	-	16
03-04	4,17	1	3,17	-	19,16
04-05	4,17	2	2,17	-	21,33
05-06	4,17	3	1,17	-	22,5
06-07	4,17	5	-	0,83	21,67

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir Draa El Azz (suite).

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
07-08	4,17	6.5	-	2,33	19,32
08-09	4,17	6.5	-	2,33	17
09-10	4,17	5.5	-	1,33	15,67
10-12	4,17	4.5	-	0,33	15,33
11-12	4,17	5.5	-	1,33	14
12-13	4,17	7	-	2,83	11,16
13-14	4,17	7	-	2,83	8,33
14-15	4,17	5.5	-	1,33	7
15-16	4,17	4.5	-	0,33	6,67
16-17	4,17	5	-	0,83	5,83
17-18	4,17	6.5	-	2,33	3,5
18-19	4,17	6.5	-	2,33	1,17
19-20	4,17	5.0	-	0,83	0,33
20-21	4,17	4.5		0,33	0
21-22	4,17	3	1,17	-	1,17
22-23	4,17	2	2,17	-	3,34
23-00	4,17	1	3,17	-	6,51
Total	100%	100%	22,50%	22,50%	-

Calcul de la capacité du réservoir Draa El Azz :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{22,50 * 1369,69}{100} \Rightarrow V_r = 308,18 \text{m}^3$

- La capacité totale sera : $V_t = 308,18 + 120 \Rightarrow V_t = 428,18 \text{m}^3$

On recommande de projeter un réservoir de volume normalisé $V_n = 500 \text{m}^3$ qui sera suffisant pour alimenter la zone Draa El Azz

Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Belhadi.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,83
01-02	4,17	1.5	2,67	-	11,5
02-03	4,17	1.5	2,67	-	14,17
03-04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04-05	4,17	2.5	1,67	-	18,5
05-06	4,17	3.5	0,67	-	19,17
06-07	4,17	4.5	-	0,33	18,83

Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Belhadi (suite).

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
07-08	4,17	5.5	-	1,33	17,5
08-09	4,17	6.25	-	2,08	15,42
09-10	4,17	6.25	-	2,08	13,33
10-11	4,17	6.25	-	2,08	11,25
11-12	4,17	6.25	-	2,08	9,17
12-13	4,17	5	-	0,83	8,33
13-14	4,17	5	-	0,83	7,5
14-15	4,17	5.5	-	1,33	6,17
15-16	4,17	6	-	1,83	4,33
16-17	4,17	6	-	1,83	2,5
17-18	4,17	5.5	-	1,33	1,17
18-19	4,17	5	-	0,83	0,33
19-20	4,17	4.5	-	0,33	0
20-21	4,17	4	0,17		0,17
21-22	4,17	3	1,17		1,33
22-23	4,17	2	2,17		3,5
23-00	4,17	1.5	2,67	-	6,17
Total	100%	100%	19,17%	19,17%	-

Calcul de la capacité du réservoir Ouled Belhadi :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 6091,76}{100} \Rightarrow V_r = 1167,79m^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 1167,79 + 120 \Rightarrow V_t = 1287,79m^3$.

La capacité existante dans la région est le château d'eau ben Ammar de capacité $500m^3$ alors que le volume nécessaire est estimé à $1287,79m^3$. La capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins à l'horizon 2049, le déficit est de $787,79m^3$, donc on recommande de projeter un réservoir de volume normalisé $V_n = 1000m^3$.

Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant:

Tableau IV.3: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux.

Réservoirs	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	a (%)	V_{inc} (m^3)	V_{total} (m^3)	Volume normalisé (m^3)
Draa El Azz	1369.69	22,50	120	428,18	500
Ouled Belhadi	6091,76	19,17	120	787,79	1000

✓ **Forme des réservoirs :**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

➤ Le diamètre D de la cuve:

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{IV.4})$$

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), 3 < h < 6 m.

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{IV.5})$$

➤ La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

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

➤ La hauteur totale H du réservoir:

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé Revanche variant de 0,20 à 1m au dessus du plan d'eau.

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

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

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m).

h : hauteur d'eau (m).

R : revanche (m).

➤ La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

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

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
R_{Draa El Azz}	500	12	113,12	4,42	1,06	0,58	5
R_{Ouled Belhadi}	1000	16	184,50	5,42	1,06	0,58	6

Conclusion :

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau portable des localités en question. Les réservoirs projetés seront de type surélevés, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution de notre zone d'étude.

Introduction:

Comme déjà mentionné auparavant notre agglomération a besoin d'un nouveau réseau de distribution d'eau potable. Ceci fait l'objet du présent chapitre, notre but étant d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

V.1 Définition et aspect descriptif:

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier. Les réseaux de distribution sont constitués par :

V.1.1 Les conduites :

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée L.
- Un diamètre D.
- Un coefficient de rugosité.
- Un sens d'écoulement.

V.1.2 Les nœuds :

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau.

Les données de base pour les conduites sont :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

V.2 Classification des réseaux de distribution :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau étagé.

V.2.1 Le réseau ramifié :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

V.2.2 Le réseau maillé :

Comportant un certain nombre d'antennes en boucle et pouvant assurer la distribution en eau, cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car assurant une redondance dans l'acheminement de l'eau et limitant l'impact d'une rupture sur la desserte en eau. Dans la réalité, les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus d'antenne et ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

V.2.3 Le réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

V.3 Choix du système de distribution :

Dans l'alimentation en eau potable, nous distinguons deux principaux systèmes de distributions :

- Système à réservoir de tête.
- Système à contre réservoir ou à injection directe.

V.4 Conception du réseau de l'agglomération :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

V.5 Choix du type de matériaux :

Dans ce présent projet, notre étude du réseau de distribution se contentera sur l'utilisation de polyéthylène à haute densité (PEHD) avec PN10 vu ses avantages citer dans le chapitre trois.

V.6 Description du réseau de distribution projeté :

La distribution d'eau potable de l'agglomération se fera par gravité pour les deux zones d'études. La localité Draa El Azz sera alimentée par un réservoir de tête projeté, la seconde localité sera alimentée à partir de deux réservoirs : le premier, existant, se trouve en tête du réseau et nous avons projeté un deuxième réservoir à l'extrémité de l'agglomération.

Vu le caractère rural des localités, et aussi la dispersion des habitations, le réseau sera de type ramifié.

V.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution :**V.7.1 Déterminations des débits :**

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

V.7.1.1 Cas de pointe :**V.7.1.1.1 Débit en route :**

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_{\max h} - \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{III.1})$$

Avec:

Q_r : débit en route (l/s) .

$Q_{\max h}$: débit de pointe (l/s).

$\sum Q_{\text{conc}}$: somme des débits concentrés (l/s).

V.7.1.1.2 Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations ayant un service en route dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{\text{sp}} = Q_r / \sum l_i \quad (\text{III.2})$$

q_{sp} : débit spécifique (l/s /ml).

Q_r : débit en route (l/s).

$\sum l_i$: somme des longueurs ayant un service en route(m).

Le tableau suivant donne les résultats de calcul du débit spécifique pour les deux localités d'études.

Tableau V.1 : Détermination du débit spécifique pour les deux zones d'études.

Localités	Qmaxh (l/s)	Qconc (l/s)	Qr (l/s)	ΣLi (m)	qsp (l/s/m)
Draa El Azz	26,63	0(pas d'usine)	26,63	4898,33	0,0054
Ouled Belhadi	83,58 105,76	0(pas d'usine)	83,58 105,76	7755,17	0,0107 0,0136

V.7.1.1.3 Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i$$

$$Q_{ni} = 0,5. \Sigma Q_{ri} + \Sigma Q_{ci} \tag{III.3}$$

l_i : longueur de tronçon (i), (m).

Q_{ri} : débit du tronçon (i), (l/s).

ΣQ_{ri} : somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s).

Q_n : débit au nœud (l/s).

ΣQ_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Les tableaux suivant donnent les résultats de calcul des débits nodaux pour les localités Draa El Azz et Ouled Belhadi dans le cas de pointe :

Tableau V.2 : Détermination des débits aux nœuds pour la localité Draa El Azz (Cas de pointe).

Nœud	Tronçon	Li (m)	qsp (l/s/m)	qri (l/s)	Qni (l/s)
1	R_1	422,3	0,0054	2,28	2,22
	1_2	38,62	0,0054	0,21	
	1_5	359,3	0,0054	1,94	
2	1_2	38,62	0,0054	0,21	0,81
	2_3	155,6	0,0054	0,84	
	2_4	105,2	0,0054	0,57	
3	2_3	155,6	0,0054	0,84	0,42
4	2_4	105,2	0,0054	0,57	0,29
5	1_5	359,3	0,0054	1,94	3,4
	5_6	769	0,0054	4,15	
	5_7	132,2	0,0054	0,71	
6	5_6	769	0,0054	4,15	2,08
7	5_7	132,2	0,0054	0,71	1,18
	7_8	279,1	0,0054	1,51	
	7_9	24,31	0,0054	0,13	
8	7_8	279,1	0,0054	1,51	0,76

Tableau V.2 : Détermination des débits aux nœuds pour la localité Draa El Azz (cas de pointe) (suite).

Nœud	Tronçon	Li (m)	qsp (l/s/m)	qri (l/s)	Qni (l/s)
9	7_9	24,31	0,0054	0,13	0,82
	9_10	225,6	0,0054	1,22	
	9_11	51,61	0,0054	0,28	
10	9_10	225,6	0,0054	1,22	0,61
11	9_11	51,61	0,0054	0,28	2,15
	11_12	308	0,0054	1,66	
	11_13	355,1	0,0054	1,92	
	11_14	82,36	0,0054	0,44	
12	11_12	308	0,0054	1,66	0,83
13	11_13	355,1	0,0054	1,92	0,96
14	11_14	82,36	0,0054	0,44	1,12
	14_15	307,1	0,0054	1,66	
	14_16	26,23	0,0054	0,14	
15	14_15	307,1	0,0054	1,66	0,83
16	14_16	26,23	0,0054	0,14	1,49
	16_17	415,2	0,0054	2,24	
	16_18	111,9	0,0054	0,6	
17	16_17	415,2	0,0054	2,24	1,12
18	16_18	111,9	0,0054	0,6	1,56
	18_19	345,7	0,0054	1,87	
	18_20	118,6	0,0054	0,64	
19	18-19	345,7	0,0054	1,87	0,94
20	18_20	118,6	0,0054	0,64	2,18
	20_21	242,8	0,0054	1,31	
	20_22	444,8	0,0054	2,4	
21	20-21	242,8	0,0054	1,31	0,66
22	20-22	444,8	0,0054	2,4	1,2

Tableau V.3 : détermination des débits aux nœuds pour la localité Ouled Belhadi (cas de pointe).

Nœud	Tronçon	Li (m)	qsp (l/s/m)	qri (l/s)	Qni (l/s)
23	R_23	67,11	0,0136	0,91	3,23
	23_24	13,52	0,0136	0,18	
	23_37	393,8	0,0136	5,36	
24	23_24	13,52	0,0136	0,18	2,08
	24_25	241,8	0,0136	3,29	
	24_26	50,17	0,0136	0,68	

Tableau V.3 : détermination des débits aux nœuds pour la localité Ouled Belhadi (cas de pointe) (suite).

Nœud	Tronçon	Li (m)	qsp (l/s/m)	qri (l/s)	Qni (l/s)
25	24_25	241,8	0,0136	3,29	1,65
26	24_26	50,17	0,0136	0,68	2,36
	26_27	249,5	0,0136	3,39	
	26_28	47,53	0,0136	0,65	
27	26_27	249,5	0,0136	3,39	1,7
28	26_28	47,53	0,0136	0,65	2,25
	28_29	251,4	0,0136	3,42	
	28_30	30,87	0,0136	0,42	
29	28_29	251,4	0,0136	3,42	1,71
30	28_30	30,87	0,0136	0,42	2,56
	30_31	250,3	0,0136	3,40	
	30_32	94,64	0,0136	1,29	
31	30_31	250,3	0,0136	3,40	1,7
32	30_32	94,64	0,0136	1,29	2,02
	32_33	137	0,0136	1,86	
	32_34	65,08	0,0136	0,89	
33	32_33	137	0,0136	1,86	0,93
34	32_34	65,08	0,0136	0,89	2,73
	34_35	184,6	0,0136	2,51	
	34_36	151,5	0,0136	2,06	
35	34_35	184,6	0,0136	2,51	1,26
36	34_36	151,5	0,0136	2,06	1,03
37	23_37	393,8	0,0136	5,36	5,18
	37_38	166,9	0,0136	2,27	
	37_39	199,8	0,0136	2,72	
38	37_38	166,9	0,0136	2,27	1,14
39	37_39	199,8	0,0136	2,72	2,81
	39_40	167,1	0,0136	2,27	
	39_41	45,87	0,0136	0,62	
40	39_40	167,1	0,0136	2,27	1,14
41	39_41	45,87	0,0136	0,62	2,07
	41_42	164,3	0,0136	2,23	
	41_43	95,77	0,0136	1,30	
42	41_42	164,3	0,0136	2,23	1,12

TableauV.3 : détermination des débits aux nœuds pour la localité Ouled Belhadi
(Cas de pointe) (suite).

Nœud	Tronçon	Li (m)	qsp (l/s/m)	qri	Qni (l/s)
43	41_43	95,77	0,0136	1,30	2,42
	43_44	148,5	0,0136	2,02	
	43_45	110,8	0,0136	1,51	
44	43_44	148,5	0,0136	2,02	1,01
45	43_45	110,8	0,0136	1,51	2,73
	45_46	81,01	0,0136	1,10	
	45_47	209,25	0,0136	2,85	
46	45_46	81,01	0,0136	1,10	0,55
47	45_47	209,25	0,0136	2,85	5,66
	47_48	231,7	0,0136	3,15	
	47_49	318	0,0136	4,32	
	47_50	72,8	0,0136	0,99	
48	47_48	231,7	0,0136	3,15	1,58
49	47_49	318	0,0136	4,32	2,16
50	47_50	72,8	0,0136	0,99	2,1
	50_51	127,71	0,0136	1,74	
	50_52	107,78	0,0136	1,47	
51	50_51	121,71	0,0136	1,66	0,83
52	50_52	107,78	0,0136	1,47	2,17
	52_53	64,1	0,0136	0,87	
	52_54	146,3	0,0136	1,99	
53	52_53	64,1	0,0136	0,87	0,44
54	52_54	146,3	0,0136	1,99	2,92
	54_55	203	0,0136	2,76	
	54_56	80,27	0,0136	1,09	
55	54_55	203	0,0136	2,76	1,38
56	54_56	80,27	0,0136	1,09	4,22
	56_57	375,96	0,0136	5,11	
	56_62	164,4	0,0136	2,24	
57	56_57	375,96	0,0136	5,11	3,99
	57_58	147,3	0,0136	2,00	
	57_59	64,98	0,0136	0,88	
58	57_58	147,3	0,0136	2,00	1
59	57_59	64,98	0,0136	0,88	2
	59_60	200,65	0,0136	2,73	
	59_61	28,98	0,0136	0,39	

Tableau V.3 : détermination des débits aux nœuds pour la localité Ouled Belhadi (cas de pointe) (suite).

Nœud	Tronçon	Li (m)	qsp (l/s/m)	qri	Qni (l/s)
60	59_60	200,65	0,0136	2,73	1,37
61	59_61	28,98	0,0136	0,39	0,2
62	56_62	164,4	0,0136	2,24	2,56
	62_63	110,5	0,0136	1,50	
	62_64	101,8	0,0136	1,38	
63	62_63	110,5	0,0136	1,50	0,75
64	62_64	101,8	0,0136	1,38	2,96
	64_65	162,7	0,0136	2,21	
	64_66	170,29	0,0136	2,32	
65	64_65	162,7	0,0136	2,21	1,11
66	64_66	170,29	0,0136	2,32	5,55
	66_67	340,12	0,0136	4,63	
	66_68	304,8	0,0136	4,15	
67	66_67	340,12	0,0136	4,63	2,32
68	66_68	304,8	0,0136	4,15	6,7
	68_69	243,62	0,0136	3,31	
	68_R2	436,4	0,0136	5,94	
69	68_69	243,62	0,0136	3,31	1,66

V.7.1.2 Cas de pointe +incendie:

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent pour les deux localités mais on tient compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) qui doit être soutiré au point plus défavorable.

Pour la zone Draa El Azz le nœud défavorable est situé dans le nœud N°22 donc : $Q_{\text{nœud40}} = 1,2 + 17 = 18,2$ l/s et le débit véhiculé dans Le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie : $Q_{\text{maxh}} + Q_{\text{inc}} = 26,23 + 17 = 43,23$ l/s.

Pour la zone ouled Belhadi le nœud défavorable c'est le nœud N°60 donc $Q_{\text{nœud60}} = 1,37 + 17 = 18,37$ l/s et le débit véhicule dans le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie : $Q_{\text{maxh}} + Q_{\text{inc}} = 105,76 + 17 = 122,76$ l/s.

V.7.2 Simulation du réseau par le logiciel EPANET :

V.7.2.1 Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque

tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

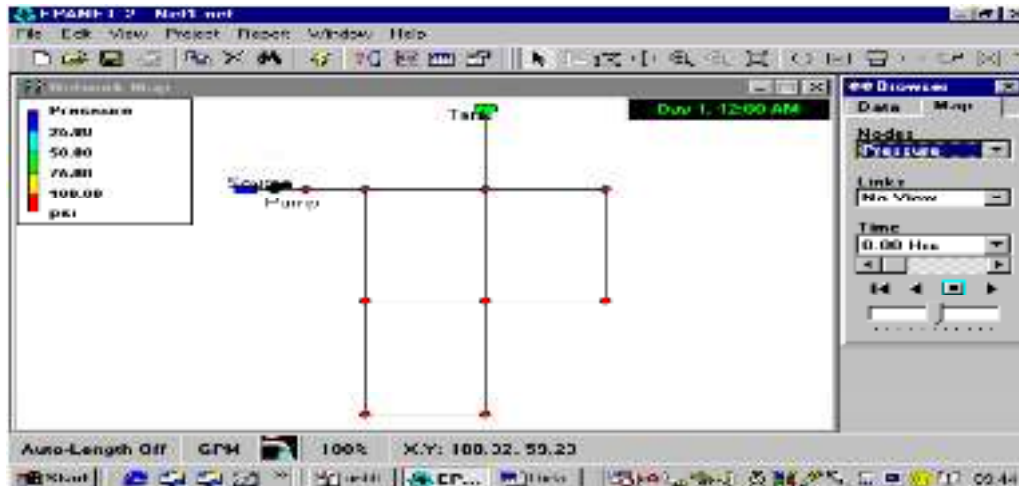


Figure V.1 : interface du logiciel EPANET.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des Systèmes de distribution.

V.7.2.2 Utilisation du logiciel EPANET :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte.
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau.
3. Décrire le fonctionnement du système.
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
5. Lancer une simulation hydraulique.
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

V.7.2.3 Résultats de simulation :

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation comme : les longueurs et rugosité des tuyaux ; les cotes et les consommations aux nœuds, ainsi que les caractéristiques du réservoir. On lance la simulation pour chaque réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites dans le but d'avoir des vitesses et des pressions admissibles, les résultats de simulation sont regroupés dans les tableaux ci-après :

V.7.2.3.1 localité Draa Al Azz :

V.7.2.3.1.1 Cas de pointe :

TableauV.4 : Etat des nœuds du réseau.

État des Nœuds du Réseau				
ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n5	37,955	3,4	65,95	27,99
Noeud n7	37,821	1,18	65,58	27,75
Noeud n11	37,69	2,15	65,42	27,73
Noeud n13	39,661	0,96	61,49	21,83
Noeud n10	36,23	0,61	62,26	26,03
Noeud n9	38,076	0,82	65,52	27,44
Noeud n1	38,833	2,22	66,49	27,66
Noeud n8	39,117	0,76	63,52	24,41
Noeud n14	37,22	1,12	65,15	27,93
Noeud n15	39,154	0,83	62,52	23,36
Noeud n16	37,024	1,49	64,95	27,93
Noeud n18	37,105	1,56	64,49	27,38
Noeud n20	36,689	2,18	64,1	27,41
Noeud n19	39,226	0,94	60,8	21,57
Noeud n22	34,568	1,2	56,8	22,23
Noeud n21	38,203	0,66	60,07	21,87
Noeud n3	37,195	0,42	65	27,81
Noeud n2	38,624	0,81	66,17	27,55
Noeud n4	38,522	0,29	65,76	27,23
Noeud n12	35,496	0,83	57,77	22,28
Noeud n6	33,63	2,08	61,12	27,49
Noeud n17	39,638	1,12	62,94	23,3
RéservoirR	65,33	-27,63	67,33	2

Tableau V.5 : Etat des arcs du réseau.

État des Arcs du Réseau								
ID Arc	L (m)	Dint (mm)	Dext (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unitaire (m/km)	Perte de charge totale(m)
Tuyaup7	132,2	176,2	200	0,01	18,41	0,76	2,79	0,369
Tuyaup13	355,1	44	50	0,01	0,96	0,63	11,08	3,935
Tuyaup10	225,6	35,2	40	0,01	-0,61	0,63	14,44	3,258
Tuyau p5	359,3	220,4	250	0,01	-23,89	0,63	1,52	0,546
Tuyau p8	279,1	44	50	0,01	-0,76	0,5	7,35	2,051
Tuyaup11	51,61	176,2	200	0,01	15,04	0,62	1,94	0,100
Tuyaup15	307,1	44	50	0,01	0,83	0,55	8,58	2,635
Tuyaup16	26,23	110,2	125	0,01	9,15	0,96	7,57	0,199
Tuyaup20	118,6	96,8	110	0,01	4,04	0,55	3,27	0,388
Tuyaup19	345,7	44	50	0,01	0,94	0,62	10,67	3,689
Tuyaup22	444,8	44	50	0,01	1,2	0,79	16,42	7,304
Tuyaup21	242,8	35,2	40	0,01	0,66	0,68	16,59	4,028
Tuyau p3	155,6	35,2	40	0,01	-0,42	0,43	7,52	1,170
Tuyau p4	105,2	35,2	40	0,01	0,29	0,3	3,96	0,417
Tuyau p9	24,31	176,2	200	0,01	16,47	0,68	2,29	0,056
Tuyaup14	82,36	141	160	0,01	11,1	0,71	3,28	0,270
Tuyaup12	308	35,2	40	0,01	0,83	0,85	24,82	7,645
Tuyau p2	38,62	55,4	63	0,01	1,52	0,63	8,31	0,321
Tuyau p6	769	66	75	0,01	2,08	0,61	6,28	4,829
Tuyaup18	111,9	110,2	125	0,01	6,54	0,69	4,15	0,464
Tuyaup17	415,2	55,4	63	0,01	1,12	0,46	4,85	2,014
Tuyau p1	422,3	220,4	250	0,01	-27,63	0,72	1,98	0,836

Les résultats des vitesses et des pressions pour la localité Draa El Azz sont représentés dans la figure suivante :

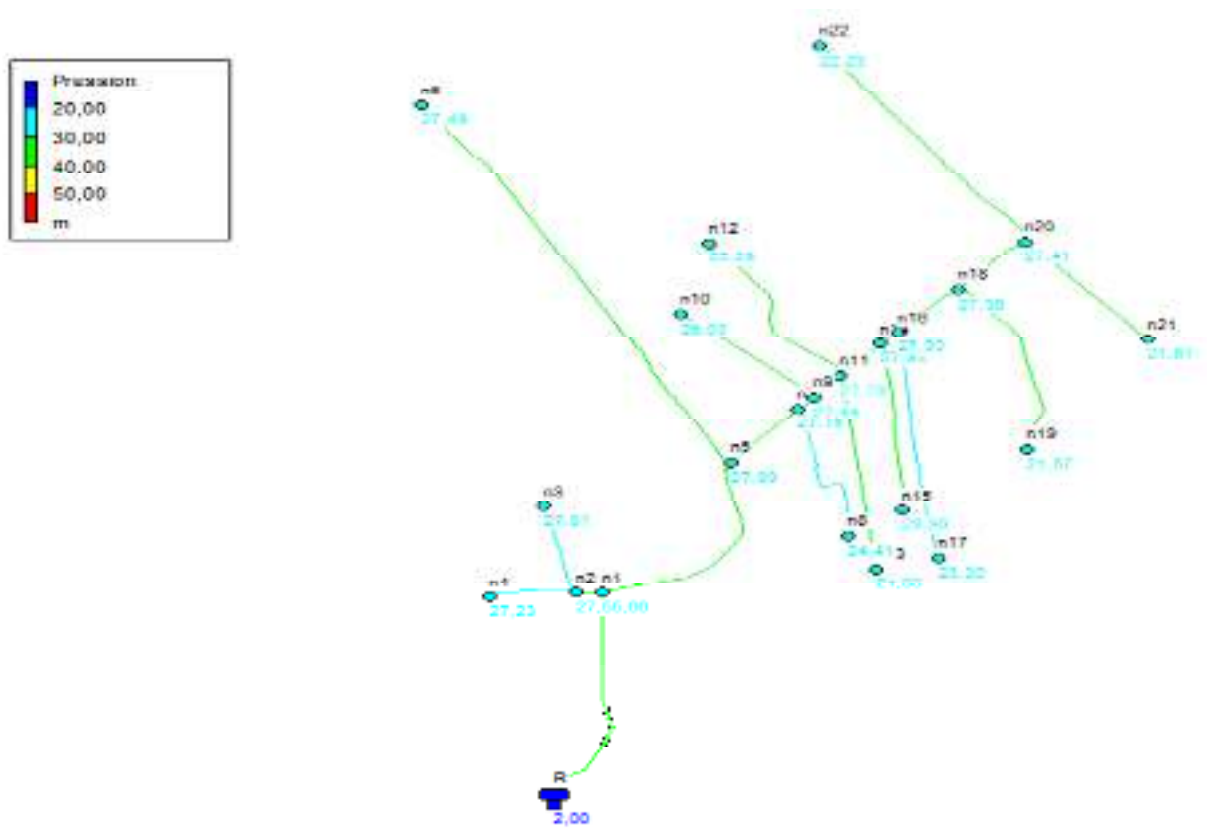


Figure V.2: résultats de simulation des pressions pour la localité Draa El Azz (Cas de Pointe).

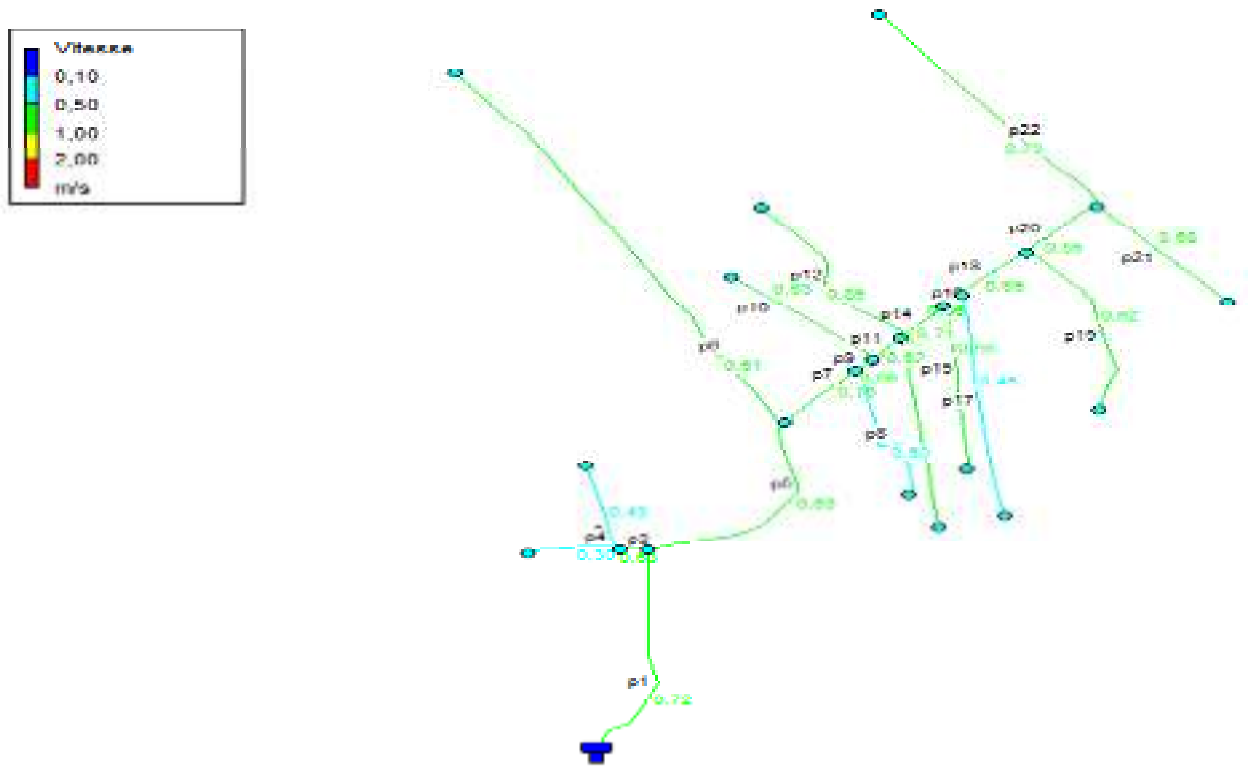


Figure V.3: résultats de simulation des vitesses pour la localité Draa El Azz (Cas de Pointe).

V.7.2.3.1.2 Cas pointe+incendie :

TableauV.6 : Etat des nœuds du réseau.

État des Nœuds du Réseau				
ID Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
Noeud n5	37,955	3,4	63,89	25,94
Noeud n7	37,821	1,18	62,69	24,87
Noeud n11	37,69	2,15	62,1	24,41
Noeud n13	39,661	0,96	58,17	18,5
Noeud n10	36,23	0,61	59,23	23
Noeud n9	38,076	0,82	62,49	24,41
Noeud n1	38,833	2,22	65,34	26,51
Noeud n8	39,117	0,76	60,64	21,52
Noeud n14	37,22	1,12	61,61	24,39
Noeud n15	39,154	0,83	58,97	19,82
Noeud n16	37,024	1,49	61,47	24,44
Noeud n18	37,105	1,56	60,98	23,88
Noeud n20	36,689	2,18	60,84	24,15
Noeud n19	39,226	0,94	57,29	18,06
Noeud n22	34,568	18,2	59,62	25,05
Noeud n21	38,203	0,66	56,81	18,61
Noeud n3	37,195	0,42	63,85	26,65
Noeud n2	38,624	0,81	65,02	26,39
Noeud n4	38,522	0,29	64,6	26,08
Noeud n12	35,496	0,83	54,45	18,96
Noeud n6	33,63	2,08	59,07	25,44
Noeud n17	39,638	1,12	59,45	19,82
Réservoir R	65,33	-44,63	67,33	2

TableauV.7 : Etat des arcs du réseau.

État des Arcs du Réseau								
ID Arc	L (m)	Dint (mm)	Dext (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge unitaire (m).	Perte de charge totale(m)
Tuyaup7	132,2	176,2	200	0,01	35,41	1,45	9,11	1,204
Tuyaup13	355,1	44	50	0,01	0,96	0,63	11,08	3,935
Tuyaup10	225,6	35,2	40	0,01	-0,61	0,63	14,44	3,258
Tuyau p5	359,3	220,4	250	0,01	-40,89	1,07	4,02	1,444
Tuyau p8	279,1	44	50	0,01	-0,76	0,5	7,35	2,051
Tuyaup11	51,61	176,2	200	0,01	32,04	1,31	7,6	0,392
Tuyaup15	307,1	44	50	0,01	0,83	0,55	8,58	2,635
Tuyaup16	26,23	176,2	200	0,01	26,15	1,07	5,26	0,138
Tuyaup20	118,6	220,4	250	0,01	21,04	0,55	1,21	0,144

Tableau V.7 : Etat des arcs du réseau (suite).

Tuyaup19	345,7	44	50	0,01	0,94	0,62	10,67	3,689
Tuyaup22	444,8	176,2	200	0,01	18,2	0,75	2,74	1,219
Tuyaup21	242,8	35,2	40	0,01	0,66	0,68	16,59	4,028
Tuyau p3	155,6	35,2	40	0,01	-0,42	0,43	7,52	1,17
Tuyau p4	105,2	35,2	40	0,01	0,29	0,3	3,96	0,417
Tuyau p9	24,31	176,2	200	0,01	33,47	1,37	8,22	0,2
Tuyaup14	82,36	176,2	200	0,01	28,1	1,15	5,99	0,493
Tuyaup12	308	35,2	40	0,01	0,83	0,85	24,82	7,645
Tuyau p2	38,62	55,4	63	0,01	1,52	0,63	8,31	0,321
Tuyau p6	769	66	75	0,01	2,08	0,61	6,28	4,829
Tuyaup18	111,9	176,2	200	0,01	23,54	0,97	4,35	0,487
Tuyaup17	415,2	55,4	63	0,01	1,12	0,46	4,85	2,014
Tuyau p1	422,3	220,4	250	0,01	-44,63	1,17	4,71	1,989

Les résultats des vitesses et des pressions pour le cas de pointe+incendie sont représentés dans la figure suivante :

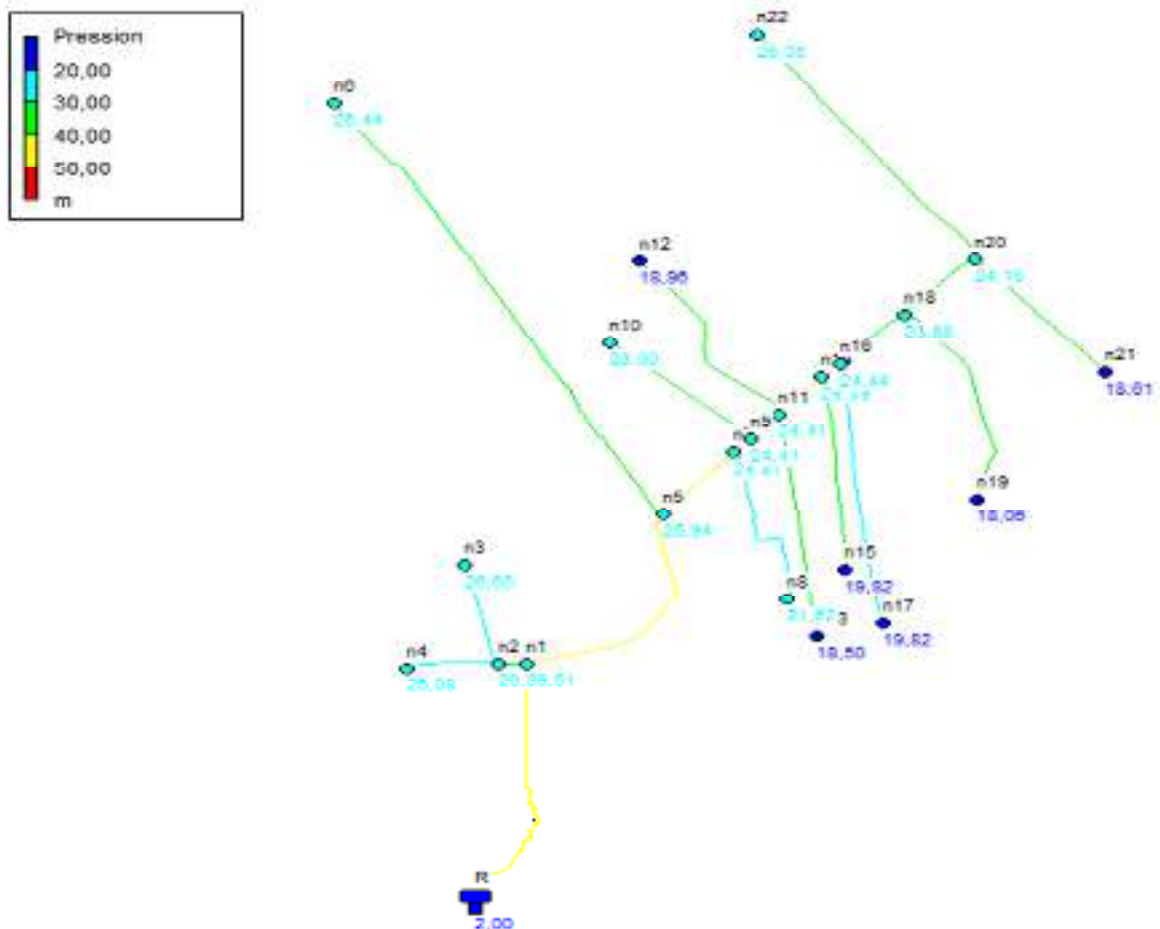


Figure V.4: résultats de simulation des pressions pour la localité Draa El Azz (Cas de Pointe+incendie).

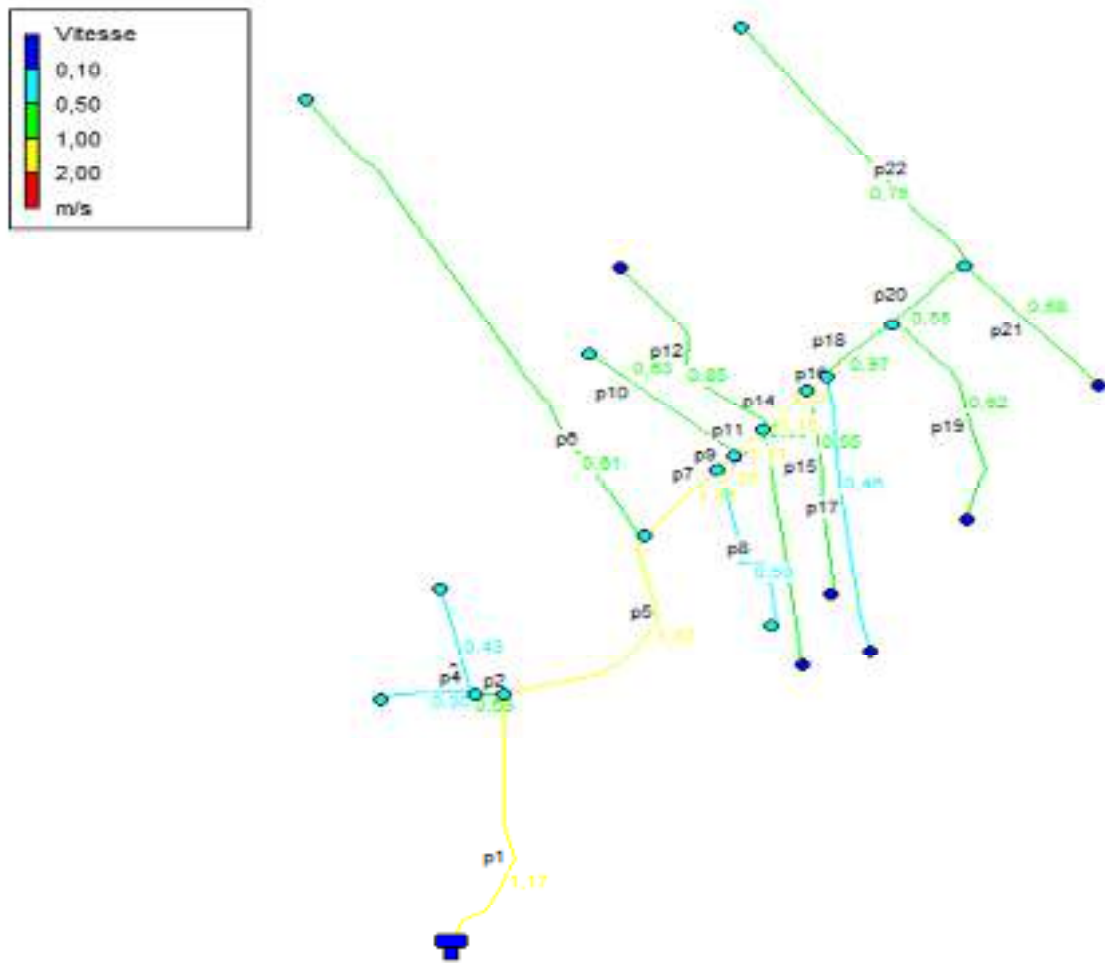


Figure V.5: résultats de simulation des vitesses pour la localité Draa El Azz (Cas de Pointe+incendie).

V.7.2.3.2 Localité Ouled Belhadi :

V.7.2.3.2.1 cas de pointe :

Tableau V.8: Etat des nœuds du réseau.

État des Nœuds du Réseau				
ID Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n23	26,63	3,23	52,88	26,25
Noeud n39	27,85	2,81	50,53	22,68
Noeud n40	28,27	1,14	49,69	21,42
Noeud n41	28,28	2,07	50,4	22,12
Noeud n43	28	2,42	49,94	21,94
Noeud n44	27,92	1,01	48,14	20,22
Noeud n45	27,73	2,73	49,17	21,44
Noeud n37	28,67	5,18	51,55	22,88

Tableau V.8: Etat des nœuds du réseau (suite).

Noeud n38	29,45	1,14	50,71	21,26
Noeud n24	26,7	2,08	52,7	26
Noeud n36	29,51	1,03	48,03	18,52
Noeud n34	28,09	2,73	49,93	21,84
Noeud n32	27,59	2,02	50,75	23,16
Noeud n25	27,14	1,65	50,38	23,24
Noeud n28	26,9	2,25	51,91	25,01
Noeud n29	27,77	1,71	49,34	21,57
Noeud n30	27,26	2,56	51,79	24,53
Noeud n31	27,96	1,7	49,26	21,3
Noeud n35	28,9	1,26	48,83	19,93
Noeud n33	27,88	0,93	49,31	21,43
Noeud n26	26,85	2,36	52,22	25,37
Noeud n27	27,51	1,7	49,69	22,18
Noeud n42	28,19	1,12	49,6	21,41
Noeud n46	27,67	0,55	48,19	20,52
Noeud n61	29,47	0,2	50,67	21,2
Noeud n59	29,14	2	50,73	21,59
Noeud n47	28,13	5,66	48,11	19,98
Noeud n48	29,06	1,58	47,21	18,15
Noeud n50	27	2,1	49,12	22,12
Noeud n51	28,52	0,83	48,02	19,5
Noeud n52	27,06	2,17	50,44	23,38
Noeud n53	28,55	0,44	49,92	21,37
Noeud n62	27,73	2,56	54,92	27,19
Noeud n63	28,59	0,75	52,63	24,04
Noeud n65	27,66	1,11	52,9	25,24
Noeud n55	26,82	1,38	48,75	21,93
Noeud n54	27,62	2,92	53,01	25,39
Noeud n67	27,3	2,32	49,88	22,58
Noeud n57	28,86	3,99	51,17	22,31
Noeud n58	29,45	1	49,42	19,97
Noeud n56	27,75	4,22	53,7	25,95
Noeud n64	28,41	2,96	55,23	26,82
Noeud n69	29,7	1,66	54,02	24,32
Noeud n60	29,74	1,37	50,13	20,39
Noeud n68	30,61	6,7	56,38	25,77
Noeud n66	28,72	5,55	55,86	27,14
Noeud n49	26,6	2,16	45,97	19,37
RéservoirR2	55,38	-55,29	57,38	2
RéservoirR1	51	-47,72	53	2

Tableau V.9:Etat des arcs du réseau.

État des Arcs du Réseau								
ID Arc	Longueur (m)	Dint (mm)	Dext (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unitaire (m/km)	perte de charge totale (m)
Tuyaup40	167,1	55,4	63	0,001	1,14	0,47	5	8,355
Tuyaup43	95,77	110,2	125	0,001	7,05	0,74	4,74	4,539
Tuyaup44	148,5	44	50	0,001	1,01	0,66	12,11	17,983
Tuyaup45	110,8	79,2	90	0,001	3,62	0,73	7,01	7,767
Tuyaup38	166,9	55,4	63	0,001	1,14	0,47	5	8,345
Tuyaup24	13,52	141	160	0,001	-23,98	1,54	13,15	1,778
Tuyaup36	151,5	44	50	0,001	-1,03	0,68	12,54	18,998
Tuyaup34	65,08	79,2	90	0,001	-5,02	1,02	12,59	8,194
Tuyaup25	241,8	55,4	63	0,001	1,65	0,68	9,6	23,213
Tuyaup29	251,4	55,4	63	0,001	1,71	0,71	10,23	25,718
Tuyaup31	250,3	55,4	63	0,001	1,7	0,71	10,13	25,355
Tuyaup35	184,6	55,4	63	0,001	1,26	0,52	5,97	11,021
Tuyaup33	137	44	50	0,001	-0,93	0,61	10,48	14,358
Tuyaup28	47,53	141	160	0,001	16,19	1,04	6,47	3,075
Tuyaup27	249,5	55,4	63	0,001	1,7	0,71	10,13	25,274
Tuyaup32	94,64	96,8	110	0,001	-7,97	1,08	11,01	10,420
Tuyaup42	164,3	55,4	63	0,001	1,12	0,46	4,85	7,969
Tuyaup46	81,01	35,2	40	0,001	0,55	0,57	12,05	9,762
Tuyaup30	30,87	141	160	0,001	-12,23	0,78	3,91	1,207
Tuyaup61	28,98	35,2	40	0,001	-0,2	0,21	2,09	0,606
Tuyaup48	231,7	66	75	0,001	1,58	0,46	3,86	8,944
Tuyaup53	64,1	35,2	40	0,001	0,44	0,45	8,16	5,231
Tuyaup63	110,5	35,2	40	0,001	0,75	0,77	20,76	22,940
Tuyaup55	203	44	50	0,001	-1,38	0,91	21,02	42,671
Tuyaup58	147,3	44	50	0,001	-1	0,66	11,9	17,529
Tuyaup50	72,8	96,8	110	0,001	9,06	1,23	13,87	10,097
Tuyaup54	146,3	110,2	125	0,001	14,6	1,53	17,56	25,690
Tuyaup62	164,4	176,2	200	0,001	31,68	1,3	7,44	12,231
Tuyaup64	101,8	220,4	250	0,001	34,99	0,92	3,04	3,095
Tuyaup65	162,7	44	50	0,001	-1,11	0,73	14,31	23,282
Tuyaup56	80,27	141	160	0,001	18,9	1,21	8,55	6,863
Tuyaup26	50,17	141	160	0,001	20,25	1,3	9,68	4,856
Tuyaup41	45,87	141	160	0,001	-10,24	0,66	2,84	1,303
Tuyaup69	243,62	55,4	63	0,001	1,66	0,69	9,71	23,656
Tuyaup66	170,29	220,4	250	0,001	39,06	1,02	3,7	6,301
Tuyaup60	200,65	66	75	0,001	1,37	0,4	3	6,020
Tuyaup37	393,8	176,2	200	0,001	-20,51	0,84	3,39	13,350
Tuyaup67	340,12	55,4	63	0,001	2,32	0,96	17,58	59,793
Tuyaup52	107,78	110,2	125	0,001	11,99	1,26	12,32	13,278

Tableau V.9:Etat des arcs du réseau (suite).

TuyauP51	127,71	44	50	0,001	0,83	0,55	8,58	10,958
TuyauP49	318	66	75	0,001	2,16	0,63	6,71	21,338
TuyauP70	436,4	277,6	315	0,001	-55,29	0,91	2,29	9,994
TuyauP23	67,11	277,6	315	0,001	-47,72	0,79	1,75	1,174
TuyauP68	304,8	277,6	315	0,001	-46,93	0,78	1,7	5,182
TuyauP57	375,96	110,2	125	0,001	8,56	0,9	6,72	25,265
TuyauP39	199,8	141	160	0,001	14,19	0,91	5,1	10,19
Tuyaup59	64,98	79,2	90	0,001	3,57	0,72	6,85	4,451
Tuyaup47	209,25	35,2	40	0,001	-0,34	0,34	5,07	10,609

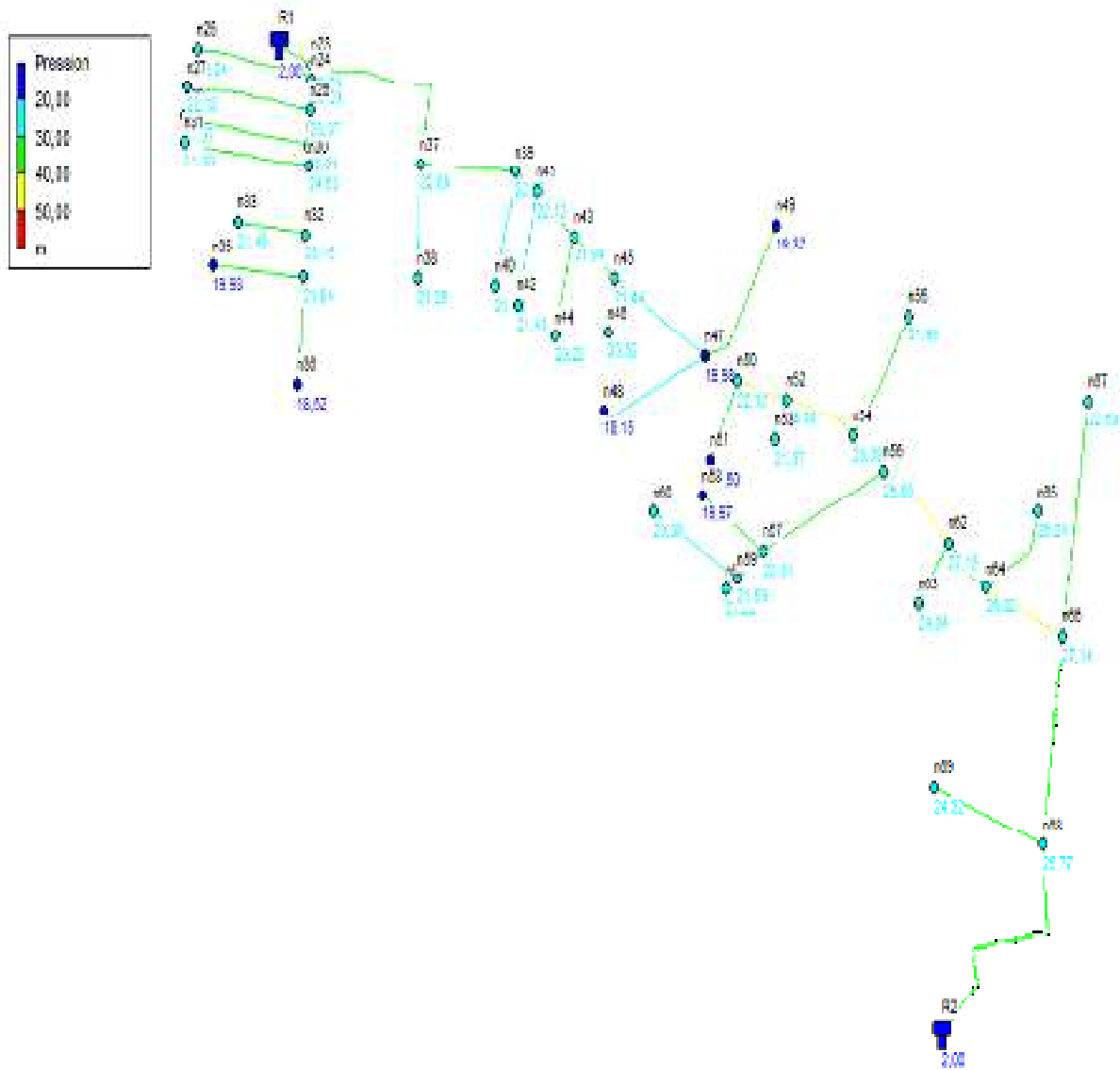


Figure V.6:Résultat de simulation des pressions pour la localité Ouled Belhadi (cas de pointe).

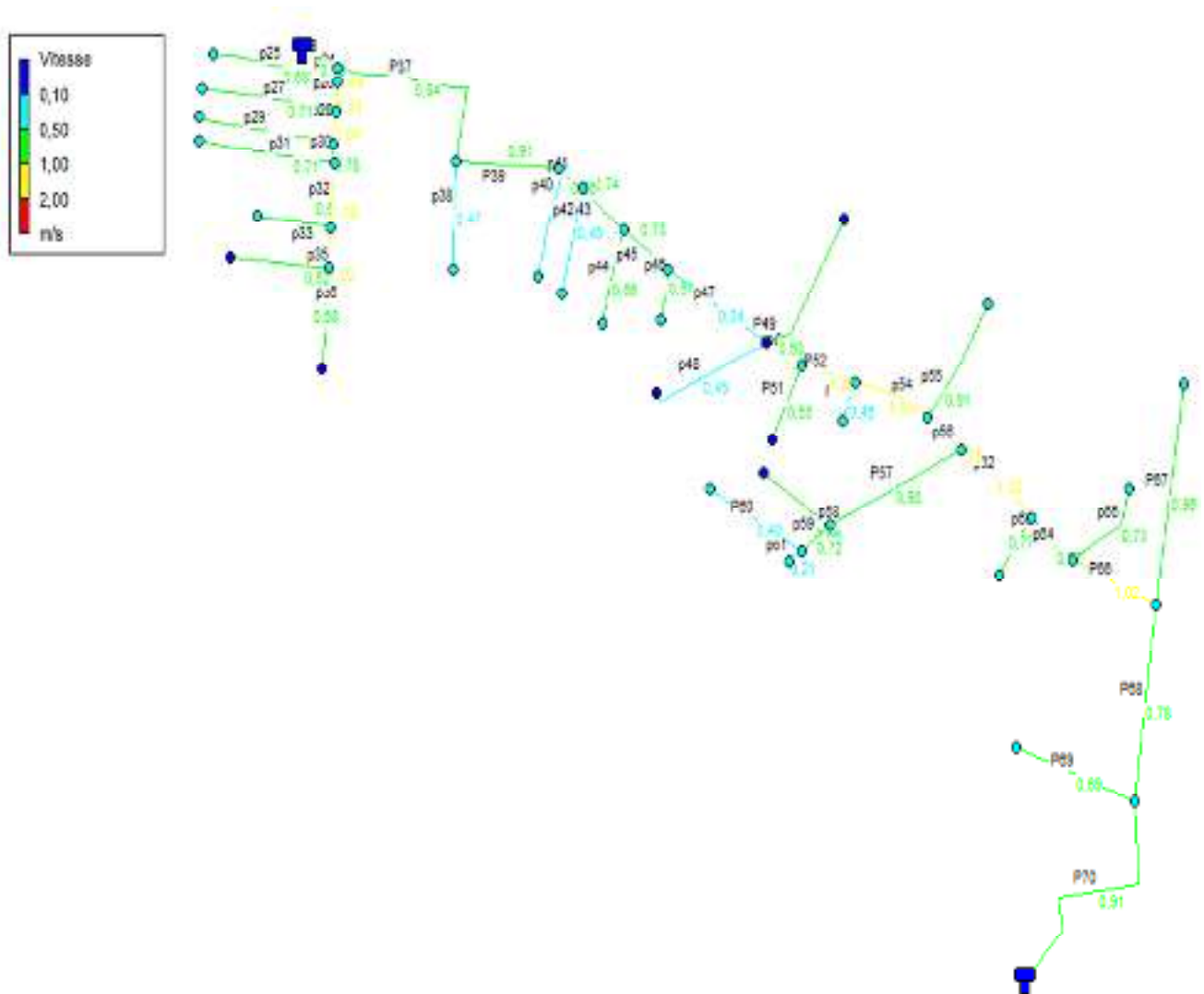


Figure V.7:Résultat de simulation des vitesses pour la localité Ouled Belhadi (cas de pointe).

V.7.2.3.2.2 cas de pointe+incendie:

TableauV.10 : Etat des nœuds du réseau.

État des Nœuds du Réseau				
ID Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
Noeud n23	26,63	3,23	52,88	26,25
Noeud n39	27,85	2,81	50,44	22,59
Noeud n40	28,27	1,14	49,6	21,33
Noeud n41	28,28	2,07	50,3	22,02
Noeud n43	28	2,42	49,8	21,8
Noeud n44	27,92	1,01	48	20,08
Noeud n45	27,73	2,73	48,88	21,15
Noeud n37	28,67	5,18	51,5	22,83
Noeud n38	29,45	1,14	50,67	21,22

TableauV.10 : Etat des nœuds du réseau (suite).

Noeud n24	26,7	2,08	52,7	26
Noeud n36	29,51	1,03	48,03	18,52
Noeud n34	28,09	2,73	49,93	21,84
Noeud n32	27,59	2,02	50,75	23,16
Noeud n25	27,14	1,65	50,38	23,24
Noeud n28	26,9	2,25	51,91	25,01
Noeud n29	27,77	1,71	49,34	21,57
Noeud n30	27,26	2,56	51,79	24,53
Noeud n31	27,96	1,7	49,25	21,29
Noeud n35	28,9	1,26	48,83	19,93
Noeud n33	27,88	0,93	49,31	21,43
Noeud n26	26,85	2,36	52,22	25,37
Noeud n27	27,51	1,7	49,69	22,18
Noeud n42	28,19	1,12	49,5	21,31
Noeud n46	27,67	0,55	47,91	20,24
Noeud n61	29,47	0,2	49,63	20,16
Noeud n59	29,14	2	49,69	20,55
Noeud n47	28,13	5,66	45,1	16,97
Noeud n48	29,06	1,58	44,21	15,15
Noeud n50	27	2,1	46,04	19,04
Noeud n51	28,52	0,83	44,94	16,42
Noeud n52	27,06	2,17	47,3	20,24
Noeud n53	28,55	0,44	46,77	18,22
Noeud n62	27,73	2,56	53,05	25,32
Noeud n63	28,59	0,75	50,75	22,16
Noeud n65	27,66	1,11	51,35	23,69
Noeud n55	26,82	1,38	45,48	18,66
Noeud n54	27,62	2,92	49,75	22,13
Noeud n67	27,3	2,32	48,89	21,59
Noeud n57	28,86	3,99	49,77	20,91
Noeud n58	29,45	1	48,01	18,56
Noeud n56	27,75	4,22	50,42	22,67
Noeud n64	28,41	2,96	53,67	25,26
Noeud n69	29,7	1,66	53,41	23,71
Noeud n60	29,74	18,37	49,13	19,39
Noeud n68	30,61	6,7	55,77	25,16
Noeud n66	28,72	5,55	54,87	26,15
Noeud n49	26,6	2,16	42,97	16,37
RéservoirR2	55,38	-71,93	57,38	2
RéservoirR1	51	-48,08	53	2

Tableau V.11 : Etat des arcs du réseau.

État des Arcs du Réseau								
ID Arc	Longueur (m)	Dint (mm)	Dext (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge Unitaire (m/km)	perte de charge totale (m)
Tuyaup40	167,1	55,4	63	0,001	1,14	0,47	5	0,836
Tuyaup43	95,77	110,2	125	0,001	7,41	0,78	5,18	0,496
Tuyaup44	148,5	44	50	0,001	1,01	0,66	12,11	1,798
Tuyaup45	110,8	79,2	90	0,001	3,98	0,81	8,29	0,919
Tuyaup38	166,9	55,4	63	0,001	1,14	0,47	5	0,835
Tuyaup24	13,52	141	160	0,001	-23,98	1,54	13,15	0,178
Tuyaup36	151,5	44	50	0,001	-1,03	0,68	12,54	1,900
Tuyaup34	65,08	79,2	90	0,001	-5,02	1,02	12,59	0,819
Tuyaup25	241,8	55,4	63	0,001	1,65	0,68	9,6	2,321
Tuyaup29	251,4	55,4	63	0,001	1,71	0,71	10,23	2,572
Tuyaup31	250,3	55,4	63	0,001	1,7	0,71	10,13	2,536
Tuyaup35	184,6	55,4	63	0,001	1,26	0,52	5,97	1,102
Tuyaup33	137	44	50	0,001	-0,93	0,61	10,48	1,436
Tuyaup28	47,53	141	160	0,001	16,19	1,04	6,47	0,308
Tuyaup27	249,5	55,4	63	0,001	1,7	0,71	10,13	2,527
Tuyaup32	94,64	96,8	110	0,001	-7,97	1,08	11,01	1,042
Tuyaup42	164,3	55,4	63	0,001	1,12	0,46	4,85	0,797
Tuyaup46	81,01	35,2	40	0,001	0,55	0,57	12,05	0,976
Tuyaup30	30,87	141	160	0,001	-12,23	0,78	3,91	0,121
Tuyaup61	28,98	35,2	40	0,001	-0,2	0,21	2,09	0,061
Tuyaup48	231,7	66	75	0,001	1,58	0,46	3,86	0,894
Tuyaup53	64,1	35,2	40	0,001	0,44	0,45	8,16	0,523
Tuyaup63	110,5	35,2	40	0,001	0,75	0,77	20,76	2,294
Tuyaup55	203	44	50	0,001	-1,38	0,91	21,02	4,267
Tuyaup58	147,3	44	50	0,001	-1	0,66	11,9	1,753
Tuyaup50	72,8	96,8	110	0,001	8,7	1,18	12,9	0,939
Tuyaup54	146,3	110,2	125	0,001	14,24	1,49	16,79	2,456
Tuyaup62	164,4	176,2	200	0,001	48,32	1,98	16,01	2,632
Tuyaup64	101,8	220,4	250	0,001	51,63	1,35	6,14	0,625
Tuyaup65	162,7	44	50	0,001	-1,11	0,73	14,31	2,328
Tuyaup56	80,27	141	160	0,001	18,54	1,19	8,26	0,663
Tuyaup26	50,17	141	160	0,001	20,25	1,3	9,68	0,486
Tuyaup41	45,87	141	160	0,001	-10,6	0,68	3,02	0,139
TuyauP69	243,62	55,4	63	0,001	1,66	0,69	9,71	2,366
TuyauP66	170,29	220,4	250	0,001	55,7	1,46	7,05	1,201
TuyauP60	200,65	176,2	200	0,001	18,37	0,75	2,78	0,558
TuyauP37	393,8	176,2	200	0,001	-20,87	0,86	3,5	1,378
TuyauP67	340,12	55,4	63	0,001	2,32	0,96	17,58	5,979
TuyauP52	107,78	110,2	125	0,001	11,63	1,22	11,66	1,257
TuyauP51	127,71	44	50	0,001	0,83	0,55	8,58	1,096
TuyauP49	318	66	75	0,001	2,16	0,63	6,71	2,134
TuyauP70	436,4	277,6	315	0,001	-71,93	1,19	3,69	1,610

TableauV.11 : Etat des arcs du réseau (suite).

TuyauP23	67,11	277,6	315	0,001	-48,08	0,79	1,78	0,119
TuyauP68	304,8	277,6	315	0,001	-63,57	1,05	2,95	0,899
TuyauP57	375,96	220,4	250	0,001	25,56	0,67	1,72	0,647
TuyauP39	199,8	141	160	0,001	14,55	0,93	5,33	1,065
Tuyaup59	64,98	220,4	250	0,001	20,57	0,54	1,17	0,076
Tuyaup47	209,25	35,2	40	0,001	-0,7	0,72	18,08	3,783

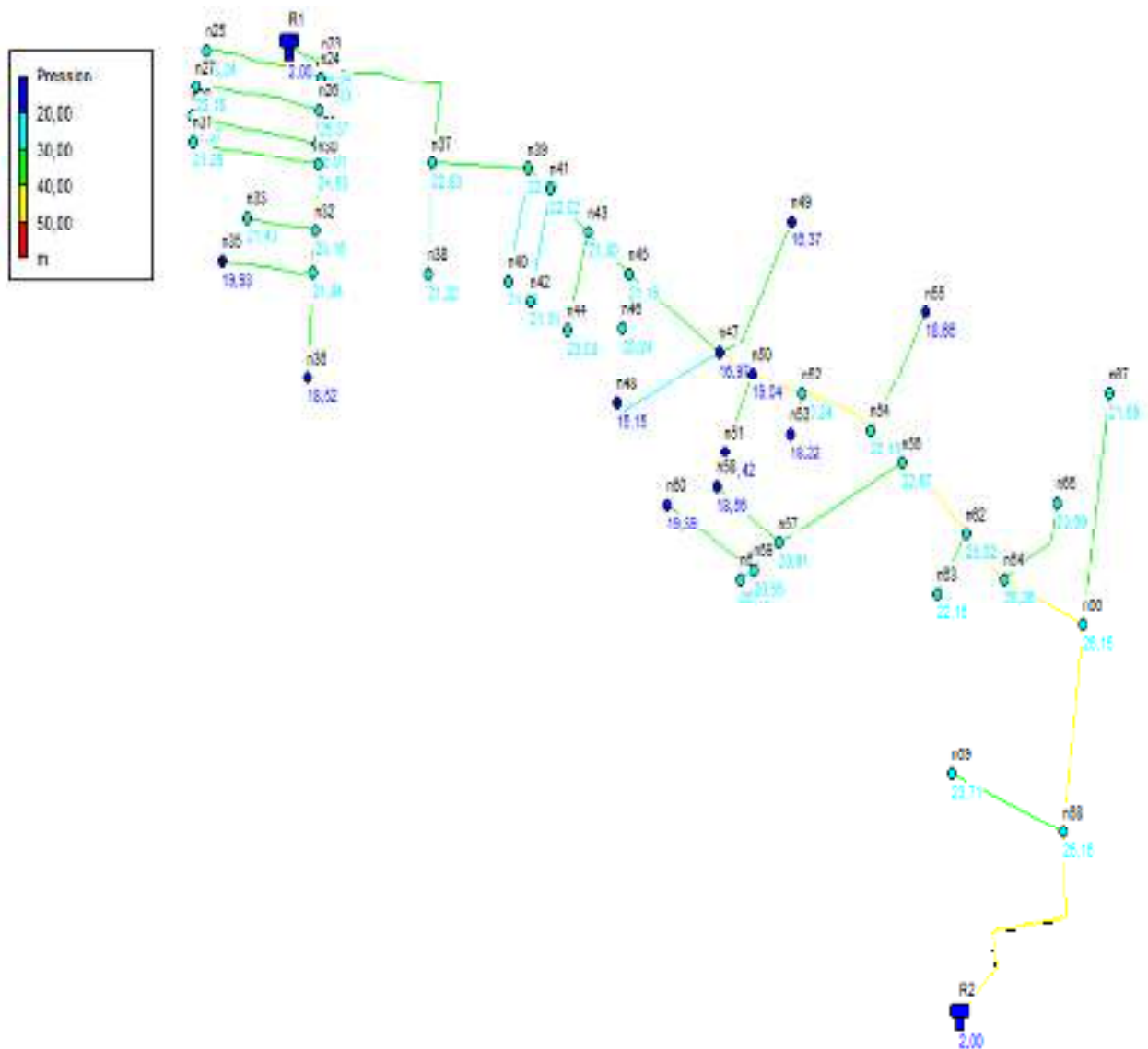


Figure V.8: Résultat de simulation des pressions pour la localité Ouled Belhadi (cas pointe+incendie).

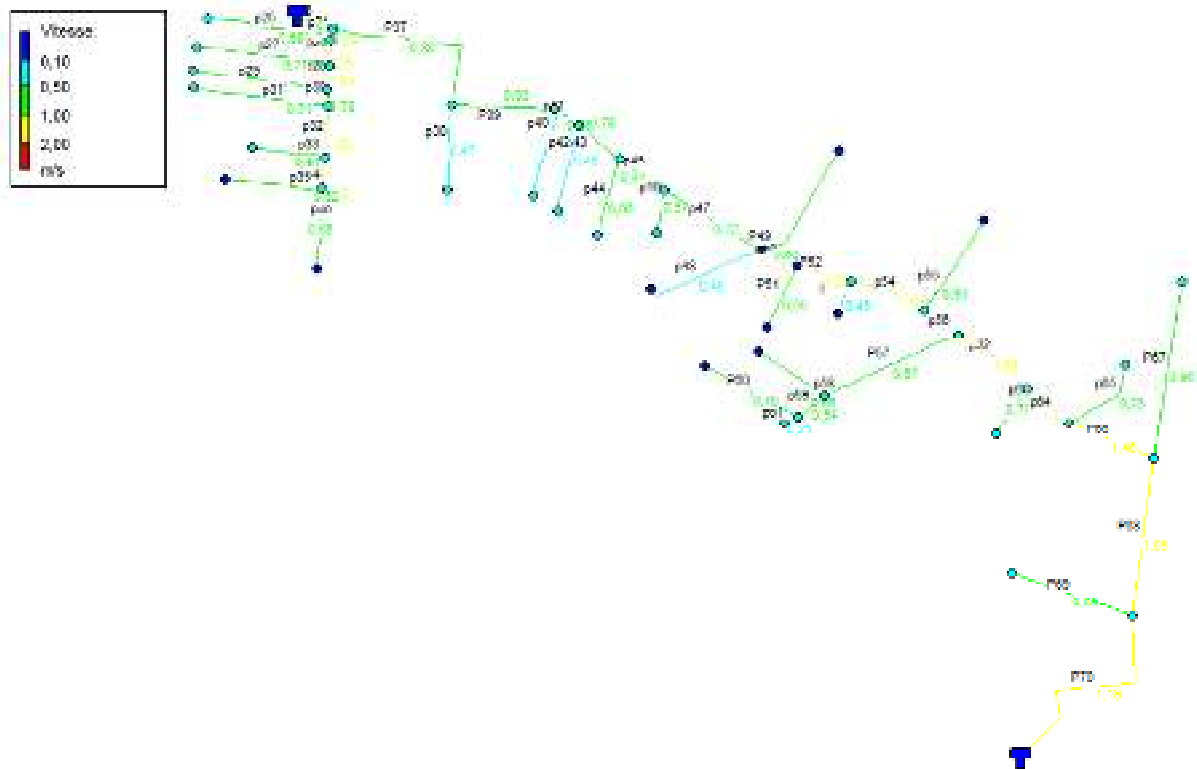


Figure V.9: Résultat de simulation des vitesses pour la localité Ouled Belhadi (cas pointe+incendie).

V.7.2.4 Interprétation des résultats :

❖ Les pressions:

Nous avons obtenu des pressions au sol acceptables ne dépassent pas les 60 m (6 bars) sur la totalité des nœuds des deux réseaux. Par conséquent, l'utilisation des réducteurs des pressions et des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites ne sera pas utile.

❖ Les vitesses :

Nous avons remarqué que les vitesses obtenues sont acceptables sur la plupart des tronçons pour les deux réseaux [0,5 m/s - 2,5 m/s].

Les faibles vitesses recensées au niveau des tronçons secondaires peuvent conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieur de ces derniers. Pour remédier à ce problème, nous recommandons des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidanges, soit des poteaux d'incendie.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le réseau de distribution de notre agglomération en utilisant le logiciel EPANET. Nous avons obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Par conséquent le bon fonctionnement du réseau et les besoins seront assurés.

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

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

VI.1 Pose des canalisations :**VI.1.1 Le Principe de pose des canalisations :**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre.
- Pose en mauvais terrains.
- Pose en galerie.
- Pose en pentes.
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées.
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- Passage de ponts.
- Traversée de rivière.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VI.1.1.1 Pose en terre :

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

VI.1.1.2 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement:

Les conduites seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30cm, comme l'indique la figure VI.1 ci après :

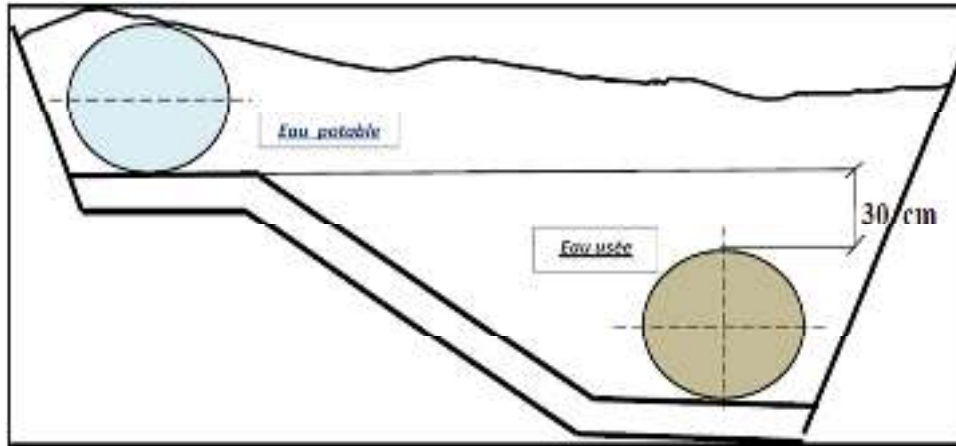


Figure VI.1: Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.

VI.1.1.3 Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose sera applique pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines: ce sont des buses de diamètre supérieur dans les quelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (voir Figure VII.2)



Figure VI .2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

VI.1.1.4 Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :** l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- **Deuxième cas :** si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.2 Utilisation des Butées et verrouillage :

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il devient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

VI.2.1 L'utilisation de massifs de butées en béton :

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids).
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Soit une pression P régnant dans une conduite munie d'un coude d'angle α . La pression à prendre en compte est celle qui se manifeste pendant l'essai d'épreuve ; c'est-à-dire la pression de service majorée de 50%. on devra tenir compte également des surplus de pression dus au coup de bélier. pour trouver la valeur de la pression F , nous devons appliquer au déplacement de l'eau le théorème des quantités de mouvement projetés en prenant pour axe de projection la bissectrice de l'angle α

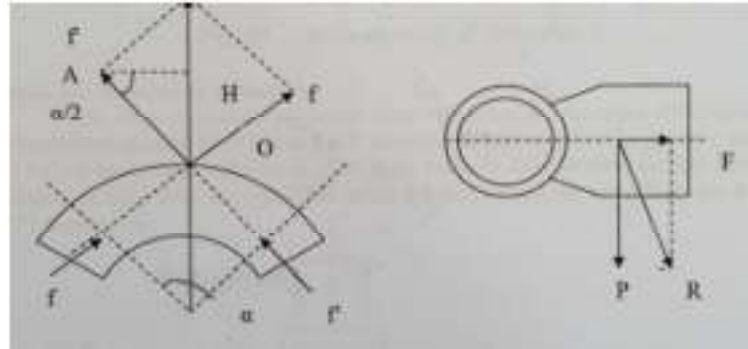


Figure VI.3 : pressions sur une butée d'un coude.

En conséquence si l'on isole le coude en remplaçant par les forces f et f' exprimées en daN les actions exercées par la conduite, on a :

$$f = f' = \frac{p\pi D^2}{4} \quad (VI.1)$$

et les deux forces f et f' se composent pour donner une poussée F telle que :

$$F = 2OH = 2 f \sin \frac{\alpha}{2} = 2 f' \sin \frac{\alpha}{2} \quad (VI.2)$$

Il faut pour s'opposer à cette poussée calculer un massif tel que :

-la pousse résultante de F et du poids P du massif passe par le tiers central de base.

-le massif du poids P ne glisse pas sur le sol c'est-à-dire que :

$$\frac{F}{P} < tg\varphi \quad (VI.3)$$

VI.3 appareils et 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.
- Raccorder deux conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de notre réseau de distribution sont les suivants :

- Les robinets vannes.
- Les robinets de vidange.

- Les ventouses.
- Les organes de mesure.
- Les pièces spéciales de raccordements.

VI.3.1 Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

-manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

-électriquement pour des robinets de grande dimension.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

VI.3.1.1 Vanne à coin (à opercule) :

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm.



Figure VI.4 : Robinets vanne à opercule.

VI.3.1.2 Vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse, dans notre projet nous allons les mettre à la sortie du château d'eau (de la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente un avantage important. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure VI.5: Robinets vanne papillon.

VI.3.2 Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution ou d'adduction pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VI.3.3 Ventouses:

Les ventouses sont des organes qui sont placées aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites d'adduction où s'accumule l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.



Figure VI.6 : Ventouse simple.

VI.3.4 Organes de mesure :**VI.3.4.1 Mesure de débit :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement d'appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue différents dispositifs de mesure de débits dans les réseaux tel que le diaphragme, le venturi, la tuyère, ou encore les débitmètres électroniques et les compteurs.

On prévoit pour notre cas, l'installation de compteurs au niveau du point de piquage, à la sortie des réservoirs et au niveau des ramifications.

VI.3.4.2 Mesure de pression :

Nous utilisons dans notre projet le manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau, et au niveau de chaque nœud du réseau.

VI.3.5 Les pièces spéciales de raccordements :

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

- Les coudes.
- Les tés.
- Les croix de jonction.
- les manchons.

VI.3.6 Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés sur des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

VI.3.7 Les clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les règles et les contraintes liées à la pose des canalisations et les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements. La bonne gestion et l'entretien périodique de ces appareils sont nécessaires pour assurer la longévité du réseau.

Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir les tâches à effectuer sur chantier ainsi que les moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible.

VII.1 Les différents travaux de mises en place des canalisations:**VII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain:****VII.1.1.1 Matérialisation:**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50m .On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.1.1.2 Nivellement:

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Il a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points. Toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.1.2 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

➤ Enlèvement de la couche 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 .Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer (Figure VII.4).Le volume de la couche à décapé donnée par la formule suivante :

$$V_{cv} = L * b * e \quad (VII.1)$$

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).

-L : longueur total des tranchées en(m).

-b : largeur de la couche végétale en(m).

-e : épaisseur de la couche en (m), e = 10cm

Pour le réservoir. Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivante :

$$V_{cv}=B^2 \quad (VII.2)$$

Avec:

-B= Dext+ 3

-Dext : diamètre extérieur de réservoir.

La valeur de 3m est réservée pour le passage d'engins, donc on ajoute une longueur de 1,5m sur les deux cotés.

➤ **Excavation des tranchées:**

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 0,6 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique (Figure VII.2). Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée « Htr».
- La largeur de la tranchée « b».

VII.1.2.1 La profondeur (Htr):

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes extérieurs et de la température, elle est donnée par la relation suivante:

$$Htr=D + H1+ H2 \quad (VII.3)$$

Avec:

-Htr : la profondeur de la tranchée(m).

-D : diamètre de la conduite(m).

-H1 : épaisseur de lit de la pose prise égale à 0.2m.

-H2:distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), elle est entre 80 et 120cm.

VII.1.2.2 Largeur de la tranchée:

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante:

$$b = D + (2 \times 0,30) = D + 0,6 \quad (\text{VII.4})$$

Avec:

-b : largeur de la tranchée(m).

-D : diamètre de la conduite (m).

VII.1.2.3 Section de la tranchée:

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

$$\text{Str} = \text{Htr} \times b \quad (\text{VII.5})$$

Avec:

-Str:la section de tranchée (m²).

-Htr : la profondeur de la tranchée (m).

-b : largeur du fond de la tranchée (m).

VII.1.2.4 Le volume de déblai:

Le volume de déblai (volume à excaver) est donné par la formule suivante:

$$\text{VD} = \text{Str} \cdot L = (b \cdot \text{Htr}) \cdot L \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

-VD : Volume de déblai (m³).

-St : La section de tranché (m²).

-L : La longueur de la tranchée (m).

-b : La largeur de la tranchée (m).

-Htr : La hauteur du tranché(m).

Remarque : Le volume de déblai pour le réservoir est :

$$\text{Vdres} = \text{SF} \times \text{HBS} \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

- SF : section de la fouille tel que : $SF = \frac{\pi(Dext+2)^2}{4}$
- HBS : la hauteur de bon sol on suppose que la couche de bon sol se trouve à 4 m de profondeur par rapport la couche de terre naturelle.

Le tableau suivant donne les volumes des déblais et de décapages des canalisations et des ouvrages de stockages.

Tableau VII.1: Volumes des déblais et décapages des canalisations et ouvrages de stockages.

	Tronçons	L totale (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m2)	Vdéblai (m3)	V décapé (m3)
Distribution Draa El Azz	40	1037,2	0,64	1,14	0,73	757,16	66,38
	50	1287	0,65	1,15	0,75	965,25	83,66
	63	453,82	0,663	1,16	0,77	349,44	30,09
	75	769	0,675	1,18	0,8	615,2	51,91
	160	444.8	0.76	1.26	0.96	427.01	33.80
	200	428.61	0.8	1.3	1.04	445.75	34.29
	250	900,2	0,85	1,35	1,15	1035,23	76,52
Distribution Ouled Belhadi	40	729,57	0,64	1,14	0,73	532,59	46,69
	50	1495,9	0,65	1,15	0,75	1121,93	97,23
	63	2126,44	0,663	1,16	0,77	1637,36	140,98
	90	175,88	0,69	1,19	0,82	144,22	12,14
	110	167,44	0,71	1,21	0,86	144,00	11,89
	125	349,85	0,725	1,23	0,89	311,37	25,36
	160	468,3	0,76	1,26	0,96	449,57	35,59
	200	823,83	0,8	1,3	1,04	856,78	65,91
	250	648,05	0,85	1,35	1,15	745,26	55,08
Adduction	315	4302,65	0,92	1,41	1,29	5550,42	395,84
	250	6752,33	0,85	1,35	1,15	7765,18	573,95
	125	4449,17	0,73	1,23	0,88	3915,26	324,79
Réservoir Draa Al Azz						153,94	324
Réservoir Ouled Belhadi						153,94	324
TOTAL						28076,86	2810,1

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 28076.86 m³, et le volume décapé de la terre végétale est 2810.1 m³

VII.1.3 Lit de sable :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre projet on prend 0.2 m. Le volume de lit de sable est donné par la formule suivant :

$$V_{\text{sable}} = S_s \times L \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

- S_s : la section de lit de sable est égale $S_s = e \times b$ (m^2).

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

- e : épaisseur de lit de sable, $e = 15\text{cm}$.

- L : longueur de la tranchée(m).

- b : largeur de la tranchée(m).

VII.1.4 Remblayage des tranchées:

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation. Il est effectué manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (Figure VII.3).

VII.1.4.1 Le remblai d'enrobage:

Comprend le lit de pose, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de la génératrice supérieure, Dans notre cas on réutilise les déblais d'extraction de la fouille.

VII.1.4.2 Le remblai supérieur:

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et

animaux, des vestiges de maçonnerie et tous éléments pouvant porter atteinte à la canalisation.

VII.1.4.3 Le volume de remblai :

Le volume de remblai est calculé par la formule suivante:

$$V_R = V_d - \left[\left(\frac{\pi D^2}{4} \times L \right) + V_s \right] \quad (\text{VII.9})$$

Avec:

-VR : volume de remblai (m³).

-Vd : volume de déblai (m³).

-Vs : volume de lit de sable (m³).

-D : diamètre de la conduite(m).

-L : longueur de la conduite (m).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le Tableau VII.2

Tableau VII.2: Calcul de volume du remblai des canalisations.

	Tronçons	L total (m)	B (m)	Ssable (m2)	Vsable (m3)	Vdéblai (m3)	V remblai (m3)
distribution Draa El Azz	40	1037,2	0,64	0,096	99,57	757,16	656,29
	50	1287	0,65	0,098	125,48	965,25	837,24
	63	453,82	0,663	0,099	45,13	349,44	302,9
	75	769	0,675	0,101	77,86	615,2	268,18
	160	444,8	0,76	0,114	44,92	427,01	373,15
	200	428,61	0,8	0,12	51,43	445,75	380,85
	250	900,2	0,85	0,128	114,78	1035,23	876,26
distribution Ouled Belhadi	40	729,57	0,64	0,096	70,04	532,59	461,63
	50	1495,9	0,65	0,098	145,85	1121,93	973,14
	63	2126,44	0,663	0,099	211,47	1637,36	1419,26
	90	175,88	0,69	0,104	18,2	144,22	124,9
	110	167,44	0,71	0,107	17,83	144	124,58
	125	349,85	0,725	0,109	38,05	311,37	269,03
	160	468,3	0,76	0,114	53,39	449,57	386,76
	200	823,83	0,8	0,12	98,86	856,78	732,04
	250	648,05	0,85	0,128	82,63	745,26	630,82
Adduction	315	4302,65	0,92	0,138	593,77	5550,42	4621,34
	250	6752,33	0,85	0,128	860,92	7765,18	6572,81
	125	4449,17	0,73	0,11	487,18	3915,26	3373,48
TOTALE					3237,36	27768,97	23384,65

VII.1.5 Nivellement et compactage:

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, en suite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite. Nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VII.1.6 Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.1.6.1 Pelle hydraulique:

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fonctions: Godet normal pour travail en butée. Godet rétro pour travail en fouille et en tranché. Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage. Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

VII.1.6.2 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.

VII.1.6.3 Dozer:

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

VII.1.6.4 Compacteur (vibrateur de sol):

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30cm 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.

VII.2 Evaluation du coût du projet:

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par les prix unitaires correspondant pour avoir le cout total du projet.

Les tableaux suivants montrent le devis estimatif et quantitatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude.

Tableau VII.3:Devis estimatif et quantitatif des canalisations et des l'ouvrages de stockages.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant estimatif (DA)
1	Terrassement				
	Décapage	m ³	2810,1	300	843030
	Déblai	m ³	28076,86	300	8423058
	Pose de lit de sable	m ³	3237,36	400	1294944
	Remblai	m ³	23384,65	300	7015395
2	Diamètres des conduites d'adduction et distribution				
Distribution Draa el Azz	40	ml	1037,2	125,94	130624,97
	50	ml	1287	192,41	247631,67
	63	ml	453,82	304,35	138120,12
	75	ml	769	430,29	330893,01
	160	ml	444,8	1529,21	680192,61
	200	ml	428,61	2392,53	1025462,3
	250	ml	900,2	3714,28	3343594,9
distribution Ouled Belhadi	40	ml	729,57	125,94	91882,046
	50	ml	1495,9	192,41	287826,12
	63	ml	2126,44	304,35	647182,01
	90	ml	175,88	491,89	86513,61
	110	ml	167,44	732,82	122703,38
	125	ml	349,85	933,59	326616,46
	160	ml	468,3	1529,21	716129,04
	200	ml	823,83	2392,53	1971038
	250	ml	648,05	3714,28	2407039,2

Tableau VII.3:Devis estimatif et quantitatif des canalisations et des l’ouvrages de stockages (suite).

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant Estimatif (DA)
adduction	315	ml	4302,65	(DA)	(DA)
	250	ml	6752,33	3714,28	25080044
	125	ml	4449,17	933,59	4153700,6
3	Château d’eau Draa El Azz de volume 500 m ³				
	Réservoir Surélevé	FFT	1		41883510
4	Château d’eau Ouled Belhadi de volume 550m ³				
	Réservoir Surélevé	FFT	1		46071860,78
Totale HT					184752562,5
TVA 19 %					35102986,88
TOTALE TTC					219855550

Source des prix : DRE Boumerdes.

VII.3 Protection et sécurité au travail:

VII.3.1 L’accident du travail :

Selon le Code de la Sécurité Sociale:

"Est considéré comme accident du travail quelle qu'en soit la cause, l’accident survenu Par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise." On distingue:

- a. Accident du travail avec arrêt.
- b. Accident du travail avec incapacité permanente.

VII.3.2 Les causes des accidents de travail :

L’accident du travail n’est jamais le fait d’un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaitre une multitude de causes s’ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l’accident. Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteur classés en deux catégories distinctes:

- Facteur matériel.
- Facteur humain.

VII.3.2.1 Le facteur matériel:

Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit:

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier
- ✓ De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
- ✓ Des outils et machines utilisés : implantation, entretien
- ✓ De l'exécution du travail : difficultés particulières
- ✓ Du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques, etc.
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation. Protection etc.

VII.3.2.2 Le facteur Humain :

Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit:

- ✓ Manque de contrôle et négligence
- ✓ La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- ✓ Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- ✓ Erreurs de jugement ou de raisonnement
- ✓ Importance durant les différentes phases de réalisation.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.3.2.3 Liste des conditions dangereuses :

- ✓ Installations non protégées.
- ✓ Installations mal protégées.
- ✓ Outillages, engins et machines en mauvais état.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défaut dans la conception et dans la construction.
- ✓ Matières défectueuses.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.
- ✓ Eclairages défectueux
- ✓ Facteurs d'ambiance impropres.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

VII.3.2.4 Liste des 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.
- ✓ Adopter une position peu sûre.
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.

VII.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VII.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.)

VII.4.2 Autre protections :

- ✓ Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- ✓ Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- ✓ Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus de laisser une distance suffisante entre eux.

VII.4.3 Protection collective:**VII.4.3.1 : Application des lois sur chantier :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- ✓ Application stricte des règlements de sécurité.
- ✓ Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VII.4.3.2 Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- ✓ Affecter des personnes qu'il faut.
- ✓ 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.

VII.4.3.3 Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les travaux qui vont avoir lieu sur chantier avec les principaux engins utilisés pendant la réalisation.

L'estimation du coût du projet à travers l'évaluation des différentes tâches qui vont constituer ce projet a révélé un coût total de **219855549,4DA**.

Conclusion générale

Ce projet nous a été proposé par la DRE de Boumerdes, nous nous sommes appliqués à définir, analyser et améliorer le système d'alimentation en eau potable des localités de Draa el azz et Ouled Belhadi. Pour ce faire, nous avons :

Commencé par étudier les caractéristiques de la zone d'étude et estimé ses besoins en eau à l'horizon 2049. Nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme pour les deux localités ainsi que pour l'ACL, qui fait partie du schéma de distribution, sont de 20742.42 m³/j soit 240,07l/s, ne sont pas satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les forages. Ceci nous a obligé à prévoir un piquage sur une conduite existante provenant de la station de traitement de Boudouaou arrivant à la région d'étude.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons effectué une étude technico-économique qui a donné des diamètres (315mm, 250mm, 150mm) avec des vitesses acceptables.

La nature du relief exige l'implantation de deux réservoirs de capacité 550m³ et 500m³ au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire.

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté un nouveau réseau en PEHD, à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. On a obtenu des pressions et des vitesses acceptables.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, et on a aussi défini à chacune, une pose adéquate à son emplacement dans le terrain.

Nous avons aussi défini les différentes tâches à accomplir sur chantier ainsi que des précautions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin d'assurer les besoins en eau de la population de la zone d'étude.

Références bibliographique

- **SALAH Boualem** (E.N.S.H 1994) : Cour d'alimentation en eau potable.
- **Jacque Bonvin** : Hydraulique urbaine I Captages- Réseaux d'adduction-réservoirs- Réseaux de distribution-Equipemets- pompes – petites centrales hydrauliques (Version (2005))
- **BURGEAP** (octobre 2000) : guide des projets adduction d'eau potable en milieu rural
- **Dupont A. (1979)** : Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2, édition Eyrolles, Paris.
- **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.
- **Montpellier** : Guide technique de l'eau potable (Octobre2017).
- **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.
- **Montpellier** : Guide technique de l'eau potable (Octobre2017).
- **MERZOUK HILLAL** « ADDUCTION EN EAU POTABLE A PARTIR D'UN PIQUAGE SUR LA CONDUITE PRINCIPALE (BARRAGE TILES-DIT-ATH MANSOUR (W.BOUIRA)) VERS MANSOURA (W.BORDJ BOU ARRERIDJ) » ,Mémoire de fin d'étude, ENSH, Octobre 2011.
- **HAMMOUCHE ABDESSAMED** « ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAUPOTABLE DES CENTRES RURAUX DE MARAMENE,BROSSETTE ET SIDI MOUSSA (W. BLIDA) », Octobre 2011
- Document de la D.R.E

Annexe I

.La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe II

Tableau des prix des conduites en PEHD 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
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	34,68	40,58
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	44,25	51,77
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	68,77	80,46
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	107,64	125,94
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	164,45	192,41
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	260,13	304,35
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	367,77	430,29
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	420,42	491,89
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	626,34	732,82
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	797,94	933,59
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 307,02	1 529,21
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	2 044,90	2 392,53
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	3 174,60	3 714,28
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	5 062,20	5 922,77
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	8 122,40	9 503,21
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	12 066,60	14 117,92
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	19 110,00	22 358,70

Tableau des prix des conduites en PEHD PN 16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39,47	46,18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62,79	73,46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98,67	115,44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152,49	178,41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236,21	276,37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376,74	440,79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529,23	619,20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614,90	719,43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912,34	1 067,44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181,18	1 381,98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930,50	2 258,69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031,60	3 546,97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690,40	5 487,77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436,00	8 700,12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012,00	14 054,04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881,50	20 921,36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	28 392,00	33 218,64

Source : DRE Boumerdes