

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boudouaou El Bahri (w.Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-17

APA Citation (توثيق APA):

Malek, Chahrazed (2017). Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boudouaou El Bahri (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AEP

THEME

**Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation
En eau potable de la commune de boudouaou el bahri
(w.boumerdes)**

Présenté Par :

M^{elle} :malek chahrazed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Président
M ^{me} S.BELABES	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.BOUFEKANE	M.A.A	Examinateur
M ^{me} F.DERNOUNI	M.A.A	Examinatrice
M ^r B.SALAH	Professeur	Promoteur

septembre/2017

Remerciements

Avant toute chose je dois remercier Allah le tout puissant pour la volonté, le courage et la patience qu'il m'a apporté pour pouvoir réaliser ce travail.

*A mon promoteur, Monsieur **B.SALAH**. qui m'a chaleureusement accueillie au sein de son service. Je lui suis reconnaissante pour m'avoir témoignée sa confiance, ses encouragements et sa disponibilité pour la réalisation de ce mémoire.*

*A Monsieur **AMMARI** .qui me fait l'honneur de présider notre jury. je le remercie également de nous avoir transmis son savoir au cours de notre cursus universitaire.*

*A madame **DERNOUNI**, monsieur **BOUFEKANE** et madame **BELABBAS**.qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail.*

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements et mes profonds respects à mes très chères familles qui ont été toujours là avec moi, et qui, grâce à eux, je suis là aujourd'hui, à mes amis et à toute personne qui a contribué même avec un mot de soutien. je les remercie pour croire en moi.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire en priorité à mes parents qui m'ont toujours guidé et orienté et en particulier pour leurs encouragements durant tout mon cursus universitaire.

A mes grand parents, avec toute ma reconnaissance pour votre aide, vos encouragements si précieux.

Je dédie également ce mémoire à mes tantes, mes oncles et mes cousins et cousines.

Je n'oublie pas mon frere hichem et sœur lina .

A mes amis soheib, afaf ,amina, hala ,hadjer ,rim,romaissa,imene,wissem,zahra,imene, romaissa,asma , tata fatima merci de m'être fidèles et d'être toujours là pour moi .

Mon promoteur Monsieur B.SALAH.

A mes collègues et professeurs de l'ENSH.

A tous ceux qui m'ont soutenue au cours de la réalisation de ce mémoire.

Sohaib

يعتبر نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة بودواو البحري بولاية بومرداس جديدة غير انه يتضمن بعض المشاكل التي أدت إلى عرقلة السير الحسن لهذا النظام الذي لاحظناه في نقص السرعة و عدم الكفاية في التخزين

الهدف العمل الذي قمنا به يهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة بودواو البحري ، بمعنى تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب وتوزيع المياه وكذلك هياكل التخزين (خزانات المياه)، للوضعية الحالية واقتراح حلول للحصول على السير الحسن للشبكة. هذه الدراسة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات لتلبية حاجيات المستهلكين في الحالة الراهنة والحالة المستقبلية (آفاق الدراسة 2045).

المحاكاة الرقمية باستخدام ابانات سمح لنا بدراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب

Résumé

Le système d'AEP de Boudouaou el Bahri (w.boumerdes) est récent mais il révèle des anomalies qui engendrent un mauvais fonctionnement de ce dernier (les faibles vitesses et l'insuffisance en stockage)

Notre travail consiste à faire un diagnostic de ce système en déterminant les défaillances du réseau de distribution, d'adduction ainsi les ouvrages de stockage (réservoirs) de l'état actuel et proposer des solutions pour avoir le bon fonctionnement du système. Des recommandations ont été proposées afin d'améliorer l'alimentation en eau potable de la commune et garantir le bon fonctionnement du système à l'horizon de 2045

La simulation numérique par l'outil EPANET nous a permis de diagnostiquer et de réhabiliter le réseau étudié

Abstract

The supply system of Boudouaou el Bahri is recent but reveals some anomalies that annoy its good functioning (low speed and lack of storage). Our work consists in making a diagnosis of the water supply network of Boudouaou el Bahri City, so the determination of the problems of the distribution system, adduction and storage tanks of the current state and propose solutions to have the correct operation of the network. Recommendations have been proposed to improve the city drinking water supply and ensure the proper functioning of the system, in the study horizon 2045. The numerical simulation by the use of EPANET helped us to calculate the studied network

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :	1
I.1 Situation géographique :	1
I.2 Accessibilité	1
I.3 Caractéristiques physiques	2
I.4 situation hydraulique :	5
Conclusion :	7

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Introduction :	8
II.1 Evolution de la population:	8
II.2 Estimation de la population actuelle et future	9
II.3 Estimation des Besoins en eau actuelle et future	10
II.3.1 Besoins en eau domestique	10
II.3.2 Besoins des équipements publics	10
II.4 Caractéristiques de la consommation en eau du système d'AEP	15
II.4.1 : Débit maximum journalier ($Q_{max,j}$)	15
II.4.2 Débit moyen horaire	16
II.4.3 Débit maximum horaire	16
II.4.4. Consommation minimale journalière	17
II.4.5 .Consommation minimale horaire	17
II.5 Détermination du bilan des ressources actuelles et futures	19
Conclusion	28

CHAPITRE III: Diagnostic physique et hydraulique du réseau

Introduction :	29
III. 1 Réseau de distribution	29

III. 2 diagnostic physique du réseau	30
III.3 diagnostic hydraulique du réseau de distribution.....	37
III.3.1 Réseau d'ACL.....	37
III.3.1.1 Détermination des débits	37
III.3.1.2 Fonctionnement et simulation du réseau AEP existant.....	43
III.3.1.3 Résultat de la simulation.....	44
III.3.2 Réseau de gouigah.....	53
III.3.2.1 Calcul de débit.....	53
III.3.2.2 Résultat de simulation	56
Conclusion	60

CHAPITRE IV :Réhabilitation

Introduction :.....	61
IV.1 choix du système de distribution	61
IV .2 Choix du matériau des conduites.....	61
IV .3 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	62
IV.3.1 Pour le réseau ACL (chef lieu)	62
IV.3.1.1 calcul des débits.....	62
IV .3.1.2 Résultats de simulation.....	65
IV.3.1.3 Constatation et interprétation des résultats de la simulation.....	68
IV.3.2 Réseau de gouigah.....	69
IV.3.2.1 Calcul de débit.....	69
IV.3.2.2 Résultat de simulation	71
IV.3.2.3 Constatation et interprétation des résultats de la simulation	73
Conclusion	73

CHAPITRE V : les réservoirs

Introduction.....	74
V.1 Le rôle des réservoirs.....	74
V.2 Classification des réservoirs.....	74
V.3 Équipement du réservoir	75
V.4 Emplacement des réservoirs.....	75

V.5 Ouvrages de Stockage	76
V.6 évaluation des besoins en stockage	82
V.6.1 Estimation de besoin en stockage de réservoir de Hlaimia.....	83
V.6.2 Estimation de besoin en stockage de réservoir de ACL Boudouaou El Bahri	85
V.6.3 Estimation de besoin en stockage de réservoir de Gouigah	86
V.6.4 Estimation des besoins pour l'agglomération plateau	88
Conclusion.....	90

CHAPITRE VI :adduction et pompage

Introduction	91
VI.1. Généralité sur l'adduction	91
VI.1.1. Définition	91
VI.1.2. Type de l'adduction	91
VI.1.3. Les critères de choix du tracé	91
VI.1.4 Choix des matériaux de canalisation.....	92
VI.2 Diagnostic de l'adduction existante	92
VI.2.1 Résultat de simulation de l'adduction actuelle	93
VI.3 Etude d'adduction	94
VI.3.1 Calcul hydraulique et dimensionnement de l'adduction.....	95
VI.3.2 résultat de simulation	106
VI.4 Pompage	107
VI.4.1 : station de pompage existante.....	107
VI.4.2 Choix du type et nombre de pompes	108
Conclusion.....	112

Chapitre VII :protection contre le régime transitoire

Introduction.....	113
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	113
VII.1.1 Définition	113
VII .1.2 Cause du coup de bélier.....	113
VII .1.3Risques dus aux coups de bélier	113
VII .I.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	114

VII .1.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	115
VII.2 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier.....	116
VII.2.1 Calcul des réservoirs d'air.....	117
VII.2.2 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT	118
Conclusion	120

Chapitre VIII : les accessoires du réseau

Introduction.....	121
VIII.1 Les robinets.....	121
VIII.1.1 Les robinets vannes de sectionnement.....	121
VIII.1.2 Les vanne d'isolement.....	121
VIII.1.3 Des vannes de décharge	121
VIII.1.4 Vannes papillons	122
VIII.1.5 Des clapets anti retour	122
VIII.2 Des ventouses	123
VIII.3 By-pass	123
VIII.4 Des crépines	124
VIII.5 Les organes de mesure	124
VIII.6 Un réservoir anti-bélier	125
VIII.7 Les organes de raccordement	125
VIII.7.1 Coudes	125
VIII.7.2 Cônes	125
VIII.7.3 Tés	125
VIII.7.4 Joints de démontage.....	125
Conclusion	126

Chapitre IX : organisation de chantier

Introduction.....	127
IX.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP.....	127
IX.2 Matérialisation de l'axe.....	127
IX.3 Nivellement de la plate-forme de pose.....	127
XI.4 Les engins utilisés.....	128

IX.5 Décapage de la couche de terre végétale.....	128
IX.5 Décapage de la couche de terre végétale.....	129
IX.6 Excavation des tranchées.....	129
IX.7 La profondeur (Htr).....	129
IX.8 Le volume des déblais.....	130
IX.9 Section de la tranchée.....	131
IX.10 Volume à excaver.....	131
IX.11 Le volume des remblais.....	132
IX.12 Evaluation du projet	132
IX.13 Devis estimatif d'établissement du projet.....	132
IX.14 Devis global.....	133
Conclusion.....	134

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : Caractéristiques du réservoir HLAIMA.....	5
Tableau I.2 : Caractéristiques des différents réservoirs	5

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II.1 : Données de la population de la commune de Boudouaou el bahri en 2008	8
Tableau II 2 : Prévision de la population aux différents horizons.....	9
Tableau II.3 :Estimation des besoins en eau domestiques de toute la commune de Boudouaou el bahri.....	10
Tableau II 4 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (ACL).....	11
Tableau II 5 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (Gouigah).....	11
Tableau II 6 :Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (Plateau).....	12
Tableau II .7 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (ZE Sidi Mhamed).....	12
Tableau II 8 :Besoins moyens journaliers des différents consommateurs au futur (ACL)...	13
Tableau II 9 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs au futur (Gouigah)	
Tableau II 10 : Besoins des différentes consommations au futur (plateau).....	14
Tableau II 11 : Récapitulation des besoins en eaux moyens domestiques et des équipements actuels et futurs de Boudouaou El Bahri.....	15
Tableau II. 12 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.13 : Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	17
Tableau II.14 : Besoins maximums totaux de la commune Boudouaou El Bahri.....	17
Tableau II.15 : Besoins moyens totaux horaires de la commune Boudouaou El Bahri.....	18
Tableau II.16 : Besoins maximums horaires de la commune de Boudouaou el Bahri	18
Tableau II. 17 : Besoins minimums journaliers de la comune de Boudouaou el Bahri	18
Tableau II.18 : besoins minimums horaires de la commune de Boudouaou el Bahri.....	18
Tableau II.19 :Bilan de la ressource actuelle en comparant les besoins en eau des différents consommateurs avec la ressource disponible actuelle avec la prise en compte des besoins de la ZEST	19
Tableau II .20 : Bilan de la ressource future en comparant les besoins en eau des différents consommateurs avec la ressource actuelle après sans renforcement par l'apport de SPIK3 avec la prise en compte des besoins de la ZEST.....	19
Tableau II .21 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	20

Tableau II .22 :Variation des débits horaires de la commune de la commune d'ACL (chef lieu) (2017).....	21
Tableau II .23 : Variation des débits horaires de la commune d'ACL(2045).....	21
Tableau II .24 :Variation des débits horaires de la commune de la commune de gouigah (chef lieu) (2017).....	23
Tableau.II.25 :Variation des débits horaires de la commune de Gouigah(2045).....	24
Tableau II.26 : Variation des débits horaires de la commune de la commune de plateau (2017).....	26
Tableau II.27 :Variation des débits horaires de la commune de plateau (2045).....	26

Chapitre III : Diagnostic physique et hydraulique du réseau

Tableau III.1 : Débits routes et nodaux du réseau (cas de pointe)	39
Tableau III.2 : Etat des nœuds du réseau de distribution (cas de pointe).....	44
Tableau III.3 : Etat des tuyaux du réseau de distribution (cas de pointes).....	46
Tableau III.4 : Etatdes nœuds du réseau de distribution (cas de pointe+incendie).....	48
Tableau III.5 : État des Arcs du Réseau.....	50
Tableau III.6 : debits routes et nodaux du reseau	54
Tableau III.7 : Etatdes nœuds du réseau de distribution (cas de pointe).....	56
Tableau III.8 : État des Arcs du Réseau cas de pointe.....	57
Tableau III.9 : Etat des nœuds du réseau de distribution (cas de pointe+incendie).....	58
Tableau III.10 : État des Arcs du Réseau (cas de pointe + incendie).....	59

Chapitre IV : Réhabilitation

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	63
Tableau IV.2 :Résultats de la simulation sur les nœuds.....	66
Tableau IV.3 : Résultats de la simulation sur les conduites.....	67
Tableau IV.4: debits routes et nodaux du reseau(cas de pointe).....	70
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation sur les nœuds.....	71
Tableau IV.6: Résultats de la simulation sur les conduites.....	72

Chapitre V : Les réservoirs

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.	
V.1 :Caractéristiques du château d'eau de Hlaimia	77
Tableau V.2: Caractéristiques de réservoir surélevé de Boudouaou El Bahri.....	78
Tableau V. 3 : Caractéristiques du réservoir surélevé de Gouigah.....	79
Tableau V .4 : Caractéristiques de réservoir de Haouchcastelle.....	80

Tableau V.5 : Caractéristiques des réservoirs de stockage.....	81
Tableau V.6 : capacité horaire de réservoir de Hlaimia.....	83
Tableau V.7 : besoins en stockage des localités desservies à partir de château d'eau de Hlaimia.....	84
Tableau V.8 : capacité horaire de réservoir de l'ACL de Boudouaou El Bahri.....	85
Tableau V.9 : besoins en stockage de l'agglomération chef lieu de Boudouaou el bahri.....	86
Tableau V.10 : capacité horaire de réservoir de Gouigah.....	86
Tableau V.11 : besoins en stockage de l'agglomération Gouigah	87
Tableau V.12 :capacité horaire des deux réservoirs de Plateau.....	88
Tableau V.13 : Besoins en stockage de l'agglomération plateau	89

Chapitre VI : adduction et pompage :

Tableau VI.1 : caractéristiques des conduites d'adduction.....	93
Tableau VI.2 : Etat des conduite du réseau d'adduction actuelle de la commune de Boudouaou el Bahri.....	94
Tableau VI.3 La variation de prix du KWh d'énergie en fonction des heures de la journée.....	96
Tableau VI.4 : la variation du coefficient M selon le type de matériaux de construction des conduites	96
Tableau VI.5 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	97
Tableau VI.6 La variation du coefficient α en fonction du type de matériaux de construction des conduites.....	97
Tableau VI.7 La variation des coefficients m et β	97
Tableau VI.8 calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour le tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).....	100
Tableau VI.9 calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour le tronçon (station de pompage- R250ZESTCENTRE).....	100
Tableau VI.10 : calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour le tronçon (station de pompage- R500PLTEAUPRO).....	101
Tableau VI.11 Les frais d'exploitation pour le tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).....	101
Tableau VI.12 Les frais d'exploitation pour le tronçon (station de pompage-R250ZESTCENTRE).....	101
Tableau VI.13 Les frais d'exploitation pour le tronçon (station de pompage-R500PLATEAUPRO).....	102.
Tableau VI.14 Les frais d'amortissement pour le tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).....	102

Tableau VI.15 Les frais d'amortissement pour le tronçon (station de pompage-R250ZESTCENTRE).....	102
Tableau VI.16 Les frais d'amortissement pour le tronçon (station de pompage-R500PLATEAUPRO).....	103
Tableau VI.17 Le bilan des coûts pour le tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).....	103
Tableau VI.18 Le bilan des coûts pour le tronçon (station de pompage-R250ZESTCENTRE).....	103
Tableau VI.19 Le bilan des coûts pour le tronçon (station de pompage-R500PLATEAUPRO).....	104
Tableau VI.20 les diamètres choisis pour chaque tronçon.....	105
Tableau VI.21 Etat des conduite du réseau d'adduction de l a commune de Boudouaou el Bahri.....	106
Tableau VI.22 : Caractéristiques des adductions existantes	107
Tableau VI.23: caractéristiques de conduites de refoulement.....	108
Tableau VI.24: Les différentes variantes de pompes de la 1ere adduction.....	108
Tableau VI.25: Les différentes variantes de pompes de la 2eme adduction.....	109
Tableau VI.26: Les différentes variantes de pompes de la 3eme adduction.....	110

Chapitre VII : protection contre le régime transitoire

Tableau VII.1: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	119
Tableau VII.2: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	119
Tableau VII.3: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement.....	120

Chapitre IX : organisation de chantier

Tableau IX.1 : les engins utilisés.....	128
Tableau IX.2 : Choix du coefficient du talus.....	130
Tableau IX.3 calcul de volume de déblai.....	131
Tableau IX.4 : calcul de volume du remblai.....	132
Tableau IX.5 : Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages	133
Tableau IX.6 : Devis estimatif global.....	133

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE II:ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLEDE L'AGGLOMERATION

Figure II.1 : Graphique de consommation de l'agglomération de ACL	22
Figure II.2 : courbe integrale de consommation de l'agglomeration de l'ACL.....	23
Figure II.3 : Courbe de consommation de l'agglomération de gouigah	25
FigureII.4 : Courbe intégrale de consommation de l'agglomeration de Gouigah	25
Figure II.5 : Graphique de consommation de l'agglomération de plateau.....	27
Figure II.6 : Courbe intégrale de consommation de l'agglomération de plateau	28

Chapitre III : Diagnostic physique et hydraulique du réseau

Figures III.1 III.2..... III.10 : l' état des differents regards.....	36
Figure III.11 : réseau actuel de l'ACL.....	43
Figure III.12 : réseau actuel de Gouigah.....	56

Chapitre IV : Réhabilitation

Figure IV.1 : réseau d'ACL réhabilité.....	65
Figure IV.2 : réseau de gouigah réhabilité.....	71

Chapitre V : Les réservoirs

Figure V.1 :Réservoir de Hlaimia 1000 m ³	76
FigureV.2 : réservoirGouigah.....	80
FigureV.3 : réservoir de volume 100 m3 boudoudaouelbahri.....	81

Chapitre VI : adduction et pompage :

Figure VI.1 : Schéma de simulation de l'adduction actuelle de la commune de boudouaou el bahri.....	93
Figure VI.2 Le bilan des frais du tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).....	104
Figure VI.3 Le bilan des frais du tronçon (station de pompage-R250ZESTCENTRE).....	105
Figure VI.4 Le bilan des frais du tronçon (station de pompage-R500PLATEAUPRO).....	105
Figure VI.5 Schéma de simulation de l'adduction projetée de la commune de boudouaou el bahri.....	106
Figure VI.6 : station de pompage de Boudouaou El Bahri.....	107
Figure VI.6 Les courbes caractéristiques de la pompe PM 100.....	109
Figure VI.7 Les courbes caractéristiques de la pompe PM 65.....	110
Figure VI.8 Les courbes caractéristiques de la pompe MEC_A2/80.....	111

Chapitre VII : protection contre le régime transitoire

Figure VII.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélien en cours des phases defonctionnement.....	115
Figure VII.2 : Schéma des quatre phases du coup de bélien.....	116

Chapitre VIII : les accessoires du réseau

Figure VIII.1 : Robinets vanne papillon (Source :pamline.fr).....	122
Figure VIII.2 :Clapet anti retour (manomano.fr/clapet-anti-retour).....	122
Figure VIII.3 :Mode de fonctionnement d'une ventouse.....	123
Figure VIII.4 : Manomètre	124

Chapitre IX : organisation de chantier

Figure IX.1 : Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire.....	130
---	-----

Liste des planches

Planche 1 : tracé en plan du réseau de distribution de la zone chef lieu et gouigah de la commune de boudouaou el bahdri (w.boumerdes)

Planche 2 : tracé de l'adduction de la commune de boudouaou el bahri (w.boumerdes)

Planche 3 : profil en long de la conduite principale de la zone chef lieu de boudouaou el bahri (w.boumerdes)

Planche 4 : profil en long de la conduite d'adduction de station de pompage vers le réservoir 500 m3 de plateau projeté

Liste des annexes

Annexe VI.1 : Le prix du mètre linéaire des conduites en PEHD (PN6) suivant le catalogue de CHIALI.

Introduction générale :

Beaucoup d'infrastructures ont été réalisées en Algérie ces dernières années afin de satisfaire les besoins en eau de la population et cela est pour cause de l'indispensabilité de l'eau dans la vie quotidienne de l'HOMME et pour son bien-être.

Mais malgré toutes ces infrastructures et ces efforts l'Algérie subit toujours un manque de distribution et de gestion d'eau.

Cette présente étude s'inscrit dans le cadre d'un projet visant à améliorer l'approvisionnement en eau potable de centre urbain de la commune de boudouaou el bahri

Cette commune est dotée d'un système d'AEP récent néanmoins il révèle des anomalies qui engendrent un mauvais fonctionnement de ce dernier nous sommes appelés donc à le diagnostiquer et envisager des solutions pour pouvoir satisfaire les besoins en eau actuel et à l'horizon futur de la population.

Notre tâche consiste également à diagnostiquer et réhabiliter si nécessaire les différents éléments formant le système d'alimentation en eau potable tels que le réseau, l'adduction, l'alimentation de la nouvelle ville touristique, les réservoirs de stockage et à projeté contre le régime transitoire qui est le coup de bélier, et la protection des canalisations par la bonne pose de canalisations, et organiser le chantier pour la réalisation du projet, et entamé les différentes méthodes de calcul et utiliser les différents logiciels tels que EPANET .

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

L'objectif de ce chapitre c'est de connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, hydrogéologique .Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres qui prévalent au niveau de BOUDOUAOU EL BAHRI wilaya d'ALGER. Ces caractéristiques nous seront utiles pour l'établissement de notre projet.

1.1-Situation géographique

Issue du découpage administratif de 1984, la commune de Boudouaou El Bahri est située dans la partie Nord-Ouest de la wilaya de Boumerdès, à l'extrémité Est de la Mitidja centrale, à distance de 10 Km de son chef-lieu de wilaya et de 35 Km de la capitale (Alger). Elle s'étend sur une superficie de 1 443 Ha, et est limitée :

- Au Nord par la mer méditerranéenne
- A l'Est par la commune de Corso.
- Au Sud par la commune de Boudouaou.
- A l'Ouest par la commune de Réghaïa (wilaya d'Alger).



Figure I.1 carte de situation de la zone d'étude

1.2-Accessibilité

La commune de Boudouaou El Bahri est accessible à partir de deux voies importantes :

La RN 24 qui traverse la commune d'Est en Ouest et la relie à Boumerdès d'une part et à Alger d'autre part.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le CW 222 qui la relie avec la commune de Boudouaou lui permet un accès au chef-lieu de Wilaya à partir de la RN 24.

I.3- Caractéristiques physiques

➤ *Hydrographie :*

Il existe un Oued pérenne, c'est Oued Boudouaou qui prend naissance dans le Sud, sur les hauteurs du Djebel Bouzegza et descend vers la Mitidja sur une dizaine de Kilomètres, puis rejoint la mer où il trouve son exutoire, ceci dans le Nord-Est de notre site. Ajoutant à cela l'existence d'un affluent qui prend naissance au sud de la RN 24 et continue parallèlement à cette dernière dans le sens Ouest-Est et puis rejoint Oued Boudouaou dans le Nord.

➤ *Hydrogéologie :*

La nappe phréatique la plus importante est celle contenue dans les sables argileux rouges et dans les limons à cailloutis. Celle-ci est à faible profondeur.

➤ *Géologie*

Les formations géologiques datent essentiellement du quaternaire actuel ou ancien et du pliocène à l'exception des faciès granitiques. La stratigraphie se lit du plus récent au plus ancien.

(AP) – sable de plage. Sable fin longeant le bord de mer.

a3- Marécage : Ce sont des dépôts limoneux, vagues ou tourbeux occupant une zone sur la rive Ouest de l'Oued Boudouaou.

a2- Alluvions récentes : Ce sont des limons, mélangés à des cailloutis occupant les berges et l'embouchure de Oued Boudouaou.

O3 cm : terrasse marine : à coquilles de lumachelles, elle occupe une bande côtière à l'Ouest et au Nord de la ville de Boudouaou El Bahri.

as : Sable plus ou moins argileux, ayant une coloration rougeâtre : c'est la formation la plus répandue sur le site.

P2L : Faciès sablo-argileux : il est d'âge astien de la fin du pliocène constitue une langue au Sud Est du site à proximité de l'Oued.

MMA : Formation argilo-marneuse, située sur la côte Ouest au -dessus de la ferme Sainte Marie.

S. Granite : Roche éruptive, affleure sous la forme d'un bloc de granite allongé du Nord-Est, au Sud-Ouest des éboulis de même nature surplombent la mer.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

➤ *Géotechnique*

Le zoning géotechnique du site est le résultat du croisement des quatre (04) classes comme suites (favorables, moyenne, propriétés variables et défavorables) ; il existe trois (03) facteurs essentielles :

- 1) facteur Géologie : éviter tous les terrains posant des problèmes de glissement et d'éboulement.
- 2) facteur Morphologie : les pentes douces sont avantageuses quant au coût de la construction.
- 3) facteur Hydrogéologie : pour la géotechnique la nappe doit être au moins de 4 mètres de profondeur sinon les travaux de drainage sont devenus très coûteux.

➤ *Sismicité*

La plaine de Mitidja par l'épaisseur de ses alluvions de couverture joue un rôle de coussinet amortissant, les secousses de la limite de la Mitidja et du Sahel (rez El Affroun) à cette effet les règles parasismiques Algériennes daté au cours des années 1999 au 2003 établie par le Centre de génie parasismique (CGG) la commune de Hammadi est classée dans la zone (III).

➤ *Climat*

Compte tenu de sa situation géographique à proximité de la mer. Boudouaou El Bahri est soumise à un climat de type méditerranéen avec un hiver pluvieux et doux et un été sec et tempéré. La température moyenne annuelle est de 18°C et la température moyenne en été, 24°C. Celle ci est adoucie par la proximité immédiate de la mer.

Sur le plan de la pluviométrie, cette commune reçoit un volume de précipitation de 600 mm par an, répartie sur 73 jours. Les mois d'hiver (novembre, décembre, janvier) reçoivent plus de la moitié du total.

➤ *Températures*

Les températures moyennes mensuelles de la commune de Boudouaou El Bahri sont présentées ci dessous:

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La température annuelle étant de 18°C en mois d'Août, par contre la température moyenne d'été est de l'ordre de 24° C.

➤ *Vents*

Les vents d'Ouest dominant sur littoral et soufflent de mois de Novembre au mois de Mai; chargés de pluie. Les vents d'Est quant à eux transportent une humidité et une fraîcheur qui amoindrit les chaleurs de l'été.

➤ *Grêle*

Les chutes de grêle peuvent tomber exclusivement en hiver, par contre leur effet est nocif sur les cultures maraîchères et agrumes.

➤ *Pluviométrie*

La pluviométrie de la commune de Boudouaou El Bahri en moyenne de 600 mm de pluie par an, les Pluies se répartissent sur 73 jours, leurs hauteurs augmente avec l'altitude ; par contre le Minimum de pluie se situant entre le mois de novembre et le mois de janvier.

➤ *Hydrologie*

La nappe d'eau est alimentée par l'Ouest de Boudouaou qui prend naissance au Sud sur les hauteurs du Djebel Bouzegza et descend vers la Mitidja sur une distance de douze (12) km, sa position est de Nord - Est de la commune elle est moins profonde, par contre au Sud elle est beaucoup plus profonde.

La commune de Boudouaou El Bahri contient un seul (01) oued principal (Oued Boudouaou) est alimenté en eau potable par intermédiaire des forages sur la nappe d'eau.

Le territoire est traversé par les oueds selon une direction Sud-Est/Nord-Ouest que sont: oued Smar, oued Barak, oued Hamiz.

➤ *L'oued de Boudouaou*

L'oued de Boudouaou prend sa source à partir du Barrage de Keddara dans la montagne de Bouzegza à une altitude de 1039 m. Il a un cheminement normal jusqu'au barrage de Keddara qui aboutit enfin à l'embouchure de l'Oued.

L'Oued Boudouaou est alimenté en eau par deux (02) Oueds :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- Oued Bouzegza.
- Oued El Had.

I.4 situation hydraulique

➤ Ressources en eau :

L'agglomération de Boudouaou El Bahri est alimentée actuellement à partir du réservoir surélevé, de volume 1000 m³ de HLAIMA situé à Boudouaou, à son tour alimenté à partir de l'adduction gravitaire de transfert des eaux du barrage de Taksebt.

Tableau I.1 : caractéristiques du réservoir HLAIMA

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote radier (m)	Cote de trop plein (m)	Emplacement	Etat
Réservoir surélevé	1000	100	106	HLAIMA	Bon- exploité

➤ Ouvrages de Stockage :

Tableau I.2 : caractéristiques des différents réservoirs

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote radier (m)	Cote de trop plein (m)	Emplacement	Etat
Réservoir surélevé	500	75	79.5	Centre Plateau	Bon- exploité
Réservoir surélevé	60	71	75	Centre Plateau	Dégradé- Non exploité
Réservoir surélevé	500	59.5	66.3	gouigah	Bon- exploité
Réservoir surélevé	500	55	59.5	Aclboudouaouelbahri	Bon- exploité
Réservoir surélevé	300	23	28.5	Aclboudouaouelbahri	moyen- Non exploité

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

➤ Réseau de distribution :

Le système d'alimentation en eau potable de chef lieu de Boudouaou El Bahri est un système à réservoir de tête.

Le réseau de distribution de Boudouaou El Bahri couvre la totalité de la zone d'étude. C'est un réseau mixte, il est de type combiné

Le réseau de Boudouaou El Bahri a été rénové récemment par des conduites en PEHD.

Une conduite de départ du réservoir 500 m³ en DN250 en PEHD pour alimenter le chef lieu de la commune de Boudouaou El Bahri. En s'éloignant du réservoir le diamètre diminue jusqu'au 40 mm.

Des diamètres allant de 40 mm jusqu'à 250 mm pour la distribution sont enregistrés.

➤ Adductions :

Le principe actuel d'adduction en eau potable de la commune de Boudouaou El Bahri se base essentiellement sur le renforcement de (SPIK) et (SPET) à partir de H'laimia.

L'adduction en eau de la commune se fait par la conduite de DN400mm en PEHD, provenant du château d'eau R1000 m³ surélevé de H'laimia vers la station de pompage qui se trouve à côté de la RN 24.

Une conduite d'adduction de DN 250 en PEHD provenant de la station de pompage vers le château d'eau 500 m³ de Chef lieu.

Une conduite d'adduction de DN250 en PEHD provenant de la station de pompage vers le château d'eau 500 m³ Gouigah.

Une conduite d'adduction DN200 en PEHD provenant de la station de pompage vers les châteaux d'eau de volume 500 m³ et 60 m³ alimentant l'agglomération secondaire Plateau.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique , topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilité pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du réseau existant (état des lieux).

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Introduction

Les réseaux de distribution doivent satisfaire les besoins en eau pour les différentes catégories formant l'agglomération : besoins domestiques, industriels, agricoles...etc.

L'estimation de ces besoins se fait à partir d'une norme fixée pour chaque catégorie de consommation. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Les consommateurs en eau sont classés comme suit :

- Besoins domestiques
- Besoins des équipements publics (scolaires, administratifs, sanitaires, culturels, commerciaux)
- Besoins industriels

II.1 Evolution de la population :

Tableau II.1 : Données de la population de la commune de Boudouaou el bahrien 2008

Localités	Nombre d'habitants
ACL	714
Gouigah	306
Plateau	11914
Sidi mhamed	760
Cité lagaremahsas	57
CW 222 domaine zanaz	30
Domaine alikhodja (ghezali)	6
Domaine alikhodjaechtjouene	92
Ferme	201
Houachmustapha	113
Haouchassi	218

Source : RGPH 2008

On adopte le taux d'accroissement moyen de la commune de Boudouaou El Bahri arrêté à

1.4 % selon le PDAU intercommunal.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

II .2 Estimation de la population actuelle et future :

La question de l'horizon du dimensionnement, se pose pour les systèmes d'alimentation en eau potable à « capacité évolutive », c'est-à-dire les systèmes susceptibles de desservir à l'avenir un nombre plus important d'usagers. C'est le cas de notre zone d'étude, vue les capacités d'extensions qui se présentent sur les terrains vastes. Nous devons évaluer les horizons suivants

- Horizon actuel (2017)
- Horizon à Court terme (CT 2025).
- Horizon à Moyen terme (MT 2035).
- Horizon à Long terme (LT 2045),

$$P = P_0 \cdot (1+X)^t$$

Où:

P : Population à l'horizon d'étude.

P₀: Population de base (2008).

X : taux d'accroissement.

t : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

TableauII 2: Prévision de la population aux différents horizons

Localité	Pop 2008	pop 2017	pop 2025	Pop 2035	pop 2045
ACL	714	809	904	1039	1194
Gouigah	306	347	388	445	512
Plateau	11914	13502	15090	17341	19928
Sidi Mhamed	760	861	963	1106	1271
Cité LagareMahsas	57	65	72	83	95
CW 222 Domaine Zanaz	30	34	38	44	50
Domaine Ali Khoja (Ghezali)	6	7	8	9	10
Domaine Ali Khoja Echiouene	92	104	117	134	154
Ferme	201	228	255	293	336
Haouch Mustapha	113	128	143	164	189
Haouch Assi	218	247	276	317	365

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

II.3 Estimation des Besoins en eau actuelle et future :

II.3.1 Besoins en eau domestique

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moy,j} = \frac{q \cdot N}{1000}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;

Q : dotation journalière en l/j/hab ;

On prend q = 180 l/j/hab

N : nombre de consommateurs ; besoins

Tableau II.3 : Estimation des besoins en eau domestiques de toute la commune de Boudouaou el bahri

Localités	besoin 2017 (m ³ /j)	Besoin 2025 (m ³ /j)	besoin 2035 (m ³ /j)	besoin 2045 (m ³ /j)
ACL	146	163	187	215
Gouigah	62	70	80	92
Plateau	2430	2716	3121	3587
Sidi mhamed	155	173	199	229
Cité lagaremahsas	12	13	15	17
CW 222 domaine zanaz	6	7	8	9
Domaine alikhodja (ghezali)	1	1	2	2
Domaine alikhodjaechtouene	19	21	24	28
Ferme	41	46	53	61
Haouchmustapha	23	26	30	34
Haouchassi	44	50	57	66
Total	2940	3286	3776	4339

II.3.2 Besoins des équipements publics

Les besoins publics sont évalués sur la base d'une dotation, soit par unité de surface occupée ou par capacité de production, soit par nombre d'usagers selon le cas, et l'importance de l'établissement.

Les tableaux suivants résument les besoins :

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II 4 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (ACL)

	ACL			
Equipement actuels	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
APC	Employé	125	15	1,875
Aire de jeux	M2	1000	5	5
Camp des jeunes	Places	60	150	9
Centre de santé	Patients	80	40	3,2
Colonie de vacances	Places	120	150	18
Commissariat	Employé	35	20	0,7
Ecole magistrat 1	Etudiant	110	20	2,2
Ecole magistrat 2	Etudiant	110	20	2,2
Ecole primaire	Eleves + enseignant	291	10	2,91
		0	0	0
Gendarmerie	Employé	60	40	2,4
Locaux commerciaux	Local	30	100	3
Mosquée	Fidele	500	15	7,5
PTT	Employé	9	15	0,135
Salle de sport	Adhérent	60	25	1,5
Salle polyvalente	Adhérent	60	25	1,5
Siège APC	Employé	30	15	0,45
				61,57

Tableau II 5 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (Gouigah)

	Gouigah			
Equipement actuels	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
CEM	Élève + enseignant	693	10	6,93
Cité universitaire	Lits	2323	200	464,6
Ecole primaire	Élève + enseignant	150	10	1,5
Mosquée	Fidèle	500	15	7,5
Mossalla	Fidèle	300	15	4,5
Caserne	Soldat	1500	50	75
				560.03

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II 6 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (Plateau)

	Plateau			
Equipement actuels	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
Annexe APC	Employé	30	15	0,45
Aire de jeux	M2	1000	5	5
Bibliothèque	Adhérent	120	15	1,8
Centre culture	Visiteur	120	15	1,8
Centre de santé	Centre de santé	80	40	3,2
Ecole primaire	Elève + enseignant	833	10	8,33
Locaux commerciaux	Local	50	100	5
Minoterie	Unité	1	5000	5
Mosquée	Fidèle	1600	15	24
Salle de soins	Patient	80	25	2
Salle polyvalente	Adhérent	80	25	2
Caserne	Soldat	1200	50	60
				118.58

Tableau II .7 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs (ZE Sidi Mhamed)

	Sidi mhamed			
Equipement actuels	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
Annexe APC	Employé	14	15	0,21
Centre de santé	Patient	60	40	0,9
Ecole primaire	Eleve + enseignant	180	10	3,6
Mosquée	Fidèle	900	15	9
Mossalla	Fidèle	450	15	4,5
Salle de soins	Patient	60	25	0,9
Stade communal	Unité	25	25	0,625
Caserne	Soldat	1000	50	50
Pépinière	M2	400	5	2
				78,785

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II 8 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs au futur (ACL)

Equipement futurs projetés	ACL			
	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
APC	Employé	125	15	1,875
Aire de jeux	M2	1000	5	5
Camp des jeunes	Places	60	150	9
Centre de santé	Patients	80	15	1,2
Colonie de vacances	Places	120	150	18
DGSN	Employé	35	20	0,7
Ecole magistrat 1	Etudiant	110	20	2,2
Ecole magistrat 2	Etudiant	110	20	2,2
Ecole primaire	Eleves + enseignant	291	10	2,91
Fourrière	M2	1	0	0
Gendarmerie	Employé	60	40	2,4
Locaux commerciaux	Local	30	100	3
Mosquée	Fidele	500	15	7,5
PTT	Employé	9	15	0,135
Salle de sport	Adhérent	60	25	1,5
Salle polyvalente	Adhérent	60	25	1,5
Siège APC	Employé	30	15	0,45
Maison de jeune	Adhérent	80	20	1,6
Protection civil	Employé	50	25	1,25
Sureté urbaine	Employé	35	25	0,875
Salle de cinéma	Places	150	15	2,25
Maternité	Lits	80	10	0,8
Crèche	Enfants	450	10	4,5
Terrain de sport	M2	5000	5	25
Centre commercial	Unité	1	1000	1
				96.845

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II9 : Besoins moyens journaliers des différents consommateurs au futur (Gouigah)

Equipement futurs projetés	Gouigah			
	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
CEM	Élève + enseignant	693	10	6,93
Cité universitaire	Lits	2323	200	464,6
Ecole primaire	Élève + enseignant	150	10	1,5
Mosquée	Fidèle	500	15	7,5
Mossalla	Fidèle	300	15	4,5
Caserne	Soldat	1500	50	75
Crèche	Enfants	350	10	3,5
Lycée	Eleves + enseignant	700	10	7
				570.53

Tableau II 10: Besoins des différentes consommations au futur (plateau)

Equipements futurs Projetés	Plateau			
	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoy ,j (m3/j)
Annexe APC	Employé	30	15	0,45
Aire de jeux	M2	1000	5	5
Bibliothèque	Adhérent	120	15	1,8
Centre culture	Visiteur	120	15	1,8
Centre de santé	Centre de santé	80	40	3,2
Ecole primaire	Elève + enseignant	833	10	8,33
Locaux commerciaux	Local	50	100	5
Minoterie	Unité	1	5000	5
Mosquée	Fidèle	1600	10	16
Salle de soins	Patient	80	25	2
Salle polyvalente	Adhérent	80	25	2
Caserne	Soldat	1200	50	60
CEM	Eleve+enseignant	750	10	7,5
Salle de sport	Adhérent	80	25	2
Maternité	Lit	80	10	0,8
Crèche	Enfant	300	10	3
Terrain de sport	M2	5000	5	25
Commerce	Unité	10	200	2
				150.88

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau III1: Récapitulation des besoins en eaux moyens domestiques et des équipements actuels et futurs de Boudouaou El Bahri

	ACL	Gouigah	Plateau	Sidi mhamed	Autres localités	Total
Domestiques actuels	146	62	2430	155	146	2939
Domestiques CT	163	70	2716	173	164	3286
Domestiques MT	187	80	3121	199	189	3776
Domestiques LT	215	92	3587	229	217	4340
Equipements actuels	62	560	119	79	0	820
Equipements actuels et futurs	97	571	151	79	0	898
Besoins actuels	208	622	2549	234	146	3759
Besoins CT	260	641	2867	252	164	4184
Besoins MT	284	651	3272	278	189	4674
Besoins LT	312	663	3738	308	217	5238

II.4 Caractéristiques de la consommation en eau du système d'AEP

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe une variation de la consommation, cette variation est d'autant plus forte que la période considérée est petite. Les consommations ne sont pas uniformément réparties dans le temps, elle dépend généralement de la :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.4.1 : Débit maximum journalier ($Q_{max,j}$)

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau d'adduction, il nous permettra de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Ce débit est donné par : $Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}$

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m³/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière;

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,3$; car notre zone d'étude est une agglomération de taille moyenne, donc la variation de la consommation est importante.

II.4.2 Débit moyen horaire :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\text{moy},j} / 24$$

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

- Avec : $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m³/h ;
 $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

II.4.3 Débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

$Q_{\max,h}$: débit max horaire en m³/h
 $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m³/h; $K_{\max,h}$: coefficient de pointe horaire ;

Pour le calcul de $K_{\max,h}$, on utilise la formule suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.12 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1 000	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
Bmax	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

II.4.4. Consommation minimale journalière :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy } j}$$

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j);

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$. $Q_{\text{moy } j}$:

Consommation moyenne journalière (m³/j).

On prend: $K_{\min,j} = 0,9$;

II.4.5 .Consommation minimale horaire

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy } h}$$

$Q_{\min,h}$: Consommation minimale horaire (m³/j);

$Q_{\text{moy } h}$: Consommation moyenne horaire (m³/j).

$K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire minimum,

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6. On prend 0,5
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Tableau II.13: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Les résultats de calculs des débits sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II.14 : Besoins maximums totaux de la commune Boudouaou El Bahri

Besoins maximums totaux journaliers (m ³ /j)						
	ACL	Gouigah	Plateau	Sidi mhamed	Autres localités	Total
Besoins actuels	239	715	2931	269	168	4323
Besoins CT	299	737	3297	290	189	4812
Besoins MT	327	749	3763	320	217	5375
Besoins LT	359	762	4299	354	250	6024

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II.15 : Besoins moyens totaux horaires de la commune Boudouaou El Bahri

Besoins moyens totaux horaires (m ³ /h)						
	ACL	Gouigah	Plateau	Sidi mhamed	Autres localités	Total
Besoins actuels	10	30	122	11	7	180
Besoins CT	12	31	137	12	8	200
Besoins MT	14	31	157	13	9	224
Besoins LT	15	32	179	15	10	251

Tableau II.16 : Besoins maximums horaires de la commune de Boudouaou el Bahri

Besoins maximums totaux horaires (m ³ /h)						
	ACL	Gouigah	Plateau	Sidi mhamed	Autres localités	Total
Besoins actuels	17	50	206	19	12	304
Besoins CT	32	80	232	31	20	521
Besoins MT	35	81	265	35	24	582
Besoins LT	39	83	303	38	27	653

Tableau II. 17 : Besoins minimums journaliers de la comune de Boudouaouel Bahri

Besoins minimums totaux journaliers (m ³ /j)						
	ACL	Gouigah	Plateau	Sidi mhamed	Autres localités	Total
Besoins actuels	187	560	2294	211	131	3383
Besoins CT	234	577	2580	227	148	3766
Besoins MT	256	586	2945	250	170	4207
Besoins LT	281	597	3364	277	195	4714

Tableau II.18 : besoins minimums horaires de la commune de Boudouaou el Bahri

Besoins minimum totaux horaires (m ³ /h)						
	ACL	Gouigah	Plateau	Sidi mhamed	Autres localités	Total
Besoins actuels	0,55	1,7	27,6	0,65	0,4	30,9
Besoins CT	0,7	1,75	31	0,7	0,45	34,6
Besoins MT	0,75	1,75	35,4	0,75	0,5	39,15
Besoins LT	0,85	1,8	40,4	0,85	0,6	44,5

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

II.5 Détermination du bilan des ressources actuelles et futures

Les Besoins en eau de la ZEST de Boudouaou el Bahri sont estimés à 3352 m³/j par le bureau d'études ANDT qui a été chargé par la direction de tourisme de la wilaya de Boumerdes d'effectuer l'étude d'aménagement de cette ZEST

Les ressources disponibles actuelles sont estimées à **8367** m³/j

Les ressources futures avec le renforcement (SPIK3) s'estiment à **15664** m³/j

II.5.1 Détermination du bilan de la ressource avec la prise en compte des besoins de la ZEST

Tableau II.19 : Bilan de la ressource actuelle en comparant les besoins en eau des différents consommateurs avec la ressource disponible actuelle avec la prise en compte des besoins de la ZEST

	Total avec ZEST (m ³ /j)	Ressources actuelles (m ³ /j)	Bilan avec ZEST (m ³ /j)
Besoins actuels	8239	8367	128
Besoins futur CT	8791	8367	-424
Besoin futur MT	9428	8367	-1061
Besoin futur LT	10161	8367	-1794

Tableau II .20 : Bilan de la ressource future en comparant les besoins en eau des différents consommateurs avec la ressource actuelle après sans renforcement par l'apport de SPIK3 avec la prise en compte des besoins de la ZEST

	Total avec ZEST (m ³ /j)	Ressources actuelles (m ³ /j)	Bilan avec ZEST (m ³ /j)
Besoins actuels	8239	15664	7425
Besoins futur CT	8791	15664	6873
Besoin futur MT	9428	15664	6236
Besoin futur LT	10161	15664	5503

➤ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II .21 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10 000	10 001 à 50 000	50001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	3.6	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

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II .22 :Variation des débits horaires de la commune de la commune d'ACL (chef lieu) (2017)

Heures	Consommation totale Q _{max,j} = 764 m ³ /j		Cumulée	
	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	1,5	11,46	1,5	11,46
1-2	1,5	11,46	3	22,92
2-3	1,5	11,46	4,5	34,38
3-4	1,5	11,46	6	45,84
4-5	2,5	19,10	8,5	64,94
5-6	3,5	26,74	12	91,68
6-7	4,5	34,38	16,5	126,06
7-8	5,5	42,02	22	168,08
8-9	6,25	47,75	28,25	215,83
9-10	6,25	47,75	34,5	263,58
10-11	6,25	47,75	40,75	311,33
11-12	6,25	47,75	47	359,08
12-13	5	38,20	52	397,28
13-14	5	38,20	57	435,48
14-15	5,5	42,02	62,5	477,50
15-16	6	45,84	68,5	523,34
16-17	6	45,84	74,5	569,18
17-18	5,5	42,02	80	611,20
18-19	5	38,20	85	649,40
19-20	4,5	34,38	89,5	683,78
20-21	4	30,56	93,5	714,34
21-22	3	22,92	96,5	737,26
22-23	2	15,28	98,5	752,54
23-24	1,5	11,46	100	764,00

Le débit de maximum journalier est : 47.75 m³/h

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II .23 : Variation des débits horaires de la commune d'ACL (chef lieu) (2045)

Heures	Consommation totale Q _{max,j} = 1088m ³ /j		Cumulée	
	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	1,5	16,32	1,5	11,46
1-2	1,5	16,32	3	27,78
2-3	1,5	16,32	4,5	44,10
3-4	1,5	16,32	6	60,42
4-5	2,5	27,20	8,5	87,62
5-6	3,5	38,08	12	125,70
6-7	4,5	48,96	16,5	174,66
7-8	5,5	59,84	22	234,50
8-9	6,25	68,00	28,25	302,50
9-10	6,25	68,00	34,5	370,50
10-11	6,25	68,00	40,75	438,50
11-12	6,25	68,00	47	506,50
12-13	5	54,40	52	560,90
13-14	5	54,40	57	615,30
14-15	5,5	59,84	62,5	675,14
15-16	6	65,28	68,5	740,42
16-17	6	65,28	74,5	805,70
17-18	5,5	59,84	80	865,54
18-19	5	54,40	85	919,94
19-20	4,5	48,96	89,5	968,90
20-21	4	43,52	93,5	1012,42
21-22	3	32,64	96,5	1045,06
22-23	2	21,76	98,5	1066,82
23-24	1,5	16,32	100	1083,14

Le débit de maximum journalier est : 68 m³/h

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

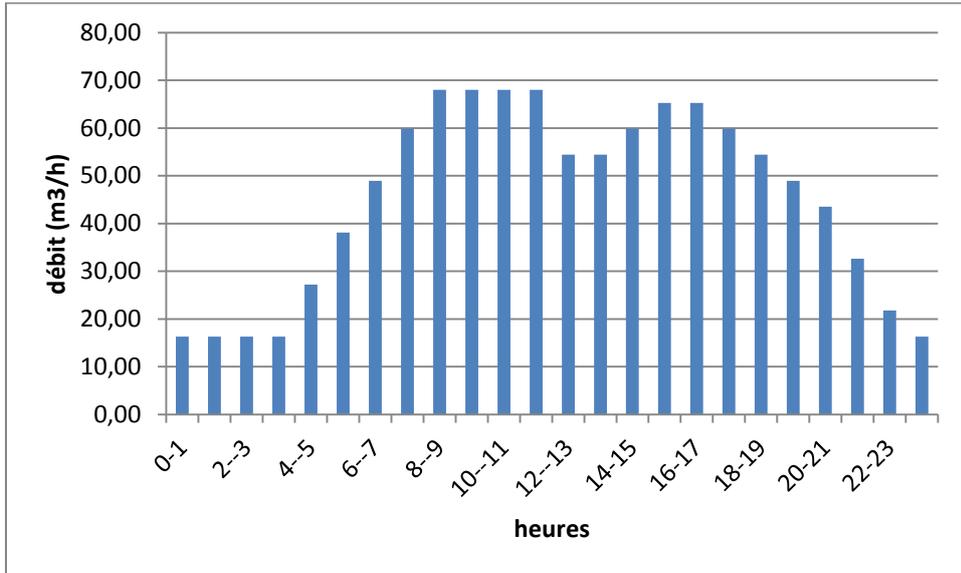


Figure II.1 : Graphique de consommation de l'agglomération de ACL

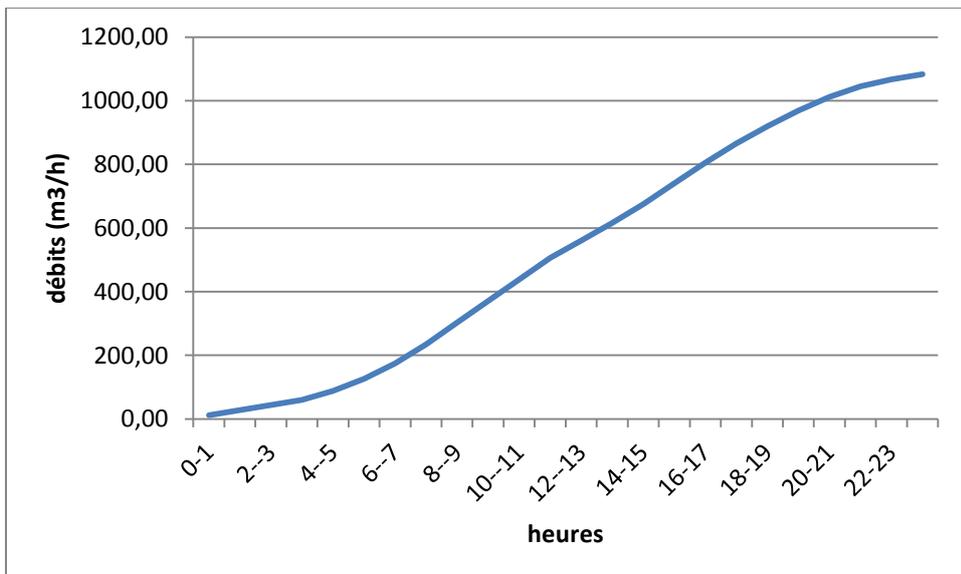


Figure II.2 : courbe integrale de consommation de l'agglomeration de l'ACL

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II .24 Variation des débits horaires de la commune de la commune de gouigah (chef lieu) (2017)

Heures	Consommation totale Q _{max,j} = 809 m ³ /j		Cumulée	
	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	1,5	12,135	1,5	12,135
1-2	1,5	12,135	3	24,27
2-3	1,5	12,135	4,5	36,405
3-4	1,5	12,135	6	48,54
4-5	2,5	20,225	8,5	68,765
5-6	3,5	28,315	12	97,08
6-7	4,5	36,405	16,5	133,485
7-8	5,5	44,495	22	177,98
8-9	6,25	50,5625	28,25	228,5425
9-10	6,25	50,5625	34,5	279,105
10-11	6,25	50,5625	40,75	329,6675
11-12	6,25	50,5625	47	380,23
12-13	5	40,45	52	420,68
13-14	5	40,45	57	461,13
14-15	5,5	44,495	62,5	505,625
15-16	6	48,54	68,5	554,165
16-17	6	48,54	74,5	602,705
17-18	5,5	44,495	80	647,2
18-19	5	40,45	85	687,65
19-20	4,5	36,405	89,5	724,055
20-21	4	32,36	93,5	756,415
21-22	3	24,27	96,5	780,685
22-23	2	16,18	98,5	796,865
23-24	1,5	12,135	100	809

Le débit de maximum journalier est : 50.56 m³/h

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau.II.25 Variation des débits horaires de la commune de Gouigah(2045)

Heures	Consommation totale $Q_{max,j} = 862m^3/j$		Cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h
0-1	1,5	12,93	1,5	12,135
1-2	1,5	12,93	3	25,065
2-3	1,5	12,93	4,5	37,995
3-4	1,5	12,93	6	50,925
4-5	2,5	21,55	8,5	72,475
5-6	3,5	30,17	12	102,645
6-7	4,5	38,79	16,5	141,435
7-8	5,5	47,41	22	188,845
8-9	6,25	53,875	28,25	242,72
9-10	6,25	53,875	34,5	296,595
10-11	6,25	53,875	40,75	350,47
11-12	6,25	53,875	47	404,345
12-13	5	43,1	52	447,445
13-14	5	43,1	57	490,545
14-15	5,5	47,41	62,5	537,955
15-16	6	51,72	68,5	589,675
16-17	6	51,72	74,5	641,395
17-18	5,5	47,41	80	688,805
18-19	5	43,1	85	731,905
19-20	4,5	38,79	89,5	770,695
20-21	4	34,48	93,5	805,175
21-22	3	25,86	96,5	831,035
22-23	2	17,24	98,5	848,275
23-24	1,5	12,93	100	861,205

Le débit de maximum journalier est : 53.87 m³/h

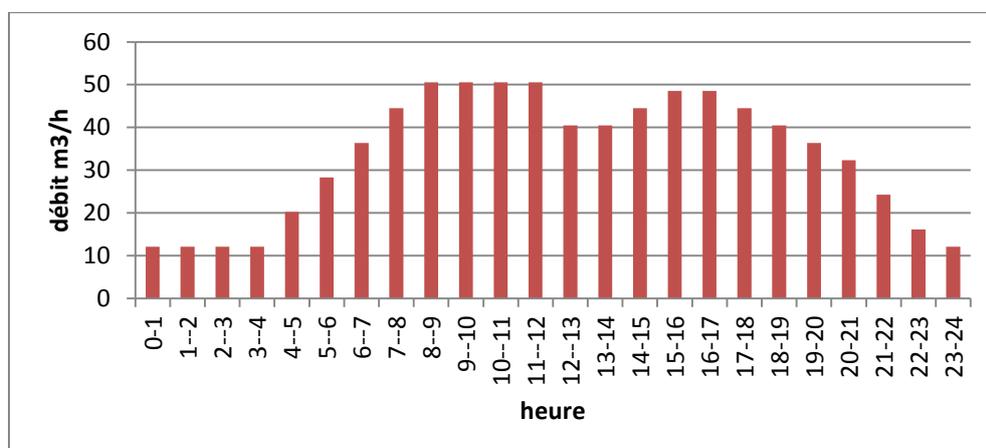


Figure II.3: Courbe de consommation de l'agglomération de gouigah

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

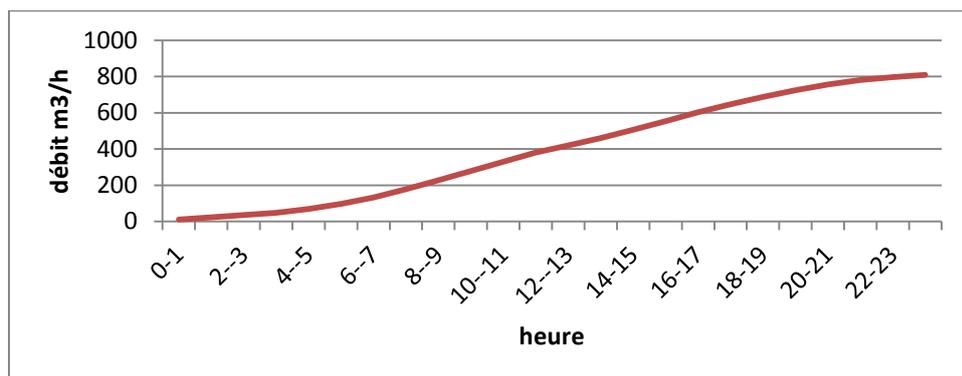


Figure II.4 : Courbe intégrale de consommation de l'agglomération de Gouiga

Tableau II.26 : Variation des débits horaires de la commune de la commune de plateau (2017)

Heures	Consommation totale $Q_{max,j} = 809 \text{ m}^3/\text{j}$		Cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h
0-1	1,5	49,71	1,5	49,71
1-2	1,5	49,71	3	99,42
2-3	1,5	49,71	4,5	149,13
3-4	1,5	49,71	6	198,84
4-5	2,5	82,85	8,5	281,69
5-6	3,5	115,99	12	397,68
6-7	4,5	149,13	16,5	546,81
7-8	5,5	182,27	22	729,08
8-9	6,25	207,125	28,25	936,205
9-10	6,25	207,125	34,5	1143,33
10-11	6,25	207,125	40,75	1350,455
11-12	6,25	207,125	47	1557,58
12-13	5	165,7	52	1723,28
13-14	5	165,7	57	1888,98
14-15	5,5	182,27	62,5	2071,25
15-16	6	198,84	68,5	2270,09
16-17	6	198,84	74,5	2468,93
17-18	5,5	182,27	80	2651,2
18-19	5	165,7	85	2816,9
19-20	4,5	149,13	89,5	2966,03
20-21	4	132,56	93,5	3098,59
21-22	3	99,42	96,5	3198,01
22-23	2	66,28	98,5	3264,29
23-24	1,5	49,71	100	3314

Le débit de maximum journalier est : 207.12 m3/h

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tableau II.27 : Variation des débits horaires de la commune de plateau (2045)

Heures	Consommation totale $Q_{max,j} = 4859 \text{ m}^3/\text{j}$		Cumulée	
	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	1,5	72,885	1,5	49,71
1-2	1,5	72,885	3	122,595
2-3	1,5	72,885	4,5	195,48
3-4	1,5	72,885	6	268,365
4-5	2,5	121,475	8,5	389,84
5-6	3,5	170,065	12	559,905
6-7	4,5	218,655	16,5	778,56
7-8	5,5	267,245	22	1045,805
8-9	6,25	303,6875	28,25	1349,4925
9-10	6,25	303,6875	34,5	1653,18
10-11	6,25	303,6875	40,75	1956,8675
11-12	6,25	303,6875	47	2260,555
12-13	5	242,95	52	2503,505
13-14	5	242,95	57	2746,455
14-15	5,5	267,245	62,5	3013,7
15-16	6	291,54	68,5	3305,24
16-17	6	291,54	74,5	3596,78
17-18	5,5	267,245	80	3864,025
18-19	5	242,95	85	4106,975
19-20	4,5	218,655	89,5	4325,63
20-21	4	194,36	93,5	4519,99
21-22	3	145,77	96,5	4665,76
22-23	2	97,18	98,5	4762,94
23-24	1,5	72,885	100	4835,825

Le débit de maximum journalier est : 303.68 m³/h

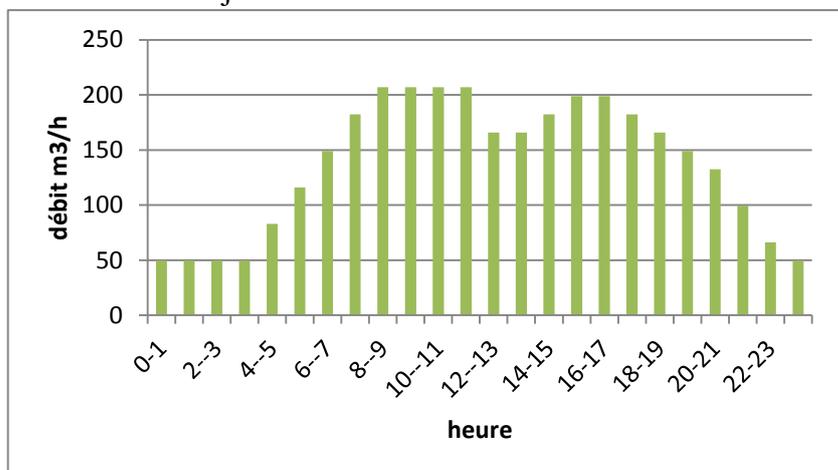


Figure II.5 : Graphique de consommation de l'agglomération de plateau

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

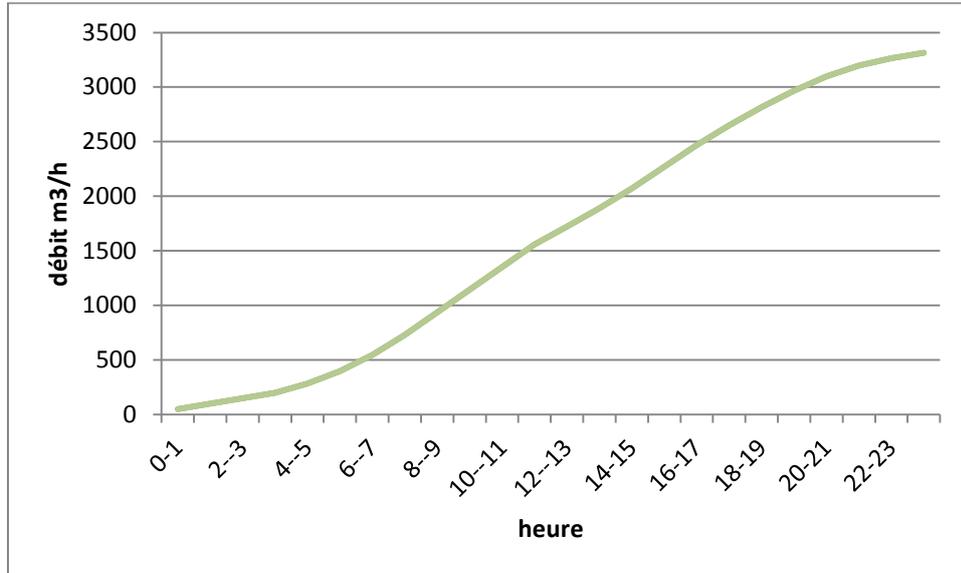


Figure II.6 : Courbe intégrale de consommation de l'agglomération de plateau

Conclusion

La ressource actuelle disponible pour la commune de Boudouaou el Bahri est de l'ordre de $8367 \text{ m}^3/\text{j}$;

Si on prend les besoins de la ZEST de Boudouaou el Bahri en considération cette ressource ne sera pas suffisante à l'horizon 2025, 2035 et 2045.

Un débit journalier de $7297 \text{ m}^3/\text{j}$ sera alloué à la commune de Boudouaou el Bahri dans le programme de SPIK3 ; la ressource disponible sera de l'ordre de $15664 \text{ m}^3/\text{j}$; cette ressource sera suffisante pour tous les horizons de calculs et dans les deux cas (même avec la prise en compte des besoins en eau de la ZEST).

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'établir un diagnostic physique et hydraulique du fonctionnement du système d'AEP. Ce diagnostic concernera les ressources en eau, les réservoirs de stockage ; adduction, station de pompage et la distribution, pour permettre d'apporter les améliorations de la présente situation

Nous allons procéder à un diagnostic hydraulique du système actuel évaluation des besoins en stockage et simulation hydraulique du réseau de distribution existant C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel ; avant de lancer notre simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**III.1 Réseau de distribution :**

Le système d'alimentation en eau potable de boudouaou el bahri est un système à réservoir de tête.

Le réseau de distribution de boudouaou el bahri est un réseau mixte, il est de type ramifié et maillé.

le système est alimenté a partir du réservoir dehlaimia qui alimente les trois réservoir (ACL , gouigah et plateau) et chacun de ces réservoir alimente un réseau

Le réseau de Boudouaou El Bahri a été rénové récemment par des conduites en PEHD.

Une conduite de départ du réservoir 500 m³ en DN250 en PEHD pour alimenter le chef lieu de la commune de Boudouaou El Bahri. En s'éloignant du réservoir le diamètre diminue jusqu'au 40 mm.

III.2 diagnostic physique du réseau :

Les figures qui suivent, montrent l'état physique du réseau de distribution

Figure III.1

Regard N° 01



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
01	01	200	33	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

Figure III.2

Regard N° 02



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
02	02	100	19,5	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

Figure III.3

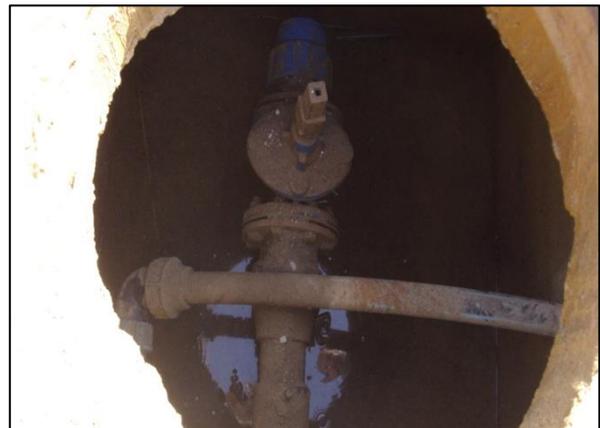
Regard N° 03



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
03	03	40	19	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

Figure III.4

Regard N° 04



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
04	04	80	14,5	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

Figure III.5

Regard N° 05



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
05	05	80	14,5	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

Figure III.6

Regard N° 06



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
06	06	150	14,5	Chambre de vanne	Bon	Bon	Présence de la vase dans le regard

Figure III.7

Regard N° 07



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
07	07	150	14,5	Chambre de vanne	Bon	Bon	Présence de la vase dans le regard

Figure III.8

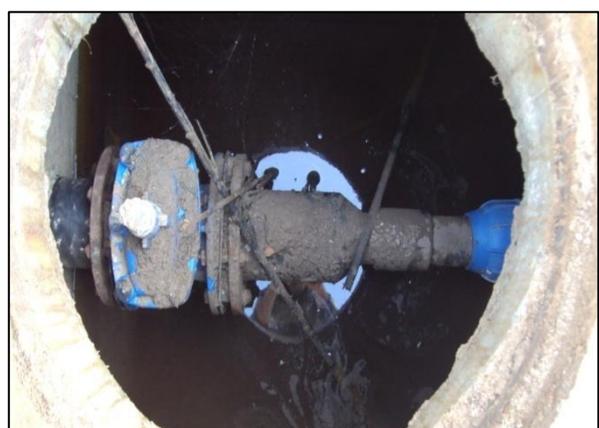
Regard N° 08



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
08	08	40	13	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

Figure III.9

Regard N° 09



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
09	09	65	15	Chambre de vanne	Bon	Bon	Présence de l'eau et des déchets solides

Figure III.10

Regard N° 10



N° Regard	N° Vanne	Diamètre	Altitude	Type et forme	Etat d'équipement	Etat génie civil	Observation
10	10	100	17	Chambre de vanne	Bon	Bon	-

NB : Figures III.1 III.2..... III.10 : l'état des différents regards (source : DRE boumerdes 2015)

Constats :

- Le réseau de distribution d'eau potable de la commune de Boudouaou El Bahri date de 2009
- Le matériau présent dans la totalité du réseau est le PEHD
- Le réseau présente une bonne structure
- Les vannes sont en bon état
- Le problème de fuite n'est pas rencontré dans le réseau

III.3 diagnostic hydraulique du réseau de distribution

Notre réseau est alimenté par un réservoir de hlaimia qui alimente les trois réservoirs et chaque réservoir alimente un réseau :

- Le réservoir d'ACL alimente le réseau d'ACL
- Le réservoir de gouigah alimente le réseau de gouigah
- le réservoir de plateau alimente le réseau plateau

Remarque : On fera le diagnostic pour le réseau d'ACL et de gouigah

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe + incendie.

III.3.1 Réseau d'ACL

En premier lieu, on détermine les débits :

III.3.1.1 Détermination des débits :

La détermination des débits dans un réseau maillé ou mixte s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

❖ **Cas de pointe :**

a) **Débit de pointe :**

$$Q_{pte} = 46.75 \text{ m}^3/\text{h} = 13 \text{ L/s} \quad \text{tel que : } Q_{pte} \text{ : débit de Pointe de consommation}$$

b) **Débit route :**

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \quad \text{Avec : } \sum Q_{cc} = 0$$

NB : les industries ne sont pas branchées sur le réseau d'eau potable,

$$\text{Donc : } Q_{rte} = Q_{pte} = 13 \text{ l/s}$$

c) **Débit spécifique :**

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L$$

Avec :

$\sum L$: la somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route = **5102 ml.**

$$\text{AN: } q_{sp} = \frac{13}{5102} = 0,00254 \text{ L/s/m}$$

d) **Calcul du Débit route pour chaque tronçon :**

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = q_{sp} * L_i$$

Avec : q_{sp} : débit spécifique en l/s/m

L_i : longueur de tronçon de l'ordre i.

e) Calcul du Débit nodal :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r$$

Où : Q_{ni} = débit au nœud de l'ordre i considéré ;

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau III.1 : Débits routes et nodaux du réseau (cas de pointe)

Nœuds	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	Q _N (l/s)
1	1—2	201	0,002548	0,51	1,03	0,51
	1—40	202	0,002548	0,51		
2	2—1	201	0,002548	0,51	2,55	1,27
	2—3	326	0,002548	0,83		
	2—43	473	0,002548	1,21		
3	3—2	326	0,002548	0,83	1,18	0,59
	3—4	95	0,002548	0,24		
	3—8	42	0,002548	0,11		
4	4—3	95	0,002548	0,24	0,91	0,45
	4—5	19	0,002548	0,05		
	4—12	243	0,002548	0,62		
5	5—4	19	0,002548	0,05	0,42	0,21
	5—6	78	0,002548	0,20		
	5—15	66	0,002548	0,17		

	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Q _N (l/s)
6	6—5	78	0,002548	0,20	0,83	0,42
	6—7	35	0,002548	0,09		
	6—38	214	0,002548	0,55		
7	7—6	35	0,002548	0,09	1,19	0,59
	7—32	213	0,002548	0,54		
	7—37	219	0,002548	0,56		
8	8—3	42	0,002548	0,11	0,55	0,27
	8—9	156	0,002548	0,40		
	8—10	17	0,002548	0,04		
9	9—8	156	0,002548	0,40	0,40	0,20
10	10—8	17	0,002548	0,04	0,24	0,12
	10—11	76	0,002548	0,19		
11	11—10	76	0,002548	0,19	0,19	0,10
12	12—4	243	0,002548	0,62	1,02	0,51
	12—13	51	0,002548	0,13		
	12—14	106	0,002548	0,27		
13	13—12	51	0,002548	0,13	0,13	0,06
14	14—12	106	0,002548	0,27	0,27	0,14
15	15—5	66	0,002548	0,17	0,54	0,27
	15—16	116	0,002548	0,30		
	15—19	30	0,002548	0,08		
16	16—15	116	0,002548	0,30	0,41	0,21
	16—17	36	0,002548	0,09		
	16—21	9	0,002548	0,02		

	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	ΣQ_r l/s	Q_N (l/s)
17	17—16	36	0,002548	0,09	0,44	0,22
	17—18	20	0,002548	0,05		
	17—19	117	0,002548	0,30		
18	18—17	20	0,002548	0,05	0,35	0,18
	18—20	119	0,002548	0,30		
19	19—15	30	0,002548	0,08	0,44	0,22
	19—17	117	0,002548	0,30		
	19—20	24	0,002548	0,06		
20	20—18	119	0,002548	0,30	0,36	0,18
	20—19	24	0,002548	0,06		
21	21—16	9	0,002548	0,02	0,11	0,06
	21—22	36	0,002548	0,09		
22	22—21	36	0,002548	0,09	0,12	0,06
	22—23	12	0,002548	0,03		
23	23—22	12	0,002548	0,03	0,39	0,19
	23—24	59	0,002548	0,15		
	23—25	57	0,002548	0,15		
	23—26	24	0,002548	0,06		
24	24—23	59	0,002548	0,15	0,15	0,08
25	25—23	57	0,002548	0,15	0,15	0,07
26	26—23	24	0,002548	0,06	0,10	0,05
	26—27	6	0,002548	0,02		
	26—30	10	0,002548	0,03		

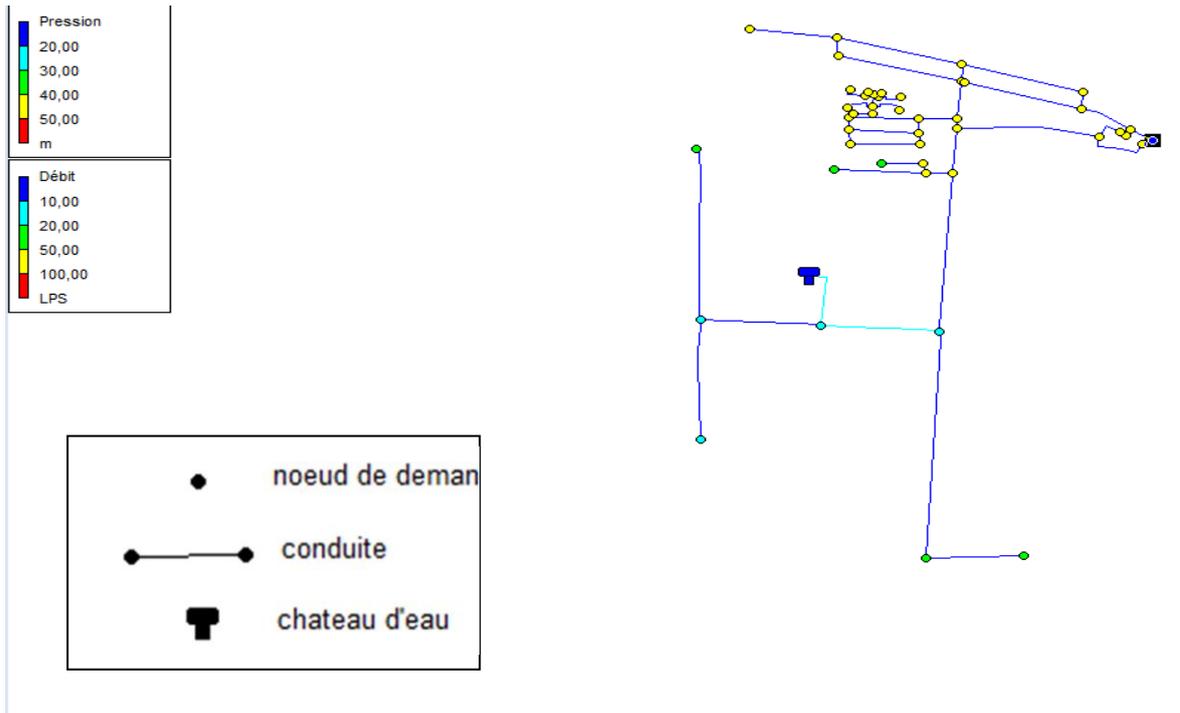
	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	ΣQ_r l/s	Q_N (l/s)
27	27—26	6	0,002548	0,02	0,18	0,09
	27—28	9	0,002548	0,02		
	27—29	55	0,002548	0,14		
28	28—27	9	0,002548	0,02	0,02	0,01
29	29—27	55	0,002548	0,14	0,14	0,07
30	30—26	10	0,002548	0,03	0,19	0,10
	30--30'	7	0,002548	0,02		
	30—31	58	0,002548	0,15		
30'	30'—30	7	0,002548	0,02	0,02	0,01
31	31—30	58	0,002548	0,15	0,15	0,07
32	32—7	213	0,002548	0,54	0,63	0,32
	32—33	35	0,002548	0,09		
33	33—32	35	0,002548	0,09	0,85	0,43
	33—34	95	0,002548	0,24		
	33—36	205	0,002548	0,52		
34	34—33	95	0,002548	0,24	0,39	0,20
	34--34'	16	0,002548	0,04		
	34—35	43	0,002548	0,11		
34'	34'—34	16	0,002548	0,04	0,04	0,02
35	35—34	43	0,002548	0,11	0,11	0,05
36	36—33	205	0,002548	0,52	0,52	0,26
37	37—7	219	0,002548	0,56	1,03	0,52
	37—38	39	0,002548	0,10		
	37—39	148	0,002548	0,38		
38	38—37	39	0,002548	0,10	0,10	0,05

	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	ΣQ_r l/s	Q _N (l/s)
39	39—37	148	0,002548	0,38	0,38	0,19
40	40—1	202	0,002548	0,51	2,06	1,03
	40—41	358	0,002548	0,91		
	40—42	248	0,002548	0,63		
41	41—40	358	0,002548	0,91	0,91	0,46
42	42—40	248	0,002548	0,63	0,63	0,32
43	43—2	473	0,002548	1,21	1,63	0,81
	43—44	165	0,002548	0,42		
44	44—43	165	0,002548	0,42	0,42	0,21

❖ Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°35

Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.* **II** : réseau actuel de l'ACL



III.3.1.2 Fonctionnement et simulation du réseau AEP existant

Dans cette phase, nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET en introduisant les besoins de l'année 2015. On va vérifier la fiabilité de notre réseau c'est à dire : Déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel.

✓ 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 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. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance.

III.3.1.3 Résultat de la simulation

Les résultats de la simulation du réseau de distribution de l'ACL de Boudouaou el Bahri a donné les résultats suivants :

❖ Cas de pointe

Tableau III.2 : Etat des nœuds du réseau de distribution (cas de pointe)

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	M	LPS	M
Noeud n01	32,6	0,51	26,88
Noeud n02	34,3	1,27	25,16
Noeud n03	19,1	0,59	40,29
Noeud n04	16,8	0,45	42,57
Noeud n05	16,6	0,21	42,76
Noeud n06	15,5	0,42	43,85
Noeud n07	14,7	0,59	44,64
Noeud n08	19,3	0,27	40,08
	Altitude	Demande	Pression
Noeud n09	20,8	0,2	38,58
Noeud n10	19,2	0,12	40,18
Noeud n11	19,5	0,1	39,88
Noeud n12	14,2	0,51	44,6
Noeud n13	13,9	0,06	44,9
Noeud n14	0,088	0,14	41,68
Noeud n15	16,7	0,27	42,66
Noeud n16	18,4	0,21	40,94
Noeud n17	18,3	0,22	41,22
Noeud n18	18,7	0,18	40,64
Noeud n19	17	0,22	42,35
Noeud n20	18,5	0,18	40,85
Noeud n21	18,3	0,06	41,04
Noeud n22	18,1	0,06	41,22

Noeud n23	17,5	0,19	41,82
Noeud n24	17,4	0,08	41,92
Noeud n25	18	0,07	41,32
Noeud n26	17,3	0,05	42,02
Noeud n27	17,3	0,09	42,02
Noeud n28	17,3	0,01	42,02
Noeud n29	17,5	0,07	41,82
Noeud n30	17,3	0,1	42,02
Noeud n31	17,2	0,07	42,12
Noeud n32	14,5	0,32	44,83
Noeud n33	14,6	0,43	44,73
	Altitude	Demande	Pression
Noeud n34	13,8	0,2	45,52
Noeud n35	13,6	0,05	45,72
Noeud n36	15,4	0,26	43,92
Noeud n37	12,9	0,52	46,44
Noeud n38	15,15	0,05	44,19
Noeud n39	13	0,19	46,23
Noeud n40	33,7	1,03	25,63
Noeud n41	25,9	0,46	32,31
Noeud n42	30,4	0,32	28,79
Noeud n43	25	0,81	34,33
Noeud n44	24	0,21	35,33
Noeud n30'	17,3	0,01	42,02
Noeud n34'	14	0,02	45,32

Remarques :

Les résultats de la simulation montrent que les pressions dans le réseau sont relativement satisfaisantes à l'exception de quelques points.

Tableau III.3 : Etat des tuyaux du réseau de distribution (cas de pointes)

ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 5-15	66	140	2,14	0,14	PEHD	Récent
Tuyau 6-38	214	63	0,15	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 30-31	58	50	0,07	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 26-27	6	50	0,17	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 27-28	9	50	0,01	0,01	PEHD	Récent
ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 23-25	57	50	0,07	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 7-37	219	160	0,61	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 7-32	213	160	1,28	0,08	PEHD	Récent
Tuyau 33-34	95	75	0,27	0,06	PEHD	Récent
Tuyau 15-19	30	90	1,13	0,18	PEHD	Récent
Tuyau 37-38	39	63	-0,1	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 4-12	243	50	0,71	0,36	PEHD	Récent
Tuyau 12-14	106	40	0,14	0,11	PEHD	Récent
Tuyau 34-35	43	50	0,05	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 8-9	156	90	0,2	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 2-3	326	200	7,84	0,25	PEHD	Récent
Tuyau 2-47	473	90	1,2	0,16	PEHD	Récent

Tuyau 1-40	202	90	1,81	0,28	PEHD	Récent
Tuyau 47-48	165	75	0,21	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 37-39	148	40	0,19	0,15	PEHD	Récent
Tuyau 30-30'	7	50	0,01	0,01	PEHD	Récent
Tuyau 26-30	10	50	0,18	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 27-29	55	50	0,07	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 23-26	24	75	0,4	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 6-7	35	140	2,48	0,16	PEHD	Récent
Tuyau 32-33	35	140	0,96	0,06	PEHD	Récent
Tuyau 33-36	205	75	0,26	0,06	PEHD	Récent
Tuyau 34-34'	16	40	0,02	0,02	PEHD	Récent
Tuyau 12-13	51	40	0,06	0,05	PEHD	Récent
ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 4-5	19	140	5,4	0,35	PEHD	Récent
Tuyau 3-4	95	200	6,56	0,21	PEHD	Récent
Tuyau 40-42	248	50	0,32	0,16	PEHD	Récent
Tuyau 1-2	201	250	-10,13	0,21	PEHD	Récent
Tuyau 18-20	119	90	-0,33	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 40-41	358	40	0,46	0,37	PEHD	Récent
Tuyau 19-20	24	90	-0,51	0,08	PEHD	Récent
Tuyau 5-6	78	140	3,05	0,20	PEHD	Récent
Tuyau 3-8	42	90	0,69	0,11	PEHD	Récent
Tuyau 16-21	9	75	0,86	0,19	PEHD	Récent
Tuyau 21-22	36	75	0,8	0,18	PEHD	Récent
Tuyau 22-23	12	75	0,74	0,17	PEHD	Récent

Tuyau 15-16	116	90	0,74	0,12	PEHD	Récent
Tuyau 16-17	36	90	-0,33	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 17-18	20	90	-0,15	0,02	PEHD	Récent
Tuyau 17-19	117	90	-0,41	0,06	PEHD	Récent
Tuyau R1-1	114	250	12,45	0,25	PEHD	Récent
Tuyau 8-10	17	90	0,22	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 10-11	76	90	0,1	0,02	PEHD	Récent

❖ Cas de pointe + incendie

Tableau III.4 : état des nœuds du réseau de distribution (cas de pointe+incendie)

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	M	LPS	M
Noeud n01	32,6	0,51	23,68
Noeud n02	34,3	1,27	21,96
Noeud n03	19,1	0,59	37,09
Noeud n04	16,8	0,45	37,37
Noeud n05	16,6	0,21	37,56
Noeud n06	15,5	0,42	38,65
Noeud n07	14,7	0,59	39,44
Noeud n08	19,3	0,27	34,88
Noeud n09	20,8	0,2	33,38

Noeud n10	19,2	0,12	34,38
Noeud n11	19,5	0,1	34,08
Noeud n12	14,2	0,51	38,8
Noeud n13	13,9	0,06	39,1
Noeud n14	0,088	0,14	35,88
Noeud n15	16,7	0,27	39,21
Noeud n16	18,4	0,21	37,49
Noeud n17	18,3	0,22	37,77
Noeud n18	18,7	0,18	36,84
Noeud n19	17	0,22	38,55
Noeud n20	18,5	0,18	37,05
Noeud n21	18,3	0,06	37,24
Noeud n22	18,1	0,06	37,42
	Altitude	Demande	Pression
Noeud n23	17,5	0,19	38,02
Noeud n24	17,4	0,08	38,12
Noeud n25	18	0,07	37,52
Noeud n26	17,3	0,05	38,22
Noeud n27	17,3	0,09	38,22
Noeud n28	17,3	0,01	38,22
Noeud n29	17,5	0,07	38,02
Noeud n30	17,3	0,1	38,22
Noeud n31	17,2	0,07	38,92
Noeud n32	14,5	0,32	41,63
Noeud n33	14,6	0,43	41,53
Noeud n34	13,8	0,2	42,32

Noeud n35	13,6	17,05	-19,34
Noeud n36	15,4	0,26	40,72
Noeud n37	12,9	0,52	43,24
Noeud n38	15,15	0,05	40,99
Noeud n39	13	0,19	43,03
Noeud n40	33,7	1,03	24,55
Noeud n41	25,9	0,46	31,23
Noeud n42	30,4	0,32	27,71
Noeud n43	25	0,81	33,25
Noeud n44	24	0,21	34,25
Noeud n30'	17,3	0,01	40,94
Noeud n34'	14	0,02	44,24

Tableau III.5 : État des Arcs du Réseau

ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 5-15	66	140	2,14	0,14	PEHD	Récent
Tuyau 6-38	214	63	0,15	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 30-31	58	50	0,07	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 26-27	6	50	0,17	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 27-28	9	50	0,01	0,01	PEHD	Récent
Tuyau 23-24	59	50	0,08	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 23-25	57	50	0,07	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 7-37	219	140	0,61	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 7-32	213	140	1,28	0,08	PEHD	Récent

Tuyau 33-34	95	75	0,27	0,06	PEHD	Récent
Tuyau 15-19	30	90	1,13	0,18	PEHD	Récent
Tuyau 37-38	39	63	-0,1	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 4-12	243	50	17,71	9,02	PEHD	Récent
Tuyau 12-14	106	40	17,14	13,64	PEHD	Récent
Tuyau 34-35	43	50	0,05	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 8-9	156	90	0,2	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 2-3	326	200	24,84	0,25	PEHD	Récent
Tuyau 2-47	473	90	1,2	0,16	PEHD	Récent
Tuyau 1-40	202	90	1,81	0,28	PEHD	Récent
Tuyau 47-48	165	75	0,21	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 37-39	148	40	0,19	0,15	PEHD	Récent
ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 26-30	10	50	0,18	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 27-29	55	50	0,07	0,04	PEHD	Récent
Tuyau 23-26	24	75	0,4	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 6-7	35	140	2,48	0,16	PEHD	Récent
Tuyau 32-33	35	140	0,96	0,06	PEHD	Récent
Tuyau 33-36	205	75	0,26	0,06	PEHD	Récent
Tuyau 34-34'	16	40	0,02	0,02	PEHD	Récent
Tuyau 12-13	51	40	0,06	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 4-5	19	140	5,4	0,35	PEHD	Récent
Tuyau 3-4	95	200	23,56	0,75	PEHD	Récent
Tuyau 40-42	248	50	0,32	0,16	PEHD	Récent

Tuyau 1-2	201	250	-27,13	0,55	PEHD	Récent
Tuyau 18-20	119	90	-0,33	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 40-41	358	40	0,46	0,37	PEHD	Récent
Tuyau 19-20	24	90	-0,51	0,08	PEHD	Récent
Tuyau 5-6	78	140	3,05	0,20	PEHD	Récent
Tuyau 3-8	42	90	0,69	0,11	PEHD	Récent
Tuyau 16-21	9	75	0,86	0,19	PEHD	Récent
Tuyau 21-22	36	75	0,8	0,18	PEHD	Récent
Tuyau 22-23	12	75	0,74	0,17	PEHD	Récent
Tuyau 15-16	116	90	0,74	0,12	PEHD	Récent
Tuyau 16-17	36	90	-0,33	0,05	PEHD	Récent
Tuyau 17-18	20	90	-0,15	0,02	PEHD	Récent
Tuyau 17-19	117	90	-0,41	0,06	PEHD	Récent
ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau R1-1	114	250	29,45	0,6	PEHD	Récent
Tuyau 8-10	17	90	0,22	0,03	PEHD	Récent
Tuyau 10-11	76	90	0,1	0,02	PEHD	Récent

Remarques :

- Pour le cas de pointe, on observe que 80% des nœuds de notre réseau ont de fortes pressions supérieures à 40 m.c.e ;
- Le reste des nœuds qui est de l'ordre de 20 % sont caractérisés par de bonnes pressions ;
- On observe dans le cas de pointe des vitesses à l'intérieur des conduites sont très faible, 100 % des tronçons véhiculent l'eau avec une vitesse faible inférieure à 0.5 m/s ;

- Pour la cas de pointe + incendie on remarque que vitesses sont aussi faibles mais des vitesses trop élevées dans quelques tronçons véhiculant le débit d'incendie 9.02m/s et 13.64m/s car le débit de pointe est faible
- On remarque dans le cas de pointe + incendie des pressions varient entre 26 et 43m mais une pression négative dans le point le plus défavorable - 19.34m
- on optera alors pour un réseau de système séparatif

III.3.2 Réseau de gouigah :

III.3.2.1 Calcul de débit :

a) Débit de pointe :

$$Q_{pte} = 50,56 \text{ m}^3/\text{h} = 14,04 \text{ L/s}$$

Tel que : Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

b) Débit route :

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \text{ Avec : } \sum Q_{cc} = 0$$

NB : les industries ne sont pas branchées sur le réseau d'eau potable,

Donc : $Q_{rte} = Q_{pte} = 14,04 \text{ l/s}$

c) Débit spécifique :

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L$$

Avec :

$\sum L$: la somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route = **5102 ml**.

$$AN: q_{sp} = \frac{14,04}{2991.7} = 0,00469298 \text{ L/s/m}$$

d) Calcul du Débit route pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = q_{sp} * L_i$$

Avec : q_{sp} : débit spécifique en l/s/m

L_i : longueur de tronçon de l'ordre i.

e)Calcul du Débit nodal :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r$$

Où : Q_{ni} =débit au nœud de l'ordre i considéré ;

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau III.6 : debits routes et nodaux du reseau

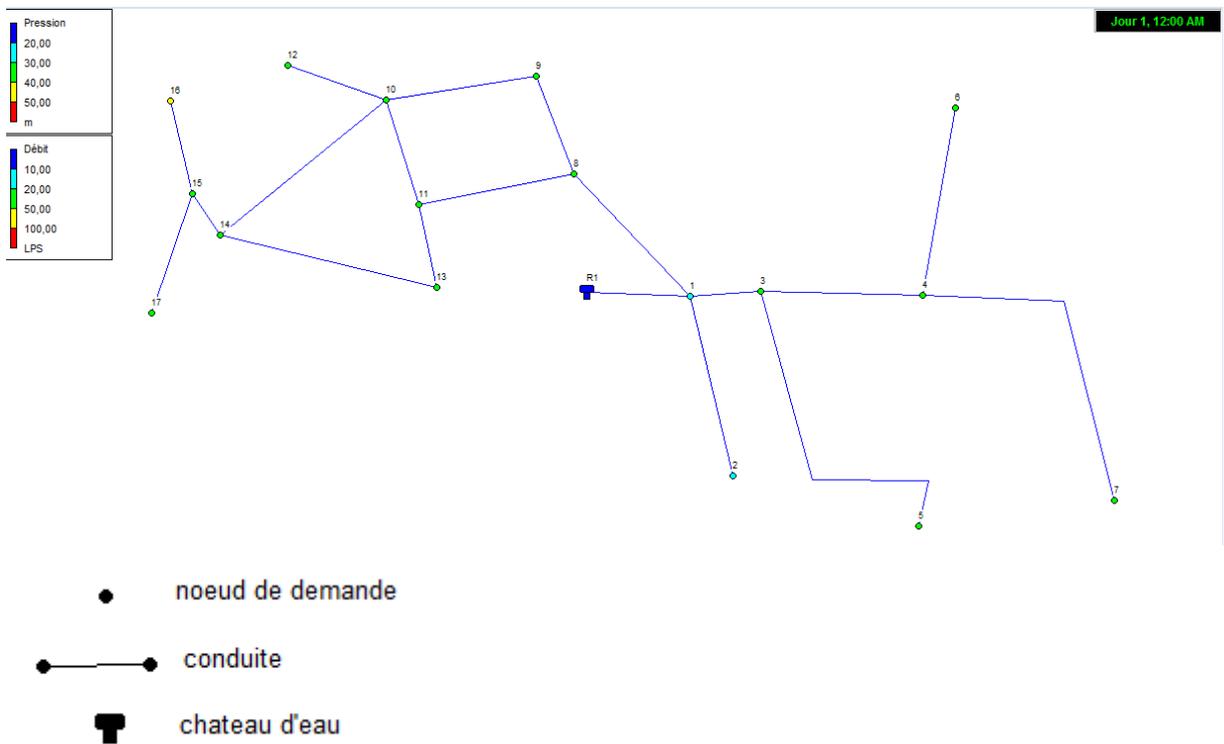
	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	Q_N (l/s)
1	1—2	110,7	0,00469	0,51951	0,66030	0,33015
	1—3	30	0,00469	0,14079		
	1—8	56	0,00469	0,26281		
2	2—1	110,7	0,00469	0,51951	0,51951	0,25976
3	3—1	30	0,00469	0,14079	5,69118	2,84559
	3—4	260	0,00469	1,22018		
	3—5	922,7	0,00469	4,33022		
4	4—3	260	0,00469	1,22018	3,80319	1,90160
	4—6	330,8	0,00469	1,55244		
	4—7	219,6	0,00469	1,03058		

Chapitre III : Diagnostic physique et hydraulique du réseau

5	5—3	922,7	0,00469	4,33022	4,33022	2,16511
6	6—4	330,8	0,00469	1,55244	1,55244	0,77622
7	7—4	219,6	0,00469	1,03058	1,03058	0,51529
8	8—1	56	0,00469	0,26281	0,88369	0,44184
	8—9	37	0,00469	0,17364		
	8—11	95,3	0,00469	0,44724		
9	9—8	37	0,00469	0,17364	0,73492	0,36746
	9—10	119,6	0,00469	0,56128		
10	10—9	119,6	0,00469	0,56128	1,71857	0,85929
	10—11	60,4	0,00469	0,28346		
	10—12	23,2	0,00469	0,10888		
	10—14	163	0,00469	0,76496		
	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Q_N (l/s)
11	11—8	95,3	0,00469	0,44724	0,84568	0,42284
	11—10	60,4	0,00469	0,28346		
	11—13	24,5	0,00469	0,11498		
12	12—10	23,2	0,00469	0,10888	0,10888	0,05444
13	13—11	24,5	0,00469	0,11498	0,72319	0,36159
	13—14	129,6	0,00469	0,60821		
14	14—10	163	0,00469	0,76496	1,50082	0,75041
	14—13	129,6	0,00469	0,60821		
	14—15	27,2	0,00469	0,12765		
15	15—14	27,2	0,00469	0,12765	1,63926	0,81963
	15—16	130,7	0,00469	0,61337		
	15—17	191,4	0,00469	0,89824		

16	16—15	130,7	0,00469	0,61337	0,61337	0,30669
17	17—15	191,4	0,00469	0,89824	0,89824	0,44912

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°17



FigureIII.12 : réseau actuel de Gouigah

III.3.2.2 Résultat de simulation

❖ Cas de pointe

TableauIII.7 : Etat des nœuds du réseau de distribution (cas de pointe)

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	M	LPS	M

Noeud n01	26,7	0,33	25,33
Noeud n02	24,1	0,26	27,51
Noeud n03	21,1	2,85	30,92
Noeud n04	20,5	1,90	31,5
Noeud n05	20,1	2,17	28,53
Noeud n06	18 ,2	0,78	33,34
Noeud n07	16,8	0,52	35,14
Noeud n08	20,1	0,44	31,93
Noeud n09	19	0,37	32,9
	Altitude	Demande	Pression
Noeud n10	17,5	0,86	34,12
Noeud n11	17,1	0,42	34,53
Noeud n12	16,6	0,05	35,02
Noeud n13	16,3	0,36	35,28
Noeud n14	16,2	0,75	35,22
Noeud n15	15,1	0,82	36,26
Noeud n16	12,7	0,31	38,62
Noeud n17	13,5	0,45	37,76

Tableau III.8 : État des Arcs du Réseau cas de pointe

ID Arc	Longueur M	Diamètre Mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau R1-1	60	250	13,64	0,28	PEHD	Récent
Tuyau 1-3	30	200	8,22	0,26	PEHD	Récent
Tuyau 3-4	260	200	3,2	0,10	PEHD	Récent
Tuyau 4-6	330,8	63	0,78	0,25	PEHD	Récent

Tuyau 4-7	219,6	75	0,52	0,12	PEHD	Récent
Tuyau 3-5	922,7	75	2,17	0,49	PEHD	Récent
Tuyau 1-2	110,7	63	0,26	0,08	PEHD	Récent
Tuyau 1-8	56	200	4,83	0,15	PEHD	Récent
Tuyau 8-9	37	75	2,06	0,47	PEHD	Récent
Tuyau 9-10	119,6	75	1,69	0,38	PEHD	Récent
Tuyau 10-11	60,4	75	-0,38	0,09	PEHD	Récent
Tuyau 8-11	95,3	75	-2,33	0,53	PEHD	Récent
Tuyau 11-13	24,5	75	1,53	0,35	PEHD	Récent
ID Arc	Longueur M	Diamètre Mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 10-14	163	75	1,16	0,26	PEHD	Récent
Tuyau 10-12	23,2	63	0,05	0,02	PEHD	Récent
Tuyau 14-15	27,2	75	1,58	0,36	PEHD	Récent
Tuyau 15-16	130,7	63	0,31	0,10	PEHD	Récent
Tuyau 15-17	191,4	63	0,45	0,14	PEHD	Récent
Tuyau 13-14	129,6	75	1,17	0,26	PEHD	Récent

❖ Cas de pointe + incendie

Tableau III.9 : Etat des nœuds du réseau de distribution (cas de pointe+incendie)

	Altitude	Demande	Pression
ID Nœud	M	LPS	M
Noeud n01	26,7	0,33	24,09
Noeud n02	24,1	0,26	26,27
Noeud n03	21,1	2,85	29,68
Noeud n04	20,5	1,90	30,26

Noeud n05	20,1	2,17	27,29
Noeud n06	18 ,2	0,78	32,10
Noeud n07	16,8	0,52	33,9
Noeud n08	20,1	0,44	30,57
Noeud n09	19	0,37	29,79
Noeud n10	17,5	0,86	25,62
Noeud n11	17,1	0,42	26,11
Noeud n12	16,6	0,05	26,52
Noeud n13	16,3	0,36	25,48
	Altitude	Demande	Pression
Noeud n14	16,2	0,75	18,48
Noeud n15	15,1	0,82	18,83
Noeud n16	12,7	0,31	17,2
Noeud n17	13,5	17,45	-52,94

Tableau III.10 : État des Arcs du Réseau (cas de pointe + incendie)

ID Arc	Longueur M	Diamètre Mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau R1-1	60	250	30,64	0,62	PEHD	Récent
Tuyau 1-3	30	200	8,22	0,26	PEHD	Récent
Tuyau 3-4	260	200	3,2	0,10	PEHD	Récent
Tuyau 4-6	330,8	63	0,78	0,25	PEHD	Récent
Tuyau 4-7	219,6	75	0,52	0,12	PEHD	Récent
Tuyau 3-5	922,7	75	2,17	0,49	PEHD	Récent
Tuyau 1-2	110,7	63	0,26	0,08	PEHD	Récent
Tuyau 1-8	56	200	21,83	0,69	PEHD	Récent

Tuyau 8-9	37	75	9,43	2,14	PEHD	Récent
Tuyau 9-10	119,6	75	9,06	2,05	PEHD	Récent
Tuyau 10-11	60,4	75	-1,36	0,31	PEHD	Récent
Tuyau 8-11	95,3	75	-11,96	2,71	PEHD	Récent
Tuyau 11-13	24,5	75	10,18	2,3	PEHD	Récent
Tuyau 10-14	163	75	9,51	2,15	PEHD	Récent
Tuyau 10-12	23,2	63	0,05	0,02	PEHD	Récent
Tuyau 14-15	27,2	75	18,58	4,21	PEHD	Récent
Tuyau 15-16	130,7	63	0,31	0,10	PEHD	Récent
ID Arc	Longueur M	Diamètre Mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Materiaux	État
Tuyau 15-17	191,4	63	17,45	5,6	PEHD	Récent
Tuyau 13-14	129,6	75	9,82	2,22	PEHD	Récent

Remarques :

- Pour le cas de pointe, on observe des pressions variant entre 25,33 m et 38,62 m on a de bonnes pressions
- Pour les vitesses on a le problème de faible vitesse dans tout le réseau (inférieur a 0.5m/s)
- Pour le cas de pointe + incendie on remarque que vitesses sont aussi faibles et des vitesses élevées dans quelques tronçons véhiculant le débit d'incendie
- On remarque dans le cas de pointe + incendie que les pressions sont bonnes mais une pression négative dans le point le défavorable
- on optera alors pour un réseau de système séparatif

Conclusion

L'état physique de notre réseau :

- Les réservoirs principaux sont en bon état
- Pour le réseau de distribution le PEHD présente presque la totalité du réseau puisque le réseau est récent (2009) , le réseau donc présente une bonne structure
- Après le calcul et le résultat de simulation on constate qu'on a une des déficit dans le réservoir de Hlaimia et le réservoir ne suffira pas si on alimente la ZEST avec
- on remarque aussi le problème de faibles vitesses dans le réseau de ACL et Gouigah

Pour répondre aux problèmes cités, nous allons essayer de trouver des solutions dans les chapitres qui suivent

Introduction

Après un diagnostic hydraulique sur notre réseau à l'état actuel et après avoir présenté les problèmes du réseau, nous allons dans ce chapitre procéder à une réhabilitation pour améliorer les conditions de distribution et à une simulation hydraulique du réseau de distribution à l'horizon 2045, et le dimensionnement de ce dernier sera avec le débit de pointe.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en routes pour chaque tronçon.

IV.1 choix du système de distribution

Dans notre cas le système de distribution est avec réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers les réservoirs de stockages puis la distribution sera gravitaire à vers le réseau de distribution.

Le réseau de distribution projeté pour boudouaou el bahri sera de type mixte, ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes cela a notre horizon de calcul

IV.2 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique

IV .3Calcul hydraulique du réseau de distribution

IV.3.1 Pour le réseau ACL (chef lieu)

IV.3.1.1 calcul des débits

❖ Cas de pointe

a) Debit de pointe :

$$Q_{pte} = 68 \text{ m}^3/\text{h} = 18 \text{ L/s} \quad \text{tel que : } Q_{pte} : \text{débit de Pointe de consommation}$$

b) Débit route :

Le débit route est estimer de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \Sigma Q_{cc} \quad \text{Avec : } \Sigma Q_{cc} = 0$$

NB : les industries ne sont pas branches sur le réseau d'eau potable,

$$\text{Donc : } Q_{rte} = Q_{pte} = 18 \text{ l/s}$$

c) Débit spécifique :

$$q_{sp} = Q_{route} / \Sigma L$$

Avec :

ΣL : la somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route=3761 ml.

$$\text{AN: } q_{sp} = \frac{18}{3761} = 0,0049987 \text{ L/s/l}$$

d) Calcul du Débit route pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = q_{sp} * L_i$$

Avec : q_{sp} : débit spécifique en l/s/m

L_i : longueur de tronçon de l'ordre i.

Chapitre IV : Réhabilitation

e) Calcul du Débit nodal :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r$$

Où : Q_{ni} = débit au nœud de l'ordre i considéré ;

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

Les résultats du calcul des débits sont donnés dans le tableau ci-après :

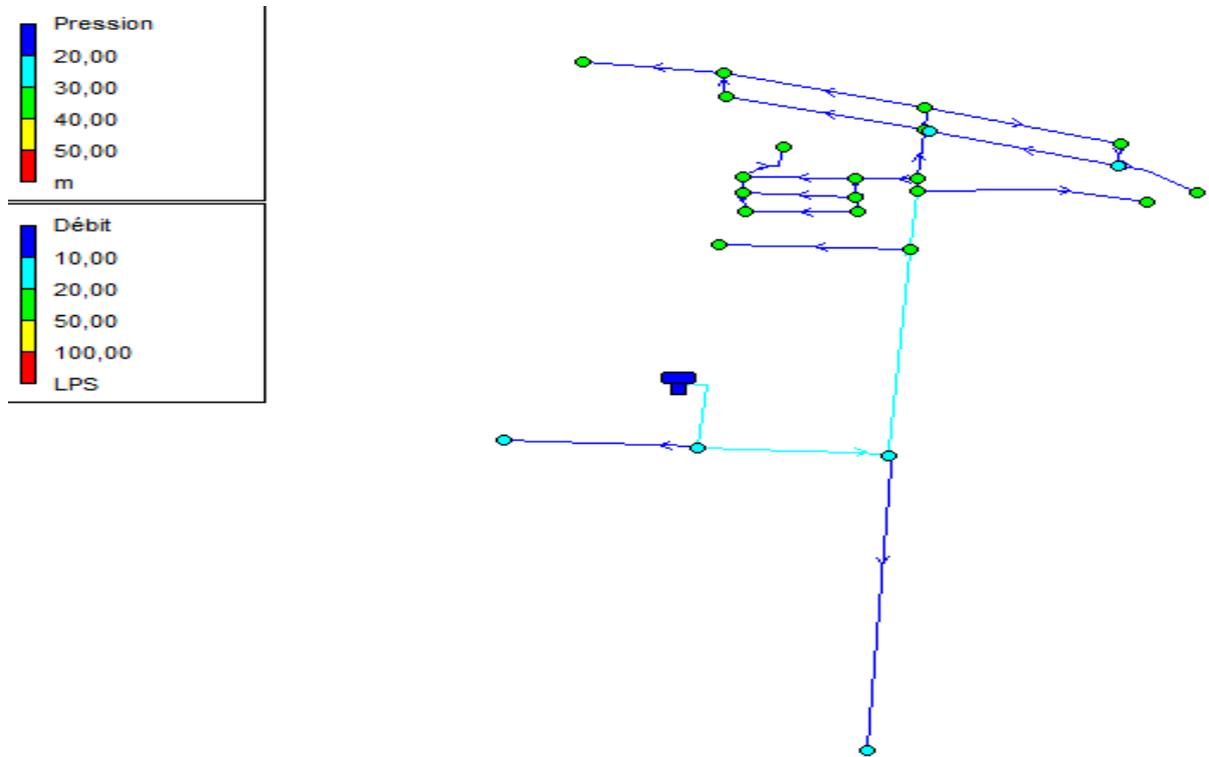
Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

Nœuds	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	Q_N (l/s)
1	1—2	201	0,0049987	1,00	2,01	1,01
	1—24	202	0,0049987	1,01		
2	2—1	201	0,0049987	1,00	5,00	2,50
	2—3	326	0,0049987	1,63		
	2—25	473	0,0049987	2,36		
3	3—2	326	0,0049987	1,63	3,09	1,55
	3—4	95	0,0049987	0,47		
	3—8	198	0,0049987	0,99		
4	4—3	95	0,0049987	0,47	1,78	0,89
	4—5	19	0,0049987	0,09		
	4—9	243	0,0049987	1,21		
5	5—4	19	0,0049987	0,09	0,81	0,41
	5—6	78	0,0049987	0,39		
	5—10	66	0,0049987	0,33		
6	6—5	78	0,0049987	0,39	1,63	0,82
	6—7	35	0,0049987	0,17		
	6—22	214	0,0049987	1,07		
7	7—6	35	0,0049987	0,17	2,33	1,17
	7—17	213	0,0049987	1,06		
	7—21	219	0,0049987	1,09		
8	8—3	198	0,0049987	0,99	0,99	0,49
9	9—4	243	0,0049987	1,21	1,21	0,61

Chapitre IV : Réhabilitation

Nœuds	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	ΣQr l/s	Q_N (l/s)
10	10—5	66	0,0049987	0,33	1,06	0,53
	10—11	116	0,0049987	0,58		
	10—12	30	0,0049987	0,15		
11	11—10	116	0,0049987	0,58	1,16	0,58
	11—13	36	0,0049987	0,18		
	11—16	81	0,0049987	0,40		
12	12—10	30	0,0049987	0,15	0,37	0,18
	12—13	20	0,0049987	0,10		
	12—14	24	0,0049987	0,12		
13	13—11	20	0,0049987	0,10	0,79	0,40
	13—12	119	0,0049987	0,59		
	13—15	20	0,0049987	0,10		
14	14—12	24	0,0049987	0,12	0,71	0,36
	14—15	119	0,0049987	0,59		
15	15—13	20	0,0049987	0,10	0,69	0,35
	15—14	119	0,0049987	0,59		
16	16—11	81	0,0049987	0,40	0,40	0,20
17	17—7	213	0,0049987	1,06	1,24	0,62
	17—18	35	0,0049987	0,17		
18	18—17	35	0,0049987	0,17	1,67	0,84
	18—19	95	0,0049987	0,47		
	18—20	205	0,0049987	1,02		
19	19—18	95	0,0049987	0,47	0,47	0,24
20	20—18	205	0,0049987	1,02	1,02	0,51
21	21—7	219	0,0049987	1,09	2,03	1,01
	21—22	39	0,0049987	0,19		
22	22—23	148	0,0049987	0,74	0,19	0,10
	22—6	214	0,0049987	1,07		
	22—21	39	0,0049987	0,19		
23	23—21	148	0,0049987	0,74	0,74	0,37
24	24—1	202	0,0049987	1,01	1,01	0,50
25	25—2	473	0,0049987	2,36	2,36	1,18

IV.3.1.2 Résultats de simulation



- noeud de demande
- — ● conduite
- château d'eau

Figure IV.1 réseau d'ACL réhabilité

Chapitre IV : Réhabilitation

TableauIV.2 :Résultats de la simulation sur les nœuds

	Altitude	Demande	Pression
ID Noeud	M	LPS	M
Noeud n01	32,6	1,01	26,19
Noeud n02	34,3	2,5	22,61
Noeud n03	19,1	1,55	33,62
Noeud n04	16,8	0,89	35,04
Noeud n05	16,6	0,41	35,1
Noeud n06	15,5	0,82	35,54
Noeud n07	14,7	1,17	30,34
Noeud n08	20,8	0,49	31,79
Noeud n09	14,2	0,61	35,72
Noeud n10	16,7	0,53	34,24
Noeud n11	18,4	0,58	31,86
Noeud n12	17	0,18	33,7
Noeud n13	18,3	0,35	31,88
Noeud n14	18,5	0,4	31,96
Noeud n15	18,7	0,35	31,48
Noeud n16	17,3	0,2	32,7
Noeud n17	14,5	0,62	30,58
Noeud n18	14,6	0,84	29,97
Noeud n19	13,8	0,24	30,34
Noeud n20	15,4	0,51	25,76
Noeud n21	12,9	1,01	36,09
Noeud n22	15,15	0,1	34,54
Noeud n23	13	0,37	34,59
Noeud n24	33,7	0,5	24,96
Noeud n25	25	1,18	27,81

D'après le tableau ci-dessus les pressions sont acceptables dans la totalité des nœuds

Les résultats de la simulation sur les conduites dans tableau suivant :

Chapitre IV : Réhabilitation

Tableau IV.3 : Résultats de la simulation sur les conduites

ID Arc	Longueur M	Diamètre Mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Matériaux
tuyau R-1	114	140	17,41	1,13	PEHD
tuyau 1-2	201	125	-15,9	1,3	PEHD
tuyau 1-24	202	63	0,5	0,16	PEHD
tuyau 2-3	326	110	12,22	1,29	PEHD
tuyau 2-25	473	50	1,18	0,6	PEHD
tuyau 3-4	95	110	10,18	1,07	PEHD
tuyau 3-8	198	63	0,49	0,16	PEHD
tuyau 4-5	19	110	8,68	0,91	PEHD
tuyau 4-9	243	40	0,61	0,49	PEHD
tuyau 5-6	78	90	4,12	0,65	PEHD
tuyau 5-10	66	63	2,59	0,83	PEHD
tuyau 6-7	35	75	3,71	0,84	PEHD
tuyau 6-22	214	50	1,15	0,59	PEHD
tuyau 7-17	213	50	2,21	1,13	PEHD
tuyau 7-21	219	32	0,33	0,41	PEHD
tuyau 10-11	116	50	0,45	0,3	PEHD
tuyau 10-12	30	50	1,12	0,57	PEHD
tuyau 11-13	36	32	0,02	0,03	PEHD
tuyau 11-16	81	32	0,2	0,25	PEHD
tuyau 12-13	117	32	-0,24	0,3	PEHD
tuyau 12-14	24	40	-0,7	0,56	PEHD
tuyau 13-15	20	50	0,05	0,02	PEHD

Chapitre IV : Réhabilitation

ID Arc	Longueur M	Diamètre Mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Matériaux
tuyau 14-15	119	40	-0,3	0,24	PEHD
tuyau 17-18	35	50	1,59	0,81	PEHD
tuyau 18-19	95	32	0,24	0,3	PEHD
tuyau 18-20	205	32	0,51	0,63	PEHD
tuyau 21-22	39	50	-1,05	0,53	PEHD
tuyau 21-23	148	32	0,37	0,46	PEHD

D'après les résultats du tableau ci-dessus on constate que les vitesses sont acceptable par rapport au matériau choisi

❖ Cas de pointe+incendie :

Nous avons un débit de pointe qui n'est pas très important proche du débit d'incendie alors nous devons construire une bache d'eau de 120m³ pour l'incendie dans la zone ou il y'a un risque d'incendie élevé dans notre cas dans le nœud N6 car la densité de population est plus importante dans notre réseau

IV.3.1.3 Constatation et interprétation des résultats de la simulation :

Après la réhabilitation du réseau de distribution nous remarquons que nous avons des pressions acceptables dans tous les nœuds du réseau, donc une bonne répartition des pressions.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que les vitesses sont entre 0.3 m/s et 1.5 m/s dans la majorité des tronçons.

IV.3.2 Réseau de gouigah :

IV.3.2.1 Calcul de débit :

❖ Cas de pointe

a) Débit de pointe :

$$Q_{pte} = m^3/h = 14,04 \text{ L/s}$$

Tel que : Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

b) Débit route :

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \text{ Avec : } \sum Q_{cc} = 0$$

NB : les industries ne sont pas branchées sur le réseau d'eau potable,

$$\text{Donc : } Q_{rte} = Q_{pte} = 15 \text{ l/s}$$

c) Débit spécifique :

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L$$

Avec :

$\sum L$: la somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route = 2646.4 ml.

$$q_{sp} = \frac{15}{2646,4} = 0,00567 \text{ L/s/m}$$

d) Calcul du Débit route pour chaque tronçon :

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = q_{sp} * L_i$$

Avec : q_{sp} : débit spécifique en l/s/m

L_i : longueur de tronçon de l'ordre i.

e) Calcul du Débit nodal :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

Chapitre IV : Réhabilitation

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r$$

Où : Q_{ni} = débit au nœud de l'ordre i considéré ;

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

Le tableau suivant présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau IV.4: debits routes et nodaux du reseau (cas de pointe)

Nœuds	Tronçons	Longueurs	qs l/s	Qr l/s	$\sum Q_r$ l/s	Q_N (l/s)
1	1—2	110,7	0,00567	0,62746	0,80	0,40
	1—3	30	0,00567	0,17004		
	1—8	56	0,00567	0,31741		
2	2—1	110,7	0,00567	0,62746	0,63	0,31
3	3—1	30	0,00567	0,17004	6,87	3,44
	3—4	260	0,00567	1,47370		
	3—5	922,7	0,00567	5,22994		
4	4—3	260	0,00567	1,47370	4,59	2,30
	4—6	330,8	0,00567	1,87500		
	4—7	219,6	0,00567	1,24471		
5	5—3	922,7	0,00567	5,22994	5,23	2,61
6	6—4	330,8	0,00567	1,87500	1,88	0,94
7	7—4	219,6	0,00567	1,24471	1,24	0,62
8	8—1	56	0,00567	0,31741	1,07	0,53
	8—9	37	0,00567	0,20972		
	8—11	95,3	0,00567	0,54017		
9	9—8	37	0,00567	0,20972	0,89	0,44
	9—10	119,6	0,00567	0,67790		
10	10—9	119,6	0,00567	0,67790	1,94	0,97
	10—11	60,4	0,00567	0,34235		
	10—14	163	0,00567	0,92390		
11	11—8	95,3	0,00567	0,54017	1,02	0,51
	11—10	60,4	0,00567	0,34235		
	11—12	24,5	0,00567	0,13887		
12	12—11	24,5	0,00567	0,13887	0,87	0,44
	12—13	129,6	0,00567	0,73458		
13	13—10	163	0,00567	0,92390	1,81	0,91
	13—12	129,6	0,00567	0,73458		
	13—14	27,2	0,00567	0,15417		
14	14—13	27,2	0,00567	0,15417	0,15	0,08

IV.3.2.2 Résultat de simulation

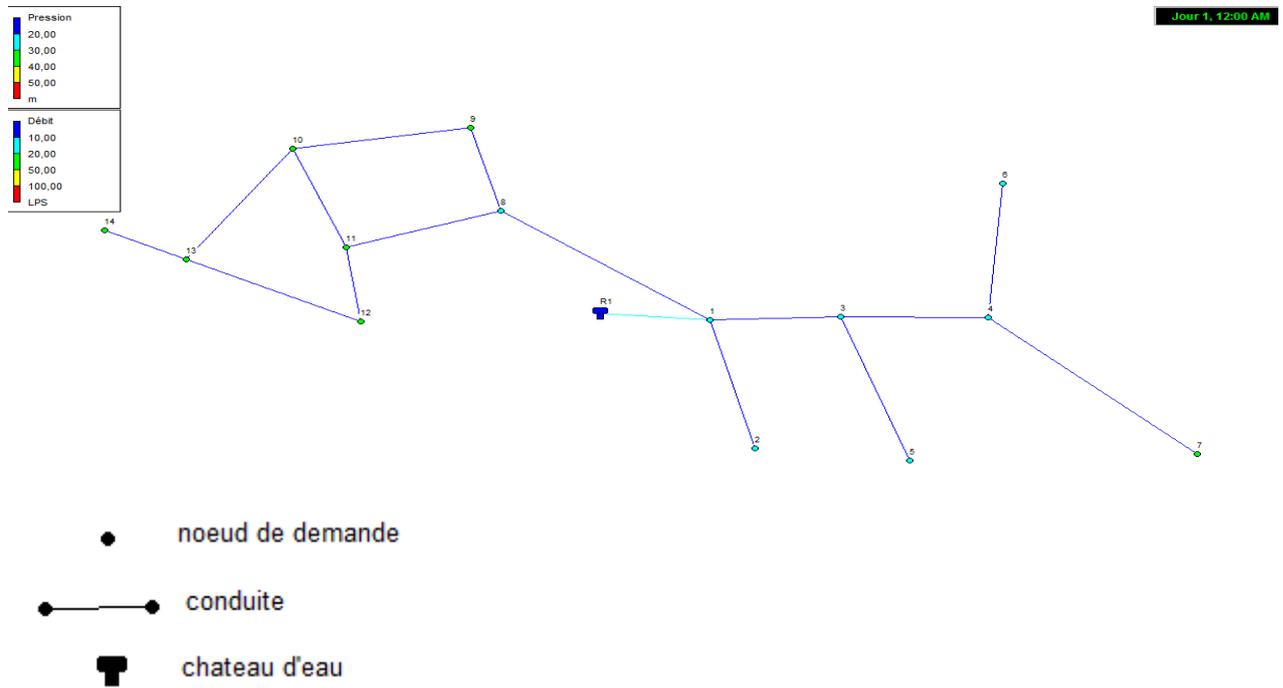


Figure IV.2 réseau de gouigah réhabilité

Tableau IV.5 : Résultats de la simulation sur les nœuds

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud n01	26,7	0,4	23,23
Noeud n02	24,5	0,31	25,16
Noeud n03	21,1	3,44	28,57
Noeud n04	20,1	2,3	28,45
Noeud n05	20,1	2,61	24,86
Noeud n06	18,2	0,94	24,79
Noeud n07	16,8	0,62	31,14
Noeud n08	20,1	0,53	29,55
Noeud n09	19	0,44	30,55
Noeud n10	17,5	0,97	31,61
Noeud n11	17,1	0,51	32,1
Noeud n12	16,3	0,44	32,51
Noeud n13	16,2	0,91	31,95
Noeud n14	15,1	0,08	33,03

D'après le tableau ci-dessus les pressions sont acceptables dans la totalité des nœuds

Chapitre IV : Réhabilitation

Les résultats de la simulation sur les conduites dans tableau suivant :

TableauIV.6: Résultats de la simulation sur les conduites

ID Arc	Longueur M	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Matériaux
tayau R-1	60	125	14,5	1,18	PEHD
tayau 1-2	110,7	40	0,31	0,25	PEHD
tayau 1-3	30	110	9,91	1,04	PEHD
tuyau 3-4	260	90	3,86	0,61	PEHD
tuyau 3-5	922,7	75	2,61	0,59	PEHD
tuyau 4-6	330,8	40	0,94	0,75	PEHD
tuyau 4-7	219,6	50	0,62	0,32	PEHD
tuyau 1-8	56	90	3,88	0,61	PEHD
tuyau 8-9	37	75	1,8	0,41	PEHD
tuyau 8-11	95,3	63	1,55	0,5	PEHD
tuyau 9-10	119,6	63	1,36	0,44	PEHD
tuyau 10-11	60,4	32	-0,13	0,16	PEHD
tuyau 10-13	163	40	0,52	0,41	PEHD
tuyau 11-12	24,5	40	0,91	0,73	PEHD
tuyau 12-13	129,6	40	0,47	0,38	PEHD
tuyau 13-14	27,2	32	0,08	0,61	PEHD

D'après les résultats du tableau ci-dessus on constate que les vitesses sont acceptables par rapport au matériau choisi

❖ Cas de pointe + incendie

Nous avons un débit d'incendie supérieur au débit de pointe nous devons alors construire une bache d'eau de 120m³ pour l'incendie dans la zone où il y'a un risque d'incendie élevé dans notre cas dans le nœud N13 car la densité de population est plus importante dans notre réseau

IV.3.2.3 Constatation et interprétation des résultats de la simulation :

Après la réhabilitation du réseau de distribution nous remarquons que nous avons des pressions acceptables dans tous les nœuds du réseau, donc une bonne répartition des pressions.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que les vitesses sont entre 0.3 m/s et 1.5 m/s dans la majorité des tronçons.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons réhabilité notre réseau suivant trois critères :

- Redimensionner tout les tronçons qui posons des problèmes (faibles vitesses, de pressions ...)
- Eliminer les tançons qui sont mal structuré.
- Essayer de récupérer le maximum de tronçon au sein de la réhabilitation, pour réduire le coût du projet

A la fin on peut dire qu'après la réhabilitation du réseau, un bon fonctionnement du réseau a été remarqué, après simulation hydraulique, et cela s'est traduit par l'apparition de bonnes pressions aux nœuds et des bonnes vitesses d'écoulement dans les conduites.

Introduction

Dans le cadre de notre projet, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour l'acheminement de l'eau recueilli de la source vers les consommateurs. Donc 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.

V.1 Le rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique

✓ **Fonction technique**

-Régulation du débit: Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.

-Sécurité d'approvisionnement: Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)

-Régulation de la pression: Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.

-Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.

-Réacteur participant au traitement: les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

✓ **Fonction économique**

-Réduction des investissements sur le réseau de distribution: Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).

-Réduction des dépenses d'énergie: Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

V.2 Classification des réservoirs

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

D'après leurs rôles, on distingue :

- Rôle d'équilibre
- Rôle de brise charge
- Rôle de relai.

V.3 Équipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

V.4 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité,
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour Mo.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires (comme dans notre cas), on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation ;
- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piezométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;

- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

V.5 Ouvrages de Stockage :

Actuellement, L'agglomération de Boudouaou El Bahri est alimentée gravitairement à partir du système SPET au moyen du château d'eau de volume 1000 m³ de Hlaimia situé à Boudouaou.

- Château d'eau de Hlaimia 1000 m³:



Conduite
de départ

Conduite de
vidange et
trop plein

Conduite
d'arrivée

Figure0. 1 : Réservoir de Hlaimia 1000 m³

Tableau0V.1 :Caractéristiques du château d'eau de Hlaimia

Nomination du réservoir	Hlaimia
Type	Surélevé
Forme	Conique
Situation	Hlaimia
Année de réalisation	-
Capacité	1000 m ³
Cote radier	100 m
Trop plein	106m
Diamètre et matériau de la conduite d'arrivée	Ø 500 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de départ	Ø 500 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de trop plein	Ø 400
Diamètre et matériau de la conduite vidange	Ø 400
Etat du génie civil	Bon
Observation	-

Chapitre V : Les réservoirs

- Réservoir 500 m³ boudouaouelbahri ACL:

Le réseau de distribution en eau potable de Boudouaou El Bahri est alimenté par un réservoir surélevé d'une capacité de 500 m³.

Tableau0.2:Caractéristiques de réservoir surélevé de Boudouaou El Bahri

Nomination du réservoir	ACL 500 m ³
Type	Surélevé
Forme	Circulaire
Situation	ACL Boudouaou El Bahri
Année de réalisation	2013
Capacité	500 m ³
Cote du radier	55 m
Cote du Trop plein	59.5m
Diamètre et matériau de la conduite d'arrivée	Ø 250 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de départ	Ø 250 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de trop plein	Ø 250 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de vidange	Ø 400 PVC
Etat du génie civil	Bon
Observation	-

Chapitre V : Les réservoirs

- Réservoir 500 m³ Gouigah :

Tableau0. 3 : Caractéristiques du réservoir surélevé de Gouigah

Nomination du réservoir	Gouigah
Type	Surélevé
Forme	Cylindrique
Situation	Gouigah
Année de réalisation	-
Capacité	500 m ³
Coteduradier	59.5m
Trop plein	66.3m
Diamètre et matériau de la conduite d'arrivée	Ø 250 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de départ	Ø 250 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de trop plein	Ø 250 PEHD
Diamètre et matériau de la conduite de vidange	Ø 300 PEHD
Etat du génie civil	Bon
Observation	-



Conduite
trop plein

Conduite
de départ

Conduite
d'arrivée

Figure V 2 :réservoirGouigah

- Réservoir de volume 100 m³ (Hors service) :

Tableau V .4 : Caractéristiques de réservoir de Haouchcastelle

Nomination du réservoir	HaouchCastelle
Type	Semi enterré
Forme	Circulaire
Situation	ACL
Année de réalisation	-
Capacité	100 m ³
Cote du radier	34 m
Cote du Trop plein	38.5m
Diamètre et matériau de la conduite d'arrivée	Ø 200 PEHD



Figure V.3 : réservoir de volume 100 m³ boudoudaouelbahri

Tableau 0.5 : Caractéristiques des réservoirs de stockage

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Cote du trop plein (m)	Emplacement	Etat
Réservoir surélevé	1000	104	110	Hlaimia	Bon- exploité
Réservoir surélevé	500	59.5	66.3	gouigah	Bon- exploité
Réservoir surélevé	500	55	59.5	Aclboudouaouelbahri	Bon- exploité
Réservoir semi-enterré	100	34	38.5	Aclboudouaouelbahri	bon- Non exploité

V.6 évaluation des besoins en stockage :

L'alimentation en eau de la ville de Boudouaou El Bahri se fait actuellement à partir de Réservoir de Hlaimia, cette situation est supposé maintenue à court, moyen et à long terme.

Le calcul des besoin en stockage se fait comme suit :

Méthode Analytique :

❖ Le volume du réservoir est égal à :

$$V = P \% * Q_{\max j} + V_i$$

Où P% : capacité maximum du réservoir en pourcentage.

$Q_{\max, j}$: besoin maximum journalier

V_i : volume d'incendie

❖ Le volume utile est donné par la formule suivante:

$$V_{cal} = \frac{P * Q_{\max, j}}{100}$$

Avec P : quantité max d'eau restant dans le réservoir en %

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120m^3$

V.6.1 Estimation de besoin en stockage de réservoir de Hlaimia :

Tableau0.6 : capacité horaire de réservoir de Hlaimia

Heures	Distribution	Production	Remplissage	Vidange	Capacité horaire
	%	%	%	%	%
0—1	1,5	4,17	2,67	0,00	2,67
1—2	1,5	4,17	2,67	0,00	5,33
2—3	1,5	4,17	2,67	0,00	8,00
3—4	1,5	4,17	2,67	0,00	10,67
4—5	2,5	4,17	1,67	0,00	12,33
5—6	3,5	4,17	0,67	0,00	13,00
6—7	4,5	4,17	0,00	-0,33	12,67
7—8	5,5	4,17	0,00	-1,33	11,33
8—9	6,25	4,17	0,00	-2,08	9,25
9—10	6,25	4,17	0,00	-2,08	7,17
10—11	6,25	4,17	0,00	-2,08	5,08
11—12	6,25	4,17	0,00	-2,08	3,00
12—13	5	4,17	0,00	-0,83	2,17
13—14	5	4,17	0,00	-0,83	1,33
14—15	5,5	4,17	0,00	-1,33	0,00
15—16	6	4,17	0,00	-1,83	-1,83
16—17	6	4,17	0,00	-1,83	-3,67
17—18	5,5	4,17	0,00	-1,33	-5,00
18—19	5	4,17	0,00	-0,83	-5,83
19—20	4,5	4,17	0,00	-0,33	-6,17
20—21	4	4,17	0,17	0,00	-6,00
21—22	3	4,17	1,17	0,00	-4,83
22—23	2	4,17	2,17	0,00	-2,67
23—24	1,5	4,17	2,67	0,00	0,00

Les résultats de calcul des besoins en stockage pour les différents horizons sont présentés dans le tableau suivant : Remarque : le débit maximum journalier de la ZEST est m3/j donné par le bureau d'étude ADTT

Tableau0.7 : besoins en stockage des localités desservies à partir de château d'eau de avec autonomie Hlaimia

Horizon	Qmaxj (sans ZEST)	V calculé	V incendie	V total	V dispon	Déficit/Surplus	Déficit
2017	8239	1071,07	120	1191,07	1000	-191,07	191,07
2025	8791	1142,83	120	1262,83	1000	-262,83	262,83
2035	9428	1225,64	120	1345,64	1000	-345,64	345,64
2045	10161	1320,93	120	1440,93	1000	-440,93	440,93

Chapitre V : Les réservoirs

V.6.2 Estimation de besoin en stockage de réservoir de ACL Boudouaou El Bahri :

Tableau0.8 : capacité horaire de réservoir de l'ACL de Boudouaou El Bahri

Heures	Distribution	Production	Remplissage	Vidange	Capacité horaire
	%	%	%	%	%
0—1	1	4,17	3,17	0,00	3,17
1—2	1	4,17	3,17	0,00	6,33
2—3	1	4,17	3,17	0,00	9,50
3—4	1	4,17	3,17	0,00	12,67
4—5	2	4,17	2,17	0,00	14,83
5—6	3	4,17	1,17	0,00	16,00
6—7	5	4,17	0,00	-0,83	15,17
7—8	6,5	4,17	0,00	-2,33	12,83
8—9	6,5	4,17	0,00	-2,33	10,50
9—10	5,5	4,17	0,00	-1,33	9,17
10—11	4,5	4,17	0,00	-0,33	8,83
11—12	5,5	4,17	0,00	-1,33	7,50
12—13	7	4,17	0,00	-2,83	4,67
13—14	7	4,17	0,00	-2,83	1,83
14—15	5,5	4,17	0,00	-1,33	0,50
15—16	4,5	4,17	0,00	-0,33	0,17
16—17	5	4,17	0,00	-0,83	-0,67
17—18	6,5	4,17	0,00	-2,33	-3,00
18—19	6,5	4,17	0,00	-2,33	-5,33
19—20	5	4,17	0,00	-0,83	-6,17
20—21	4,5	4,17	0,00	-0,33	-6,50
21—22	3	4,17	1,17	0,00	-5,33
22—23	2	4,17	2,17	0,00	-3,17
23—24	1	4,17	3,17	0,00	0,00

Tableau 0.9 : besoins en stockage de l'agglomération chef lieu de Boudouaou el bahri sans autonomie

ReservoirdeACL Boudouaou El Bahri							
Horizon	Qmaxj	V calculé	V incendie	V total	V dispon	Déficit/Surplus	Déficit
2016	764	122,24	120	242,24	500	257,76	0
2025	879	140,64	120	260,64	500	239,36	0
2035	976	156,16	120	276,16	500	223,84	0
2045	1088	174,08	120	294,08	500	205,92	0

0.6.3 Estimation de besoin en stockage de réservoir de Gouigah :

Tableau0.10 : capacité horaire de réservoir de Gouigah

Heures	Distribution	Production	Remplissage	Vidange	Capacité horaire
	%	%	%	%	%
0—1	1	4,17	3,17	0,00	3,17
1—2	1	4,17	3,17	0,00	6,33
2—3	1	4,17	3,17	0,00	9,50
3—4	1	4,17	3,17	0,00	12,67
4—5	2	4,17	2,17	0,00	14,83
5—6	3	4,17	1,17	0,00	16,00
6—7	5	4,17	0,00	-0,83	15,17
7—8	6,5	4,17	0,00	-2,33	12,83
8—9	6,5	4,17	0,00	-2,33	10,50
9—10	5,5	4,17	0,00	-1,33	9,17
10—11	4,5	4,17	0,00	-0,33	8,83
11—12	5,5	4,17	0,00	-1,33	7,50
12—13	7	4,17	0,00	-2,83	4,67
13—14	7	4,17	0,00	-2,83	1,83
14—15	5,5	4,17	0,00	-1,33	0,50
15—16	4,5	4,17	0,00	-0,33	0,17
16—17	5	4,17	0,00	-0,83	-0,67
17—18	6,5	4,17	0,00	-2,33	-3,00
18—19	6,5	4,17	0,00	-2,33	-5,33
19—20	5	4,17	0,00	-0,83	-6,17
20—21	4,5	4,17	0,00	-0,33	-6,50
21—22	3	4,17	1,17	0,00	-5,33
22—23	2	4,17	2,17	0,00	-3,17
23—24	1	4,17	3,17	0,00	0,00

Tableau 1 besoins en stockage de l'agglomération Gouigah sans autonomie

Reservoir de Gouigah							
Horizon	Qmaxj	V calculé	V incendie	V total	V dispon	Déficit/Surplus	Déficit
2016	809	129,44	120	249,44	500	250,56	0
2025	833	133,28	120	253,28	500	246,72	0
2035	856	136,96	120	256,96	500	243,04	0
2045	867	138,72	120	258,72	500	241,28	0

V.6.4 Estimation des besoins pour l'agglomération plateau :

Tableau V.12: capacité horaire des deux réservoirs de Plateau

Heures	Distribution	Production	Remplissage	Vidange	Capacité horaire
	%	%	%	%	%
0—1	1,5	4,17	2,67	0,00	2,67
1—2	1,5	4,17	2,67	0,00	5,33
2—3	1,5	4,17	2,67	0,00	8,00
3—4	1,5	4,17	2,67	0,00	10,67
4—5	2,5	4,17	1,67	0,00	12,33
5—6	3,5	4,17	0,67	0,00	13,00
6—7	4,5	4,17	0,00	-0,33	12,67
7—8	5,5	4,17	0,00	-1,33	11,33
8—9	6,25	4,17	0,00	-2,08	9,25
9—10	6,25	4,17	0,00	-2,08	7,17
10—11	6,25	4,17	0,00	-2,08	5,08
11—12	6,25	4,17	0,00	-2,08	3,00
12—13	5	4,17	0,00	-0,83	2,17
13—14	5	4,17	0,00	-0,83	1,33
14—15	5,5	4,17	0,00	-1,33	0,00
15—16	6	4,17	0,00	-1,83	-1,83
16—17	6	4,17	0,00	-1,83	-3,67
17—18	5,5	4,17	0,00	-1,33	-5,00
18—19	5	4,17	0,00	-0,83	-5,83
19—20	4,5	4,17	0,00	-0,33	-6,17
20—21	4	4,17	0,17	0,00	-6,00
21—22	3	4,17	1,17	0,00	-4,83
22—23	2	4,17	2,17	0,00	-2,67
23—24	1,5	4,17	2,67	0,00	0,00

L'agglomération est alimentée par le réservoir 500 m³ de plateau et un réservoir 60 m³

Les résultats de calcul des besoins en stockage pour les différents horizons sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : besoins en stockage de l'agglomération secondaire plateau

Reservoir de plateau							
Horizon	Qmaxj	V calculé	V incendie	V total	V dispon	Déficit/Surplus	Déficit
2016	3314	430,82	120	550,82	560	9,18	0
2025	3727	484,51	120	604,51	560	-44,51	44,51
2035	4254	553,02	120	673,02	560	-113,02	113,02
2045	4859	631,67	120	751,67	560	-191,67	191,67

Conclusion

Après l'évaluation des besoins en stockage on a trouvé que :

Le réservoir d'eau existant de 1000 m³ de Hlaimia est suffisant pour l'alimentation de toutes les localités desservies à partir de ce réservoir jusqu'à l'horizon 2035, mais il n'est pas suffisant à partir de l'horizon 2045

En tenant compte des besoins de la ZEST de boudouaou el bahri ce réservoir n'est pas suffisant pour satisfaire la totalité des besoins en stockage pour tous les horizons de calcul

Le réservoir d'eau existant de 500 m³ de ACL est suffisant pour l'alimentation toutes les localités desservies par ce réservoir (ACL, ZE Sidi M'hamed et les autres localités) à l'horizon actuel

Alors, le réservoir d'eau existant de 500 m³ de Gouigah est suffisant pour l'alimentation de la zone d'étude (gouigah) à l'horizon actuel et futur.

Introduction

Après le calcul des besoins, et le besoins en stockage ce chapitre a pour but de trouver une solution technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit et alimenter la ZEST.

Aussi, l'étude et le choix le choix de type de pompes idéales adaptées à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompage le long de l'adduction.

VI.1. Généralité sur l'adduction :

VI.1.1. Définition :

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de consommation.

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfère de l'eau entre deux points, dans notre c'est entre la station de pompage et les réservoirs de stockage

VI.1.2. Type de l'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement :
- Adduction mixte :

Dans notre projet on a une adduction par refoulement

VI.1.3. Les critères de choix du tracé :

Connaissant son point de départ et son point d'arrivée, le tracé de notre conduite d'adduction doit obéir à certains impératifs :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront de cantonnement d'air ce qui va entrainer des cavitations (dans ce cas les ventouses et les dispositifs anti- bélier sont exigés).
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Il sera préférable de suivre les accotements des routes pur facilité les travaux, l'acheminement des matériaux et l'accès aux regards contenant les appareils de robinetterie.
- Eviter la traversée des massifs boisés.

Chapitre VI : adduction et pompage

VI.1.4 Choix des matériaux de canalisation:

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- La disponibilité.
- Prix unitaire.
- Type de sol.

Dans notre projet, on opte pour les conduites en PEHD, car :

- Elles sont très économiques.
- Elles sont disponibles sur le marché.
- Elles permettent une pose simple et adéquate.
- Elles ont une résistance élevée aux fortes pressions (> à 20 bars).
- Elles ont une faible rugosité (conduite lisse).
- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par soudage bout à bout (la fusion des extrémités de conduites au moyen d'une plaque chauffante).

VI.2 Diagnostic de l'adduction existante

Le principe actuel d'adduction en eau potable de la commune de Boudouaou El Bahri se base essentiellement sur le renforcement de (SPIK) et (SPET) à partir de H'laimia.

L'adduction en eau de la commune se fait par la conduite de DN315 mm en PEHD, provenant du château d'eau R1000 m³ de Hlaimia vers la station de pompage qui se trouve à côté de la RN 24.

Une conduite d'adduction de DN 250 en PEHD reliant la station de pompage vers le château d'eau de volume 500 m³ de Chef lieu.

Une conduite d'adduction de DN250 en PEHD reliant la station de pompage au château d'eau de volume 500 m³ de Gouigah.

Une conduite d'adduction DN250 en PEHD reliant la station de pompage au château d'eau de volume 500 m³ de Plateau

Chapitre VI : adduction et pompage

Tableau VI.1 : caractéristiques des conduites d’adduction .

Conduites	Longueurs (m)	Diamètres (mm)	matériaux	Etat
Rhlaimia-station de pompage	5000	315	PEHD	Bon
Station de pompage-R500ACL	204	250	PEHD	Bon
Station de pompage-R500GOUIGAH	854	250	PEHD	Bon
Station de pompage-R500PLATEAU	2000	250	PEHD	Bon

VI.2.1 Résultat de simulation de l’adduction actuelle :

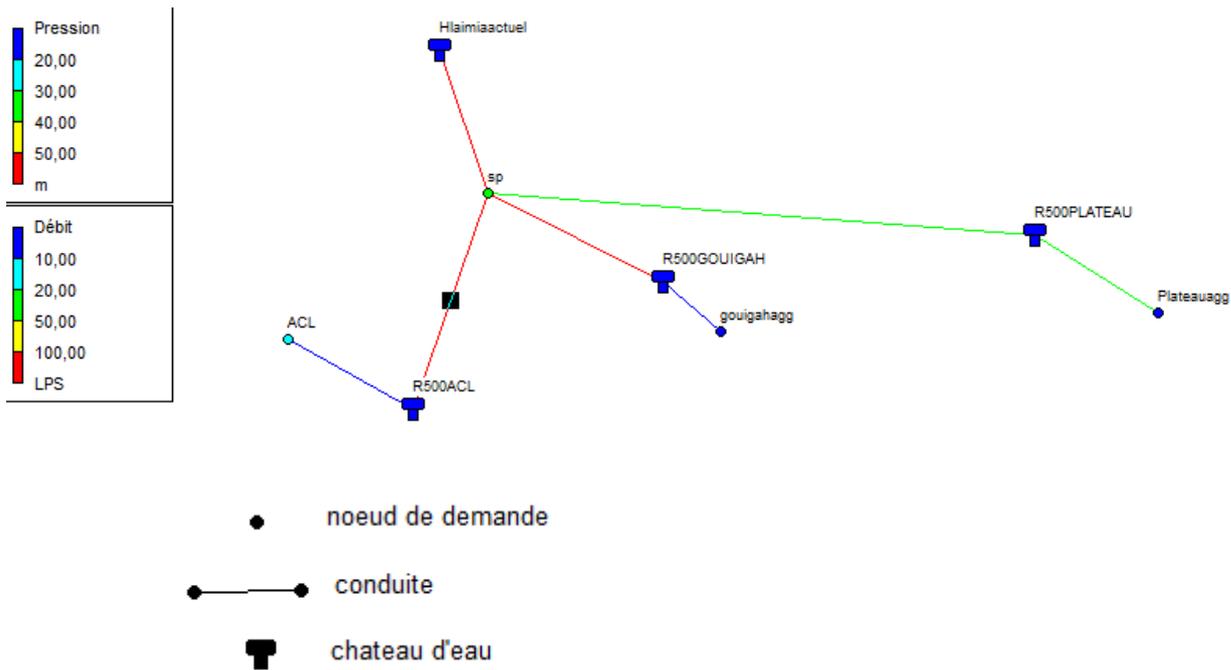


Figure VI.1 : Schéma de simulation de l’adduction actuelle de la commune de boudouaou el bahri

Chapitre VI : adduction et pompage

Tableau VI.2 : Etat des conduites du réseau d'adduction actuelle de la commune de Boudouaou el Bahri

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	M	mm	l/s	m/s
Rhlaimia-station de pompage	5000	315	56,56	1,97
Station de pompage-R500ACL	204	250	8,84	2,81
Station de pompage-R500GOUIGAH	854	250	9,36	2,14
Station de pompage-R500PLATEAU	2000	250	38,36	1,24

D'après la simulation on constate que les vitesses sont bonnes entre 0.3m/s et 3m/s

VI.3. Etude d'adduction :

En se basant sur les résultats de calcul et de diagnostic effectué dans les chapitres précédents, il ressort ce qui suit :

➤ Ressource :

Insuffisance de la ressource disponible actuellement (sans l'apport de Spik3) pour assurer l'alimentation en eau potable de toute la population de la commune de Boudouaou El Bahri y compris la ZEST à partir de l'horizon 2035.

➤ Stockage et adduction :

- Hlaimia : Déficit de 440 m³ à l'horizon 2045 en prenant en compte les besoins de la ZEST
- ACL : Un surplus de 205 m³ à l'horizon 2045
- Gouigah : Un surplus de 241 m³ à l'horizon 2045.
- Plateau : Déficit de 191 m³ à l'horizon 2045

Afin de remédier à ces problèmes nous devons prendre des dispositions suivantes :

- Prévoir un château d'eau de capacité 500 m³ à Hlaimia pour satisfaire à la totalité des
 - besoins de la commune de Boudoauou El Bahri
 - Pour le chef lieu et Gouigah il y aura pas un déficit en stockage à l'horizon 2045, donc on garde le même système d'alimentation où chacune de ces agglomération reste alimentée à partir de réservoir de stockage utilisée actuellement (R500).
 - Pour le Plateau à l'horizon 2045 on aura un déficit de 191 m³, pour cela on prévoit un réservoir de 500 m³ pour l'alimentation de cette agglomération à long terme.
 - Pour la ZEST les besoins en stockage sont comme suit :
 - Zone Est : 272.025m³
 - Zone Centre : 126.913 m³
 - Zone Ouest : 203.54 m³
- On prévoit donc 3 réservoirs d'une capacité de 500m³ pour la le plateau et l'ouest de la ZEST, 250 m³ pour le centre de la ZEST et 500 m³ pour l'est de la ZEST.

VI.3.1.Calcul hydraulique et dimensionnement de l'adduction :

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal, c'est-à-dire le diamètre donnant les meilleures conditions d'écoulement avec un coût moindre.

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par le formule du diamètre économique :

$$D_{ec} = E \frac{1}{\alpha+m} C j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} Q j^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

E : un facteur économique, égale à :

$$E=10 \times Y \times M \times \sigma$$

Avec :

Chapitre VI : adduction et pompage

- σ : prix du kWh, varie trois fois par jour (voir le tableau VI.1)

Tableau VI.3 La variation de prix du kWh d'énergie en fonction des heures de la journée.

Périodes	Horaires	Nombre d'heures (H)	Prix du kWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h – 17h	11	1,615
Heures de pointe	17h – 21h	4	7,267
Heures creuses	21h – 06h	9	0,853

Nous avons opté pour le fonctionnement de la station de pompage de 20h /24h pour le rabattement de la nappe et le refroidissement des pompes.

$$\sigma = \frac{1,615 \times 11 + 7,267 \times 4 + 0,853 \times 9}{24} = 2.271 \text{ DA}$$

- M: dépend du type de matériaux tel que :

Tableau VI.4: la variation du coefficient M selon le type de matériaux de construction des conduites

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Plastique	0,13

Υ : Coefficient de variation journalière de la consommation et du régime de travail de station de pompage, donné par la relation suivante :

$$\Upsilon = \frac{1}{(K \cdot K_j \cdot K_h)^3}$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1,03 à 1,04 ; on prend 1,035.

K_j : coefficient de variation de la consommation journalière, variant de 1,1 à 1,3 ; on prend 1,3.

K_h : coefficient de variation horaire de consommation qui dépend du régime de consommation. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients à savoir:

Chapitre VI : adduction et pompage

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 1,2 et 1,5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_h = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Tableau VI.5 : Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Dans notre cas, le coefficient $\beta_{\max} = 1,2$; ce qui implique que $K_{\max.h} = 1,2 \times 1,3 = 1,56$.

Alors :

$$Y=0,11.$$

$$\Rightarrow E = 10 \times 0,13 \times 0,14 \times 1,465$$

$$\Rightarrow E = 0,325.$$

- C_j : rapport du débit du tronçon considéré sur le débit du tronçon en tête du réseau, dans le cas d'une conduite unique $C_j=1$.
- α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre, il dépend du type de matériaux :

Tableau VI.6 La variation du coefficient α en fonction du type de matériaux de construction des conduites.

Type de matériaux	A
Acier	1,4
Fonte	1,6
Plastique	1,95

Les coefficients m et β dépendent respectivement du type de matériaux et les habitudes de la population, leurs valeurs sont résumées dans le tableau ci-après :

Chapitre VI : adduction et pompage

Tableau VI.7 La variation des coefficients m et β .

Tuyau	M	B
Acier et fonte	5,1- 5,3	1,9- 2
Amiante ciment	4,89	1,85
Plastique	4,774	1,77

Les conduites utilisées dans notre projet sont les conduites en PEHD (plastique), alors on prend : $m=4,774$ et $\beta=1,77$.

➤ **Calcul des pertes de charge:**

Le gradient des pertes de charge linéaires est déterminé à partir de la formule de DARCY WEISBACH, qui s'exprime par :

$$\Delta H_l = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{av}^5}$$

Avec :

ΔH_l : les pertes de charge linéaires en m.

L_g : la longueur géométrique de la conduite en m.

Q : le débit maximal journalier en m^3/s .

D : le diamètre avantageux en m.

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

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

- ε : la rugosité de la conduite, elle vaut à 0,01 mm pour les conduites en PEHD (catalogue CHIALI) .

Dans le cas d'adduction, les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires, c'est-à-dire, les pertes de charge totales sont égales à :

$$\Delta H_{tot} = 1,1 \times \Delta H_l$$

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (ΔH_T) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp}) :

$$HMT = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$$

Chapitre VI : adduction et pompage

Avec :

H_g : la différence des cotes d'arrivée au réservoir tampon et du niveau dynamique du forage.

ΔH_T : les pertes de charge totales.

ΔH_{asp} : les pertes de charge par aspiration, elles sont estimées à 0,5m.

➤ Puissance absorbé par la pompe :

La puissance absorbée (en KW) est donnée par la relation suivante :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m³/s)

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%), un rendement de 80% est retenu.

➤ Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P \times T \times 365$$

Avec :

E : énergie consommée exprimée en (KWh)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en KW.

➤ Calcul des dépenses annuelles d'énergie :

$$K = E \times \sigma \text{ (DA)}$$

- σ : le prix du KWh, il est déjà calculé, et égale à 2.271 DA

➤ Calcul de l'amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \text{ (DA)}$$

Chapitre VI : adduction et pompage

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% , c'est-à-dire, l'amortissement annuel est égale à :

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

Avec i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement ($n=30$ ans)

D'où
$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08$$

$$\mathbf{A = 0.09}$$

➤ Calcul des frais d'exploitations :

Les frais d'exploitations sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage pour une gamme de diamètre obtenue.

En utilisant la formule du diamètre économique (VI.1) on aura :

$$D_{\text{eco (sp-R500ZESTEST)}} = 168 \text{ mm.}$$

$$D_{\text{eco (SP-R250ZESTCENTRE)}} = 112 \text{ mm.}$$

$$D_{\text{eco (SP-R500plateapro)}} = 180 \text{ mm.}$$

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres, sont présentées dans les tableaux.

Tableau VI.8 calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour le tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	v (m/s)	λ	ΔH_1 (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
110	2000	0,0197	2,074	0,01196288	46,78	51,46	14,3	66,26
125	2000	0,0197	1,743	0,01176944	29,79	32,77	14,3	47,57
160	2000	0,0197	0,980	0,0111622	6,70	7,37	14,3	22,17
200	2000	0,0197	0,627	0,01072298	2,11	2,32	14,3	17,12

Chapitre VI : adduction et pompage

Tableau VI.9 calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour le tronçon (station de pompage- R250ZESTCENTRE).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	v (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HMT (m)
90	1112	0,007	1,101	0,01242761	9,30	10,24	13,8	24,54
110	1112	0,007	0,737	0,01196288	3,28	3,61	13,8	17,91
125	1112	0,007	0,571	0,0116803	1,69	1,86	13,8	16,16
160	1112	0,007	0,348	0,0111622	0,47	0,52	13,8	14,82

Tableau VI.10 : calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour le tronçon (station de pompage- R500PLTEAUPRO).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	v (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HMT (m)
125	2500	0,024	1,957	0,0116803	44,72	49,19	33,3	82,99
160	2500	0,024	1,194	0,0111622	12,44	13,68	33,3	47,48
200	2500	0,024	0,764	0,01072298	3,92	4,31	33,3	38,11
250	2500	0,024	0,489	0,01030918	1,23	1,36	33,3	35,16

Tableau VI.11 Les frais d'exploitation pour le tronçon (station de pompage- R500ZESTEST).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	F _{exp} (KDA)
110	2000	0,0197	66,26	16,3161902	142929,826	324593,636	324,593636
125	2000	0,0197	47,57	11,7133512	102608,956	233024,94	233,02494
160	2000	0,0197	22,17	5,46048442	47833,8435	108630,659	108,630659
200	2000	0,0197	17,12	4,21614668	36933,4449	83875,8534	83,8758534

Chapitre VI : adduction et pompage

Tableau VI.12 Les frais d'exploitation pour le tronçon (station de pompage- R250ZESTCENTRE).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	F _{exp} (KDA)
90	1112	0,007	24,54	2,1468364	18806,2869	42709,0775	42,7090775
110	1112	0,007	17,91	1,5673356	13729,8603	31180,5127	31,1805127
125	1112	0,007	16,16	1,4141181	12387,6752	28132,4105	28,1324105
160	1112	0,007	14,82	1,2965483	11357,7635	25793,4809	25,7934809

Tableau VI.13 Les frais d'exploitation pour le tronçon (station de pompage- R500PLATEAUPRO).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)	F _{exp} (KDA)
125	2500	0,024	82,99	24,897441 4	218101,587	495308,703	495,308703
160	2500	0,024	47,48	14,244470 9	124781,565	283378,934	283,378934
200	2500	0,024	38,11	11,432030 4	100144,587	227428,356	227,428356
250	2500	0,024	35,16	10,547034 6	92392,0235	209822,285	209,822285

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Tableau VI.14 Les frais d'amortissement pour le tronçon (station de pompage- R500ZESTEST).

D (mm)	L (m)	prix ml (DA)	prix (DA)	F _{amr} (DA)	F _{amr} (KDA)
110	2000	418,7	837400	75366	75,366
125	2000	553,5	1107000	99630	99,63
160	2000	901,89	1803780	162340,2	162,3402
200	2000	1361,17	2722340	245010,6	245,0106

Chapitre VI : adduction et pompage

Tableau VI.15 Les frais d'amortissement pour le tronçon (station de pompage- R250ZESTCENTRE).

D (mm)	L (m)	prix ml (DA)	prix (DA)	F _{amr} (DA)	F _{amr} (KDA)
90	1112	356,35	396261,2	35663,508	35,663508
110	1112	418,7	465594,4	41903,496	41,903496
125	1112	553,5	615492	55394,28	55,39428
160	1112	901,89	1002901,68	90261,1512	90,2611512

Tableau VI.16 Les frais d'amortissement pour le tronçon (station de pompage- R500PLATEAUPRO).

D (mm)	L (m)	prix ml (DA)	prix (DA)	F _{amr} (DA)	F _{amr} (KDA)
125	2500	553,5	1383750	124537,5	124,5375
160	2500	901,89	2254725	202925,25	202,92525
200	2500	1361,17	3402925	306263,25	306,26325
250	2500	2281,5	5703750	513337,5	513,3375

Les prix du mètre linéaire de conduite en PEHD avec PN=6 bars, sont pris à partir du catalogue de CHIALLI (voir l'annexe VI.1).

➤ **Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et ceux d'amortissement, on va faire leur somme pour calculer le bilan total des coûts et tracer la courbe d'optimisation, qui par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique.

Tableau VI.17 Le bilan des coûts pour le tronçon (station de pompage- R500ZESTEST).

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{exp} (KDA)	F _{amr} (DA)	F _{amr} (KDA)	F _{tot} (DA)	F _{tot} (KDA)
110	324593,636	324,593636	75366	75,366	399959,636	399,959636
125	202396,986	202,396986	99630	99,63	302026,986	302,026986
160	108630,659	108,630659	162340,2	162,3402	270970,859	270,970859
200	83875,8534	83,8758534	245010,6	245,0106	328886,453	328,886453

Chapitre VI : adduction et pompage

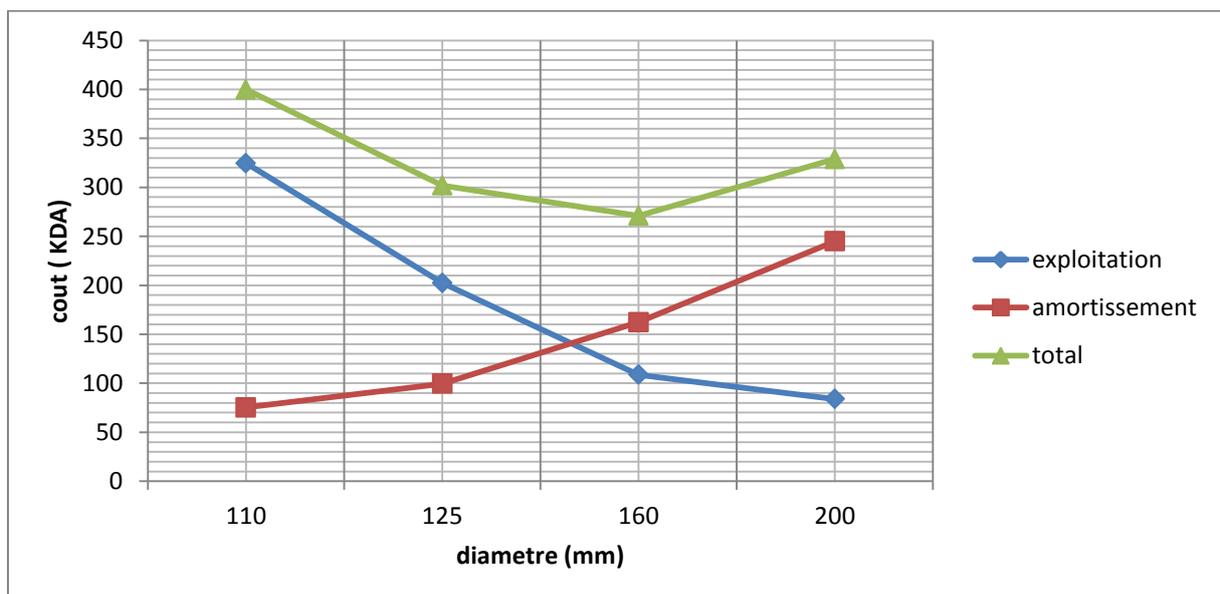
Tableau VI.18 Le bilan des coûts pour le tronçon (station de pompage-R250ZESTCENTRE).

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{exp} (KDA)	F _{amr} (DA)	F _{amr} (KDA)	F _{tot} (DA)	F _{tot} (KDA)
90	42709,0775	42,7090775	35663,508	35,663508	78372,5855	78,3725855
110	31180,5127	31,1805127	41903,496	41,903496	73084,0087	73,0840087
125	28132,4105	28,1324105	55394,28	55,39428	83526,6905	83,5266905
160	25793,4809	25,7934809	90261,1512	90,2611512	116054,632	116,054632

Tableau VI.19 Le bilan des coûts pour le tronçon (station de pompage-R500PLATEAUPRO).

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{exp} (KDA)	F _{amr} (DA)	F _{amr} (KDA)	F _{tot} (DA)	F _{tot} (KDA)
125	495308,703	495,308703	124537,5	124,5375	619846,203	619,846203
160	283378,934	283,378934	202925,25	202,92525	486304,184	486,304184
200	227428,356	227,428356	306263,25	306,26325	533691,606	533,691606
250	209822,285	209,822285	513337,5	513,3375	723159,785	723,159785

Les figures ci-dessous représentent les courbes d'optimisation des tronçons :



Chapitre VI : adduction et pompage

Figure VI.2 Le bilan des frais du tronçon (station de pompage-R500ZESTEST).

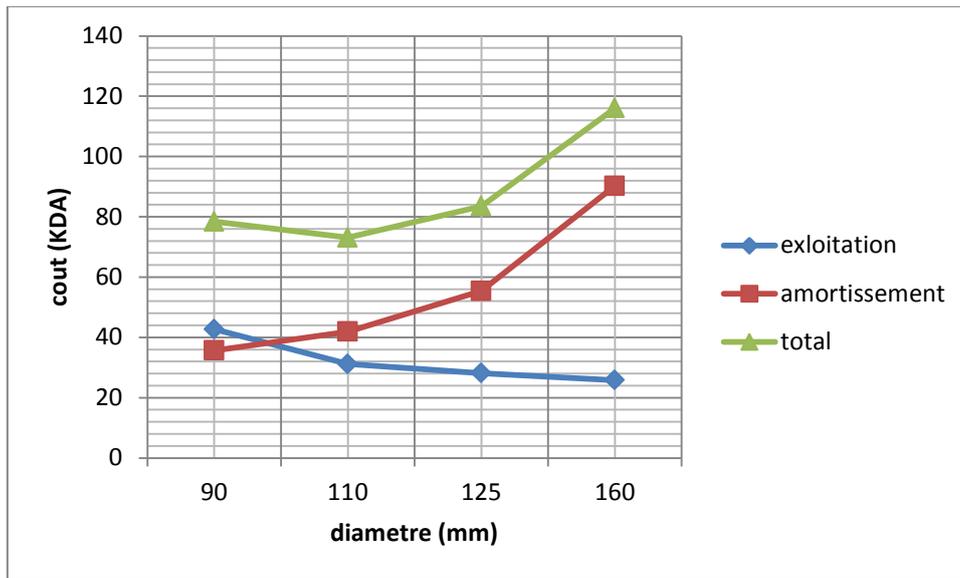


Figure VI.3 Le bilan des frais du tronçon (station de pompage-R250ZESTCENTRE).

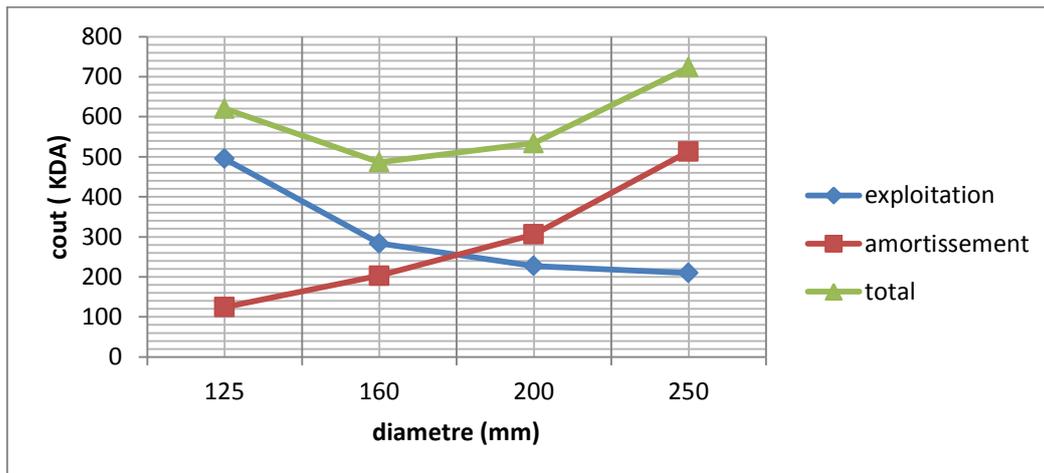


Figure VI.4 Le bilan des frais du tronçon (station de pompage-R500PLATEAUPRO).

Selon la combinaison des frais d'exploitation et d'amortissement, et prenant en compte la pression supportée et la vitesse, le diamètre économique choisi est :

Tableau VI.20 les diamètres choisis pour chaque tronçon.

Tronçon	Diamètre choisi (mm)	HMT (m)
Station de pompage-R500ZESTEST	160	22,17
Station de pompage-R250ZESTCENTRE	110	17,96
Station de pompage-	160	47,48

Chapitre VI : adduction et pompage

R500PLATEAUPRO		
----------------	--	--

VI.3.2 résultat de simulation :

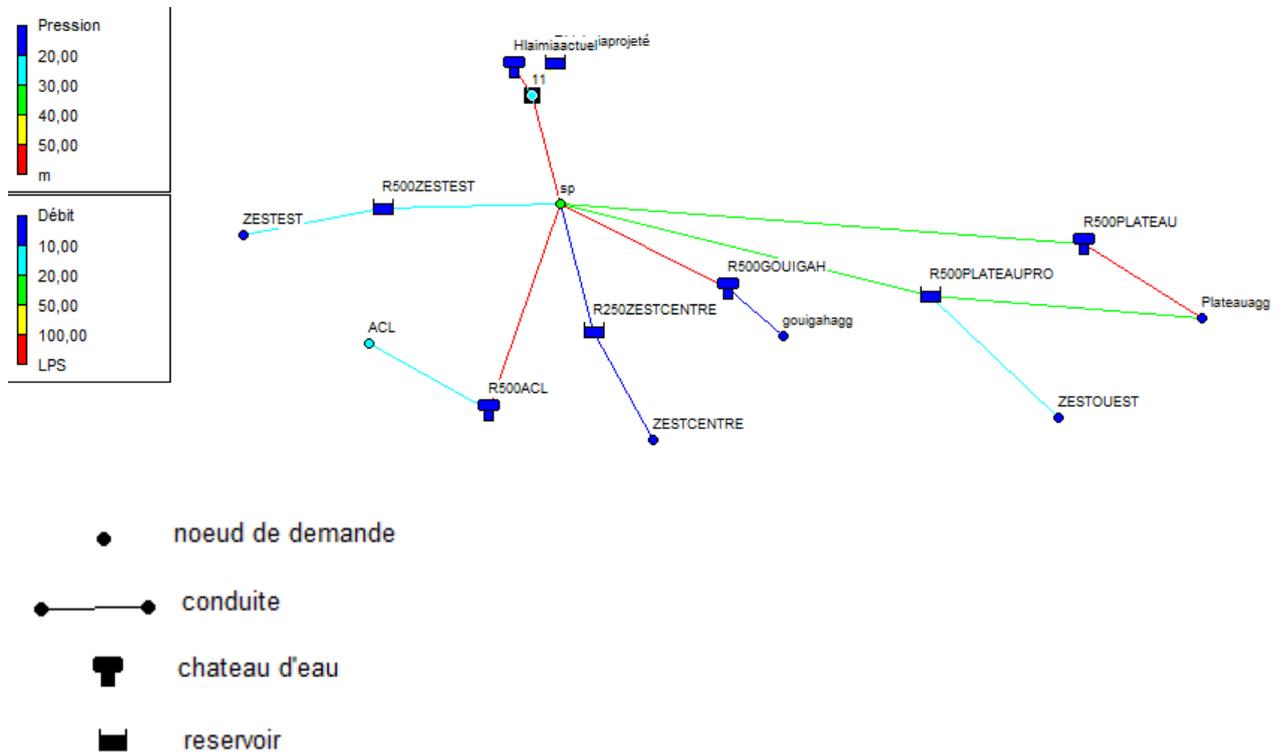


Figure VI.5 Schéma de simulation de l'adduction projetée de la commune de Boudouaou el Bahri

Tableau VI.21 Etat des conduites du réseau d'adduction de la commune de Boudouaou el Bahri (12h00)

	Longueur	Diamètre	Vitesse
ID Arc	M	mm	m/s
Rhlaimia-station de pompage	5000	315	1,72
Station de pompage-R500ZESTEST	2000	160	1,58
Station de pompage-R500ACL	204	250	0,6
Station de pompage-R250ZESTCENTRE	1112	110	1,76
Station de pompage-R500GOUIGAH	854	250	3.08
Station de pompage-R500PLATEAUPRO	2500	160	0,77
Station de pompage-R500PLATEAU	2000	250	1,11

D'après la simulation on constate que les vitesses sont bonnes entre 0.3m/s et 3m/s

VI.4 Pompage

VI.4.1 station de pompage existante :



Figure VI.6 : station de pompage de Boudouaou El Bahri

- Capacité de la bête : 1000 m³,
- Nombre de GEPH : 06,
- Puissance dutransformateur: 250 kva
- Refoulement vers 03 directions :
 - Localité Gouiguah : (1+1) Q= 23 l/s (144 m³/h) et Hmt = 58 m
 - Chef lieu : (1+1) Q= 40 l/s (83 m³/h) et Hmt = 58 m
 - Plateau : (1+1) Q= 42.5 l/s (153 m³/h) et Hmt = 80 m

On remarque que :

- Les pompes sont en bon état et leurs capacités en termes de débit et HMT sont suffisante
- Les conduites d'adduction sont en bon état

Dans notre projet nous avons planté trois d'autres réservoirs donc nous devons ajouter d'autres pompes

Chapitre VI : adduction et pompage

VI.4.2 Choix du type et nombre de pompes :

Pour choisir le type et le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée
- Nombre minimal de pompes
- Meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale
- Vitesse de rotation élevée
- (NPSH)_r minimal

Nous allons faire une comparaison des pompes monoblocs à axe horizontales et on choisira la plus adéquate.

Tableau VI.23: caractéristiques de conduites de refoulement.

Conduite	Q (l/s)	HMT (m)
SP-R500ZESTEST	19.7	22.21
SP-R250ZESTCENTRE	7	17.91
SP-R500PLATEAPRO	24	47.48

- Choix de la pompe refoulant de la station de pompage vers le réservoir 500 de la ZEST est

Tableau VI.24: Les différentes variantes de pompes de la 1ere adduction.

Type de pompe	nombre	Q (l/s)	η%	Hmt (m)	Puissance (kw)	N (tr/min)	Fréquence (Hz)	NPSHr (m)
PM 100	1	20.9	72	23.2	6.75	1450	50	1.94
MEC_A1/65	1	19.9	66.3	22.3	6.71	2850	50	4.64
MEC_A1/80	2	19	71	21.6	6.05	2850	50	2.79
MEC_A3/80	2	18.6	70.9	21.3	5.57	1450	50	2.57

Avec :

F : Fréquence [Hz] ;

□ : Rendement [%] ;

Chapitre VI : adduction et pompage

D'après les critères de choix de pompe nous choisissons la pompe PM 100, d'abord elle satisfait les besoins de la commune et la hauteur manométrique totale et aussi pour le nombre de pompe minimal, le meilleur rendement avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée minimal, la figure VI.6 représente les courbes caractéristique de la pompe.

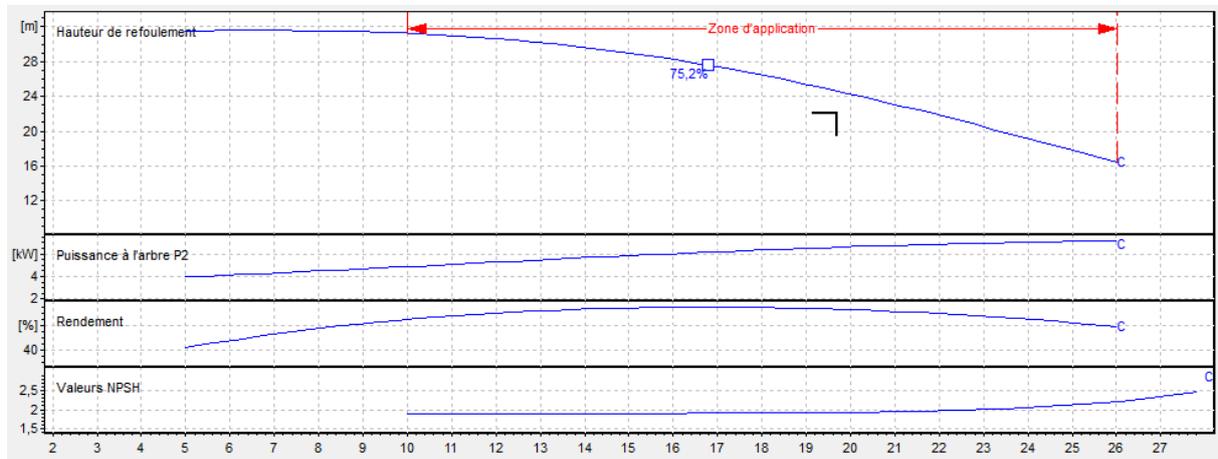


Figure VI.6 Les courbes caractéristiques de la pompe PM 100.

- Choix de la pompe refoulant de la station de pompage vers le réservoir 250 de la ZEST centre

Tableau VI.25: Les différentes variantes de pompes de la 2eme adduction.

Type de pompe	Nom bre	Q (l/s)	$\eta\%$	Hmt (m)	Puissance (kw)	N (tr/min)	Fréquence (Hz)	NPSHr (m)
PM 65	1	7.15	67.6	18.1	1.91	1450	50	1.29
HMU50-2	2	6.9	71.4	17.8	1.71	1450	50	1.52
HMU50-1	2	6.72	67.8	17.6	1.7	1450	50	1.61
MEC-A3/50	1	7.15	65.2	18.1	1.96	1450	50	1.87

Avec :

F : Fréquence [Hz] ;

□ : Rendement [%] ;

Chapitre VI : adduction et pompage

D'après les critères de choix de pompe nous choisissons la pompe PM 65, d'abord elle satisfait les besoins de la commune et la hauteur manométrique totale et aussi pour le nombre de pompe minimal, un bon rendement avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée minimale, la figure VI.7 représente les courbes caractéristique de la pompe.

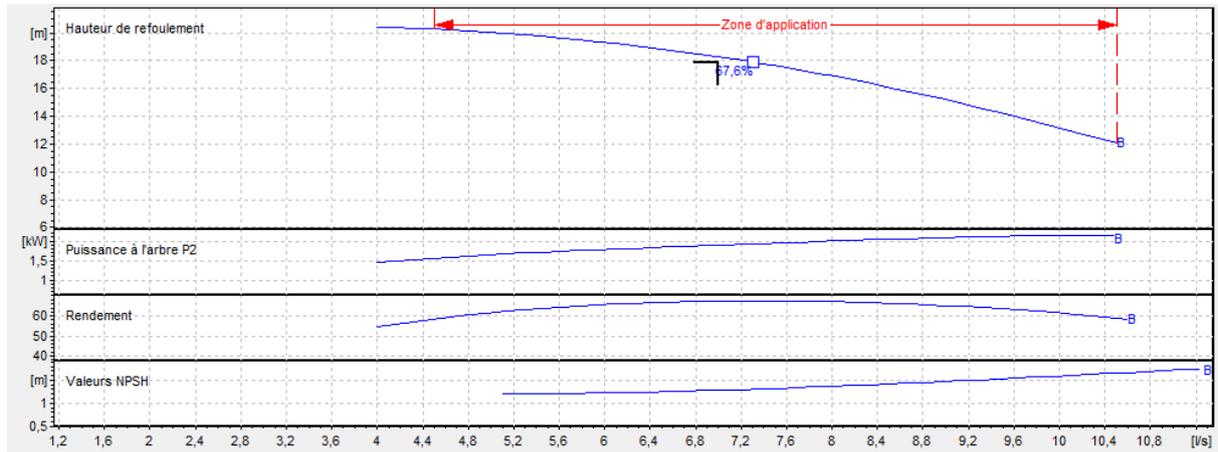


Figure VI.7 Les courbes caractéristiques de la pompe PM 65.

- Choix de la pompe refoulant de la station de pompage vers le réservoir 500 projeté au plateau

Tableau VI.26: Les différentes variantes de pompes de la 3eme adduction.

Type de pompe	nombre	Q (l/s)	$\eta\%$	Hmt (m)	Puissance (kw)	N (tr/min)	Fréquence (Hz)	NPSHr (m)
MEC_A2/80	1	24.1	74.9	47.6	15.4	2900	50	2.96
MEC_A3/65	1	25.5	73.5	49.3	17.7	2900	50	4.77
MEC_A2/65	2	23.7	76.5	47.2	14.5	2900	50	3.99
PM 80/2	2	23.2	70.7	46.5	15.2	2900	50	3.44

Avec :

F : Fréquence [Hz] ;

□ : Rendement [%] ;

Chapitre VI : adduction et pompage

D'après les critères de choix de pompe nous choisissons la pompe MEC_A2/80, d'abord elle satisfait les besoins de la commune et la hauteur manométrique totale et aussi pour le nombre de pompe minimal, le meilleur rendement avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée minimale , la figure VI.8 représente les courbes caractéristique de la pompe .

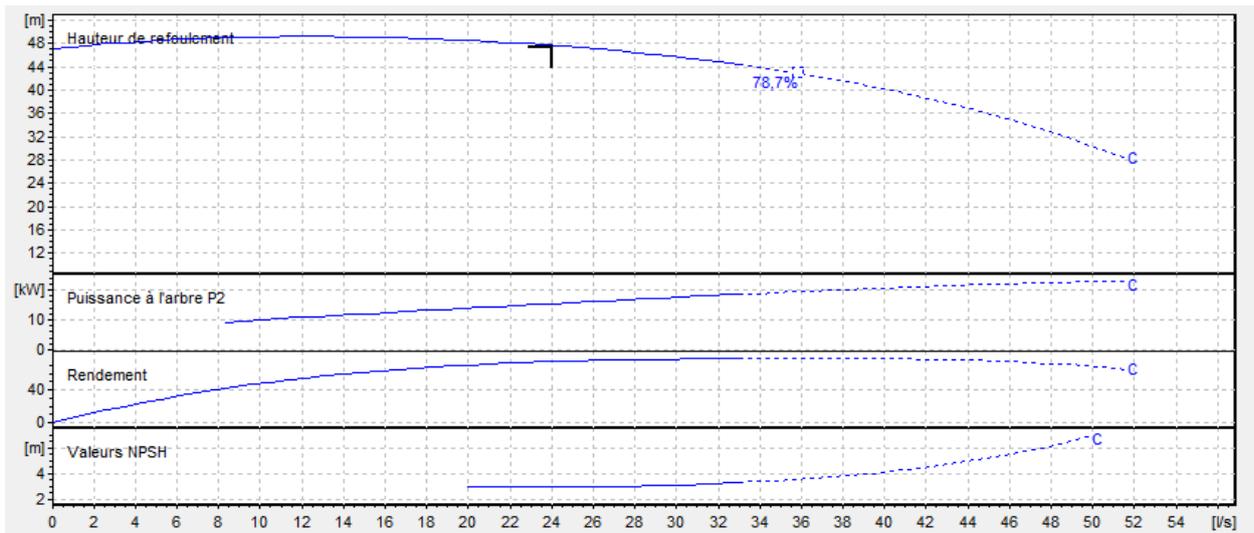


Figure VI.8 Les courbes caractéristiques de la pompe MEC_A2/80.

Conclusion

L'analyse des résultats de l'étude d'adduction de la commune de boudouaou el bahri, a été faite suivant deux approches. Une approche technique qui nous a permis de faire une vérification de l'ensemble des conditions hydrauliques.

Ensuite l'approche économique nous a permis de déterminer les facteurs explicatifs du montant.

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction

Dans notre projet nous avons une adduction par refoulement constituée de trois conduites.

- La première conduite de refoulement à une longueur de 2000 m et un diamètre de 125mm.
- La deuxième à une longueur de 1112m et un diamètre de 90mm.
- La troisième à une longueur de 2500m et un diamètre de 160mm.

Nous avons aussi dans ce chapitre choisi le type des pompes pour notre adduction d'après le logiciel caprari nous avons trouvé :

- Une pompe PM 100 pour la conduite sp-R500ZESTEST
- Une pompe PM 65 pour la conduite sp-R250ZESTCENTRE
- Une pompe MEC_A2/80 pour la conduite sp-R500PLATEAUPRO

Introduction

Une adduction que ça soit gravitaire ou refoulement sujette à un phénomène transitoire intense nécessitera une protection à la fois contre la corrosion et aussi contre le phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier et la corrosion des canalisations.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

Il est indispensable de mettre un moyen de protection des conduites contre de phénomène du coup de bélier.

VII.1.1 Définition

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. C'est un écoulement non permanent, qui, suite aux perturbations des conditions permanent d'un écoulement subira une variation de pression considérée comme étant nocive pour les canalisations.

VII .1.2 Cause du coup de bélier

Le coup de bélier peut avoir plusieurs causes nous pouvons citer :

- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII .1.3Risques dus aux coups de bélier

Le coup de bélier peut avoir des conséquences néfastes sur les conduites et les accessoires et son Ampleur croit au fur et a mesure que la perturbation des conditions permanentes augmente nous pouvons citer :

➤ **Risque de forte pression**

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

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

➤ **Risque de pression négative**

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

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

➤ **Fatigues des conduites**

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

VII .I.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les procédés de lutte contre le phénomène transitoire devront assurer :

- L'atténuation des surpressions et des dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- L'Alimentation de la veine liquide après arrêt du groupe.

Parmi les moyens de lutte contre le coup de bélier nous pouvons citer :

➤ **Les réservoirs d'air**

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

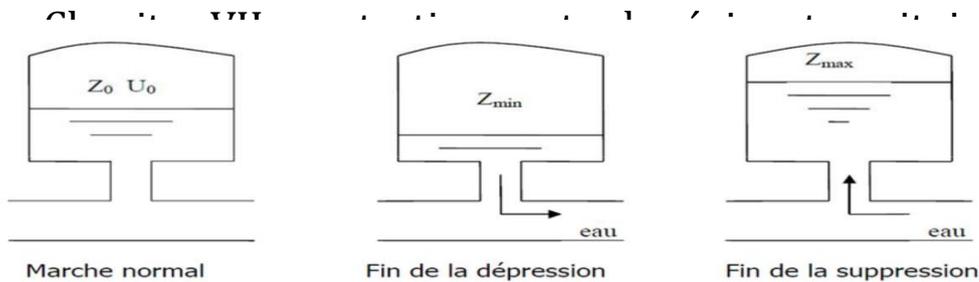


Figure VII.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti béliér en cours des phases defonctionnement

VII .1.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe :

➤ Première phase

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par " c ". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/C . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur

➤ Deuxième phase

En conséquence de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/c C'est-à-dire à $2L/c$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver confrontée au clapet qui entre temps s'est fermé.

➤ Troisième phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $3L/c$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile

➤ Quatrième phase

Suite à son élasticité, la canalisation reprend de proche en proche à partir du réservoir vers la pompe, son diamètre initial. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/C c'est-à-dire à $4L/c$ depuis l'origine nous nous retrouvons donc dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

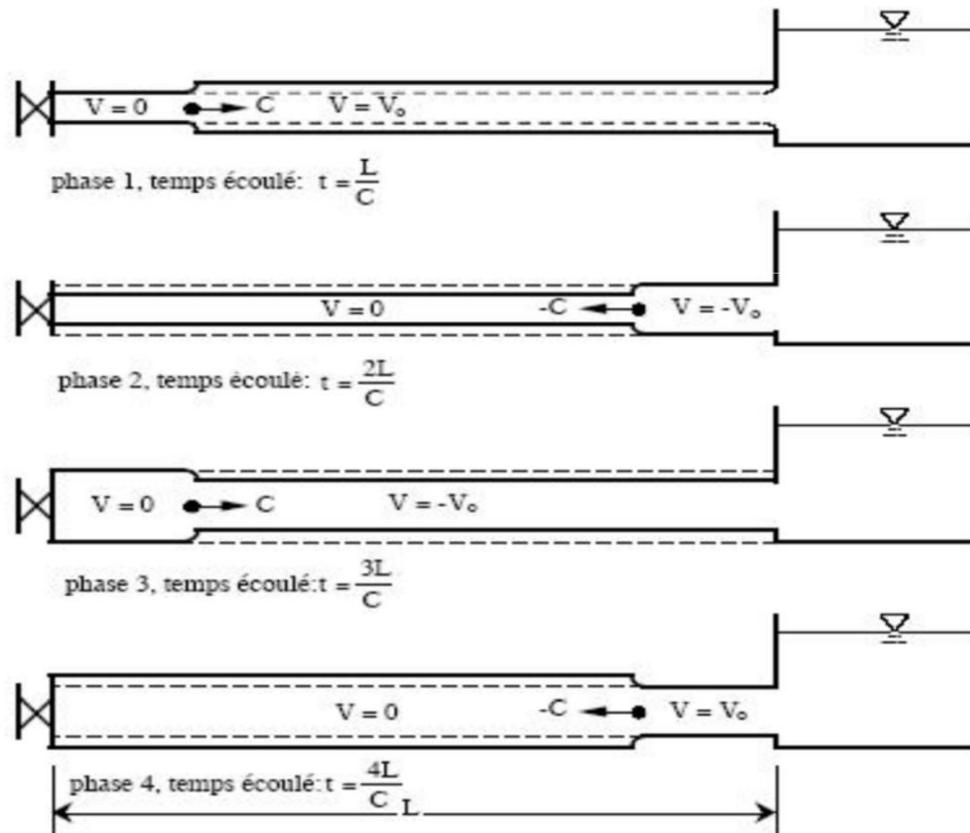


Figure VII.2 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VII.2 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier

En fonctionnement normal, la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression. Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VII.2.1 Calcul des réservoirs d'air

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement ainsi que le volume du réservoir d'air. Parmi les méthodes de calcul du réservoir d'air il y a :

- **La Méthode de Vibert** : cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations mais elle est susceptible de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas où les installations sont de grandes ampleurs.
- **La Méthode de Bergeron** : c'est la méthode la plus utilisée, elle donne de bons résultats pour tous les types d'installations.
- **Méthode de PUECH et MEUNIER** :

La méthode de PUECH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

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

Tq

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0}$$

C : célérité d'onde de choc (m/s) ;

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

H_0 : pression statique absolue

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)}$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m)

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : volume d'air initial (m³)

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

VII.2.2 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1.2 * 10^9$ pour PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^7$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC), $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ (voir annexe VII.3)}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Chapitre VII : protection contre le régime transitoire

Application:

➤ Données de base :

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau:

Tableau VII.1: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP-R500ZESTEST	PEHD	160	0,012	0,98	2000	14,3
SP-R250ZESTCENTRE	PEHD	110	0,006	0,73	1112	13,8
SP-R500PLATEAUPRO	PEHD	160	0,02	1,19	2500	33,3

➤ Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau:

Tableau VII.2: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

Conduite	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (*10 ⁷)	E_m (Pa) (*10 ⁹)	e_m (m)	C (m/s)
SP-R500ZESTEST	2,07	1000	0,1542	0,46	0,33	2	1.2	0,0058	205,7664
SP-R250ZESTCENTRE	2,07	1000	0,106	0,46	0,33	2	1.2	0,004	205,9809
SP-R500PLATEAUPRO	2,07	1000	0,1542	0,46	0,33	2	1.2	0,0058	205,7664

➤ Calcul de la capacité du réservoir d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau:

Chapitre VII : protection contre le régime transitoire

Tableau VII.3: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement :

Conduites	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	Z _{max} /Z ₀	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀	U ₀ /L*S	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (L)
SP-R500ZESTEST	24,3	44,46510923	1,82984	0,98	0,04895	0,002014	0,016	0,615	0,597	0,971	1000
SP-R250ZESTCENTRE	23,8	38,8366084	1,63179	0,73	0,027161	0,001141	0,013	0,67	0,128	0,190	200
SP-R500PLATEAUPRO	43,3	67,78620406	1,5655	1,19	0,072176	0,001667	0,027	0,71	1,008	1,420	1500

Pour la normalisation des réservoirs d'air (voir annexe VIII.4)

CONCLUSION

Le but du chapitre était de trouver le moyen de protection le plus adapté contre le régime transitoire (coup de bélier). ce qui nous a conduit à choisir les réservoirs d'air pour les avantages qui offrent, après calcul nous avons trouvé un volume d'air maximal nécessaire pour vaincre le coup de bélier des trois adductions : 971litres, 190litres et 1420litres, après normalisation nous avons choisi des réservoir d'air d'une capacité de 1000litres, 200litres et 1500litres

Chapitre VIII : les accessoires du réseau

Introduction

Notre système d'alimentation en eau potable projeté n'est pas seulement constitué que des canalisations mais aussi des équipements spéciaux appelés accessoires. Ces derniers sont indispensables pour le bon fonctionnement et l'efficacité de ce système.

de façon générale, ces accessoires qui seront prévus sont des équipements hydrauliques destinés à :

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.

VIII.1 Les robinets

Il existe plusieurs type de robinet, chacun de ces type à un fonction bien déterminé on choisit le type de robinet selon les besoin du réseau.

VIII.1.1 Les robinets vannes de sectionnement

Ils sont placés au niveau de chaque nœud du réseau et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, ou d'une vidange. Ils sont également utilisés au niveau des adductions longues pour contribuer à l'entretien de ces adductions. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

VIII.1.2 Les vanne d'isolement

Ces vannes doivent être placés au niveau de la conduite d'arrivée (à l'entrée) et de la conduite de départ (sortie) du réservoir alimentant notre réseau. Leur rôle est d'isoler le réservoir .

VIII.1.3 Des vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite en campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VIII.1.4 Vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse placées au niveau de la conduite de distribution sortant du réservoir qui alimente notre réseau. Elles servent à interrompre l'écoulement d'eau rapidement en cas d'avarie de la conduite de départ d'un réservoir, (cassure par exemple).

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VIII.1: Robinets vanne papillon (Source : pamline.fr)

VIII.1.5 Des clapets anti retour :

Le clapet anti-retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

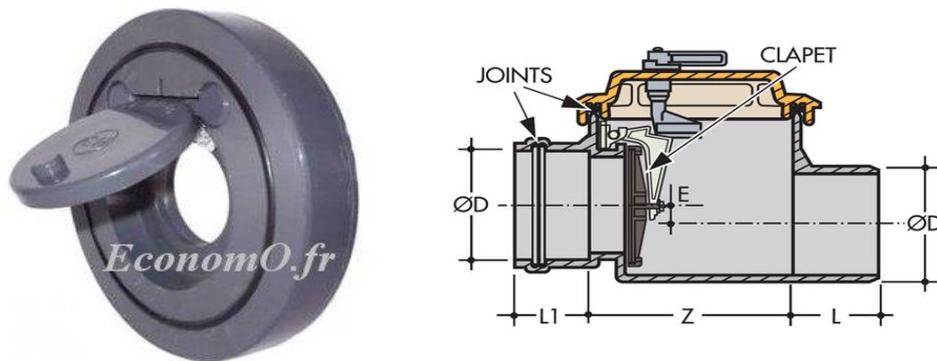


Figure VIII.2 : Clapet anti retour (manomano.fr/clapet-anti-retour)

VIII.2 Des ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

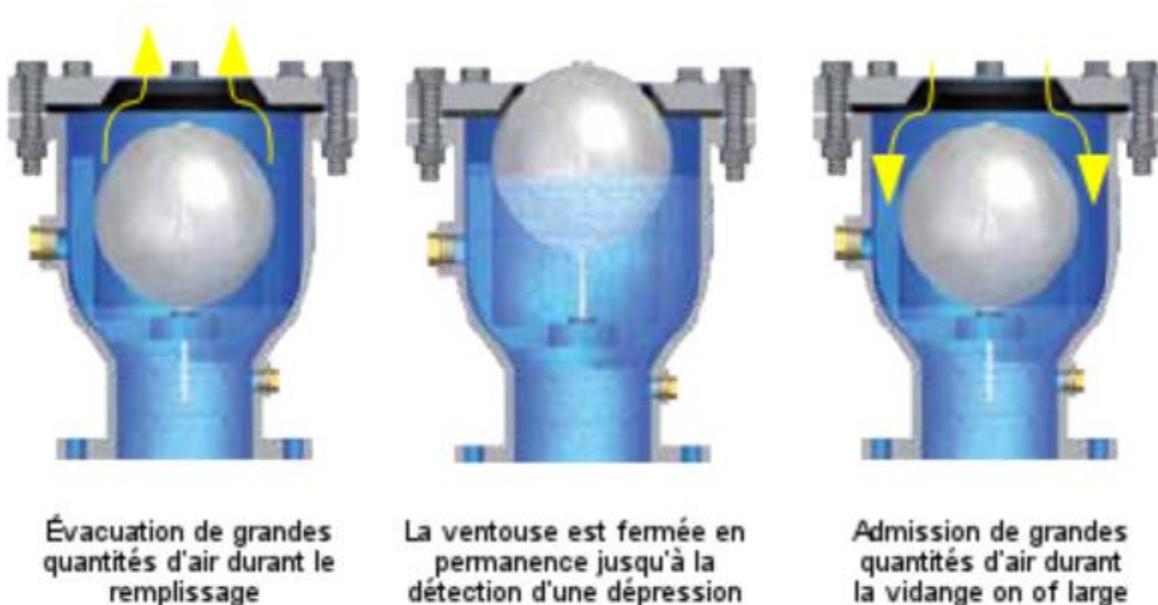


Figure VIII.3 : Mode de fonctionnement d'une ventouse
(source : helyon.com/category/protection-contre-la-pression-et-le-vide)

VIII.3 By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

Chapitre VIII : les accessoires du réseau

VIII.4 Des crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe et le réservoir, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

VIII.5 Les organes de mesure :

Dans notre projet ces organes sont surtout des compteurs débit métriques et des pressiomètres.

- Les compteurs débitmétriques sont placés à la sortie du réservoir et au niveau du réseau de distribution. Leurs emplacement sont très utiles pour la gestion du réseau par exemple comptage et recherche des fuites. ils sont placés également aux deux extrémités des tronçons formant les mailles formant notre réseau.
- Les pressiomètres utilisés pour la mesure des pressions au niveau des nœuds.

➤ manomètres à aiguilles

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



Figure VIII.4 : Manomètre

➤ manomètres à soufflet

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

VIII.6 Un réservoir anti-bélier :

Le réservoir anti-bélier ou le réservoir d'air protège les installations de refoulement aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

VIII.7 Les organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ 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 montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VIII.7.1 Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

VIII.7.2 Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VIII.7.3 Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VIII.7.4 Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion :

Vu leurs rôles qu'ils doivent jouer, les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable. L'équipement de notre réseau au point de vue accessoires permet de donner une bonne fiabilité du fonctionnement du réseau. Ces accessoires nous permettent également de mieux gérer et entretenir notre réseau. Néanmoins, nous devons veiller à leurs entretiens pour le bon fonctionnement.

Les accessoires utilisés sont :

- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir.
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites.
- Le clapet anti-retour.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites.
- Les appareils de mesure de pression et de débit.
- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de la station de pompage.

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécutions.

IX.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose de conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Déblaiement et remblaiement des tranchées.
- Définir les engins utilisés lors de la réalisation du projet.
- Planification des travaux.

IX.2 Matérialisation de l'axe

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

IX.3 Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement 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 nous procédons au nivellement par cheminement et par un simple calcul.

Nous déterminons la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

Chapitre IX : organisation de chantier

XI.4 Les engins utilisés

Pour optimiser les délais de réalisation un bon choix d'engins s'impose

Tableau IX.1 : les engins utilisés

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Un Dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion-citerne	Arroser le remblai avant le compactage.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Un compacteur à rouleau Lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm.
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôle le compactage des tranchées.
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support.
Niveleuse	Décaper la terre végétale sur faible épaisseur 30cm et terrassement en terrain léger

IX.5 Décapage de la couche de terre végétale

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

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e$$

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

IX.5 Décapage de la couche de terre végétale

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

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e$$

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

IX.6 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

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

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

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.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (Htr) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;

IX.7 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 :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

- h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;
- h₁ : épaisseur du lit de pose

Chapitre IX : organisation de chantier

- +Htr = 0.200 + 1 = 1.200 m, on prend 1.5m Avec h = 0.85 m ;

h1 = 0,2 m ;

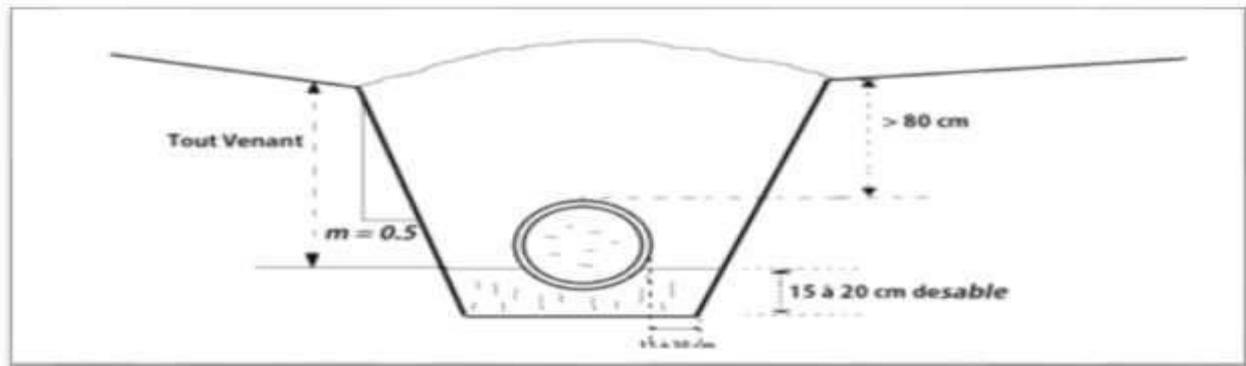


Figure IX.1: Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire

IX.8 Le volume des déblais

➤ Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre

le compactage du remblai.

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.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

➤ Choix du coefficient du talus

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

Tableau IX.2 : Choix du coefficient du talus.

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon Sableux	m=0,25	m=0,67
Limon Argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon sableux.

Chapitre IX : organisation de chantier

IX.9 Section de la tranchée

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

$$Str = Htr \cdot b + m \cdot Htr^2$$

- Htr : profondeur totale de la tranchée (m) ;
- b : largeur du fond de la tranchée (m) ;
- m : coefficient du talus.

IX.10 Volume à excaver

Le volume d'excavation est : $VD = St \cdot L = (b \cdot Htr) \cdot L$

- VD : Volume du déblai (m³)
- St : La section du tranché (m²).
- L : La longueur du tranché (m).
- b : La largeur de la tranché (m).
- Htr : La hauteur du tranché (m).

Tableau IX.3 calcul de volume de déblai

	Tronçons	L totale	b(m)	H tr (m)	S tr	V deblai	Vdecapage
distribution	32	988,6	0,6	1,1	1,4	1428,32	62,48
	40	914,9	0,6	1,1	1,5	1344,78	58,55
	50	886,6	0,7	1,1	1,5	1331,23	57,63
	63	680,9	0,7	1,1	1,5	1050,71	45,14
	75	959,7	0,7	1,1	1,6	1518,28	64,78
	90	394	0,7	1,1	1,6	642,75	27,19
	110	360	0,7	1,2	1,7	611,37	25,56
	125	261	0,7	1,2	1,7	456,56	18,92
	140	114	0,7	1,2	1,8	205,32	8,44
adduction	90	2000	0,7	1,1	1,6	3262,68	138,00
	125	1112	0,7	1,2	1,7	1945,20	80,62
	160	2500	0,8	1,2	1,9	4678,16	190,00
total						18475,36	777,31

Remarque :

On a une réhabilitation alors les tranchées contiennent des conduites avant donc :

$$V_{deblaitotal} = V_{deblai} - V_{conduites}$$

$$V_{deblaitotal} = 18475,36 - 121,68 = 18353,68 \text{ m}^3$$

Chapitre IX : organisation de chantier

IX.11 Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $VR=SR \cdot L$

La surface de remblai est : $SR = S D - S c - S s$

Avec :

$S D$: surface du déblai (m²)

$S c$: surface de la conduite (m²)

$S s$: surface du lit de sable (m²).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau.

Tableau IX.4 : calcul de volume du remblai

	Tronçons	L totale	b(m)	Sc(m ²)	Ss(m ²)	Sd(m ²)	Sr(m ²)	Vremblai(m ³)
distribution	32	988,6	0,6	0,00080	0,01264	1,4	1,43	1415,03
	40	914,9	0,6	0,00126	0,0128	1,5	1,46	1331,92
	50	886,6	0,7	0,00196	0,013	1,5	1,49	1317,96
	63	680,9	0,7	0,00312	0,01326	1,5	1,53	1039,56
	75	959,7	0,7	0,00442	0,0135	1,6	1,56	1501,08
	90	394	0,7	0,00636	0,0138	1,6	1,61	634,81
	110	360	0,7	0,00950	0,0142	1,7	1,67	602,83
	125	261	0,7	0,01227	0,0145	1,7	1,72	449,58
	140	114	0,7	0,01539	0,0148	1,8	1,77	201,88
adduction	90	2000	0,7	0,00636	0,0138	1,6	1,61	3222,36
	125	1112	0,7	0,01227	0,0145	1,7	1,72	1915,44
	160	2500	0,8	0,02010	0,0152	1,9	1,84	4589,92
total								18222,38

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 18222.38 m³.

IX.12 Evaluation 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 le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

IX.13 Devis estimatif d'établissement du projet.

Le tableau suivant montre le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre commune

Chapitre IX : organisation de chantier

Tableau IX.5 : Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages

<i>N°</i>	<i>DESIGNATION TRAVAUX</i>	<i>UNITE</i>	<i>QUANTITE</i>	<i>PRIX UNITAIRE (D.A)</i>	<i>MONTANT ESTIMATIF (D.A)</i>
1	Terrassement				
	Décapage	m3	777,31	300	233193
	Déblai	m3	18353,68	300	5506104
	Pose de lit de sable	m3	155,46	1200	186552
	Remblai	m3	18222,38	300	5466714
	Evacuation des déblais excédentaires	m3	131,3	200	26260
2	diametres des Conduites d'adduction et distribution				
distribution	32	ML	988,6	48,35	47 798,81
	40	ML	310	64,6	20 026,00
	50	ML	100	98,25	9 825,00
	110	ML	360	357,88	128 836,80
	125	ML	261	473,08	123 473,88
adduction	120	ML	2 000	473,08	946 160,00
	90	ML	1 112	296,03	329 185,36
	160	ML	5 000	770,85	1 927 125,00
3	Réservoirs et chateaux d'eau				
	réservoir 500 m3 à Hlaimia	FFT	1	85 000 000,00	85 000 000,00
	réservoir d'eau 500 m3 au Plateau	FFT	1	85 000 000,00	85 000 000,00
	réservoir d'eau 500 m3 pour la ZEST est	FFT	1	85 000 000,00	85 000 000,00
	réservoir d'eau 250 m3 pour la ZEST centre	FFT	1	25 000 000,00	25 000 000,00

IX.14 Devis global

Le tableau ci-dessous montre le devis estimatif global

Tableau IX.6 : Devis estimatif global

Nature de charges	Charges en DA
Terrassement	11 418 823,00
Conduites	3 532 430,85
Réservoirs	280 000 000,00
Totale HT	294 951 253,85
TVA 17%	50 141 713,15
Totale TTC	345 092 967,00

Conclusion

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'A.E.P et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose.

Nous avons estimé aussi le coût total de 345 092 967,00 DA.

Conclusion générale :

L'objectif du mémoire était de diagnostiquer le système d'alimentation en eau potable de la commune de Boudouaou el bahri . Cet objectif a été basé sur les points suivants :

- Nous avons calculé les besoins en eau du chef lieu de boudouaw el bahri (ACL) ainsi que d'autres régions gouigah et plateau. Nous avons trouvé un débit maximal journalier de 1088 m³/j pour ACL et 862 m³/j pour gouigah et 4859 m³/j, et 3352 m³/j pour la ZEST (la ville touristique) (donnée par le bureau d'étude ANDT) ensuite nous avons utilisé ces résultats pour vérifier les ouvrages de stockage et l'adduction.
- Pour les ouvrages de stockage, la commune de boudouaou el bahri possède quatre réservoirs existants en bon état destinés, à l'alimentation en eau potable, de capacité totale de 1000 m³ a hlaimia, un réservoir de 500 m³ destiné à alimenter ACL et le deuxième de 500 m³ destiné à alimenter gouigah et un autre 500m³ pour le plateau. Après calcul nous avons trouvé que les réservoirs de ACL et gouigah sont suffisants a l'horizon de notre calcul et un deficit pour les autres réservoirs, on a opté donc pour quatre autres réservoirs 500 a Hlaimia 500 pour combler le déficit du plateau et 500 pour la zest (ville touristique) est et 250 pour ZEST centre
- le diagnostic des réseaux de distribution de type combiné ACL et gouigah, en utilisant le logiciel EPANET a révélé des vitesses très faibles nous avons donc réhabilité les réseaux en enlevant quelque tronçons secondaires et diminuant les diamtres
- L'adduction existante est en bon fonctionnement, nous avons dimensionné trois tronçons pour les réservoirs projetés : une conduite de la station de pompage vers le réservoir 500 m³ de la ZEST est et de diamètre 125mm et de longueur 2000m la conduite de la station de pompage vers le réservoir 250 m³ de la ZEST centre est de diamètre 90 et de longueur 1112m et la dernière de la station de pompage vers le réservoir de plateau projeté de diamètre 160 mm et de longueur 2500m
- Le régime de fonctionnement de la station de pompage est de 24 heures les pompes sont en bon état mais nous avons ajouté trois d'autre pompes pour les trois réservoirs projeté 1000l, 200l et 1500l.

Références bibliographiques

B.SALAH : polycopie d'alimentation en eau potable

A DUPONT paris 1979 : hydraulique urbaine

A.LENCASTRE : hydraulique générale

A.G.H.T.M : station de pompage , édition technique et documentation Pris 1982

Issa mahamat nour (2008) : Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de boudouaou (w.boumerdes) , mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique , ENSH ,Blida

Site internet : <http://www.slideshare.net/cours-d'adduction-en-eau-potable>

Annexe : Le prix du mètre linéaire des conduites en PEHD (PN16) suivant le catalogue de CHIALI.



GROUPE K-PLAST

FABRICATION DE TUBES PVC et PE



UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
-	Ø20	-		
13003	Ø25	-	38,28	42,45
13006	Ø32	-	48,35	56,57
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58
13012	Ø50	2.4	98,25	114,95
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70
13040	Ø125	-	473,08	553,50
13030	Ø160	5.8	770,85	901,89
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17
13050	Ø250	9.1	1 950,00	2 281,5
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6
3039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06
3051	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61
3052	Ø630	24.1	12 682,60	14 838,53

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79
P3513007	Ø32	2.5	58,48	64,91
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40
P3513013	Ø50	3.7	135,26	168,25
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34
P3513019	Ø75	5.6	300,50	351,59
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35
P3513031	Ø160	9.5	1 142,26	1 336,43
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47
P3513038	Ø400	23.7	6 698,74	7 837,53
P3513049	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44
P3513048	Ø630	37.4	15 738,79	18 414,38

TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
001	Ø20	2.3	32,18	37,66
005	Ø25	2.8	60,85	69,49
008	Ø32	3.6	78,61	91,86
11	Ø40	4.5	120,95	141,51
14	Ø50	5.6	188,28	220,29
17	Ø63	7.1	297,95	348,60
20	Ø75	8.4	407,8	477,13
24	Ø90	8.2	510,71	597,53
27	Ø110	10.0	757,19	885,91
29	Ø125	11.4	967,90	1 132,44
2	Ø160	14.6	1 580,00	1 825,20
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24
5	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,55
6	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50
7	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40
8	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87
9	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22
P3513111	Ø160	17.9	1 947,59	2 278,68
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39
P3513113	Ø250	27.9	4 846,33	5 670,21
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74
P3513054	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66
-	Ø630	-	-	-

* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.
 * Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
 * Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

SARL K-PLAST
 Transformation de Plastique
 Cité du 1^{er} Novembre 1954
 Bouafoua SETIF 6

Industriel setif TEL: 036 92 41 12/93 01 80 FAX: 036 93 58 60

Un "K" à retenir...