

Higher National School of Hydraulic

The Library

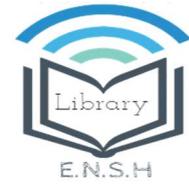
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Réhabilitation du système d'A.E.P de la ville de Boudouaou (w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-09

APA Citation (APA توثيق):

Serhane, Hassen (2009). Réhabilitation du système d'A.E.P de la ville de Boudouaou (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH**

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**REHABILITATION DU SYSTEME D'AEP DE LA
VILLE DE BOUDOUAOU
(w.BOUMERDES)**

**Présenté par :
M^r: SERHANE HASSEN**

**Promotrice:
M^{me} : N.ZENDAGUI**

Devant le jury composé de :

Président: M^r T.KHETTAL

**Examineurs: M^r M.S BENHAFID
M^{me} M.KAHLERASS
M^{me}. D.DJODAR
M^r M.RASSOUL
M^r M.FODIL CHERIF**

le - /07 / 2009

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

- + mes chers parents
- + mes frères et mes sœurs
- + ma famille
- + Pour les amis de L' E.N.S.H
- + Touts mess amis d'elhouma

Serhane hassen

Remerciements

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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mon promotrice : M^{me} ZENDAGUI NORIA de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail et je n'oublie pas M^{me} ZENDAGUI de leur fortement aide.

Je remercie également M^r HARFOUF MUSTAPHA « bureau d'étude » qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus,

Je tiens à remercier aussi :

- + Le corps d'administration de l'ENSH*
- + Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- + Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*
- + Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire*

ENVS.H

ملخص

الدراسة المنجزة تهدف إلى إعادة تهيئة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة بود او

(ولاية بومرداس) وذلك بتحديد النقائص الموجودة في نظام التوزيع و كذا منشآت

هذه التهيئة مكنت من تقسيم المدينة الى 6 مناطق كل منطقة مستقلة بخزانها في التوزيع مع اعادة تهيئة

جزء كبير من الشبكة

كما ذكرنا نوعية المياه و كيفية حمايتها من اخطار التلوث

Résumé

Cette étude a pour objet l'aménagement du système d'alimentation en eau potable de la ville de BOUDOUAOU (wilaya de BOUMERDES) et ce par la détermination des déficits existants dans le système d'alimentation ainsi que dans les ouvrages de stockage.

Cet aménagement nous a permis de subdiviser la ville en 6 régions, chacune possède son propre réservoir et son système d'alimentation en eau potable.

Nous tenons en considération la qualité d'eau et les procédés de protection contre la pollution .

Summary

This current study aims to rearrange the supply system of potable water for BOUDOUAOU city –Wilaya of BOUMERDES by the determination of the present deficiencies in both the distribution system and the tanks -retaining water-

This rearrangement allows us to subdivide to city into six -6- zones; each one has its own distribution tank with the rearrangement of a big part from the distribution system of drinking water.

We deal also with the quality of water and the manner to protect it from pollution.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
-----------------------	----

Chapitre I

Présentation De la ville de boudouaou

<u>I-1.situation géographique</u>	02
I-1.1.contexte regionale	02
I-1.2.Vocation de la commune de Boudouaou	03
I.1.3. Synthèse	03
<u>I.2.situation climatologique</u>	05
I.2.1 Le climat (temperature,humidite relative, vent)	05
I.2.2.Séismicité	06
I.2.3.hydrographie	07
I.2.4.industrie	07
I.2.5.infrastructures	07
<u>I.3. présentation hydraulique</u>	08
I.3.1. Ressources en eaux	08
A-Eaux Souterraines	08
B/ Les eaux de surface	09
I.3.2.Schéma d'adduction	09
I.3.2.1. Adductions eaux souter raines	09
I.3.2.2. Adduction des eaux Super ficielles	10
I.3.3. les infrastructures de Stockage	10
I.3.4. Réseau de di stribution	11
I.3.4.1. Etage inférieur	12
I.3.4.2. Etage supéri eur	13
A/ Zone de Hlaimia	13
B/ Zone de Benadjel	14
C/ Zone de Sidi-Aissa , Bentorkia	15
I.3.5. Principe de fonctionnement du réseau de distribution	17
<u>I.4. Conclusion</u>	17

estimation des besoins en eaux

<u>II-1. Introduction</u>	18
<u>II-2. Evaluation démographique</u>	18
II-2-1. Population	18
II-2-2. Estimation de la population future	19
<u>II-3. Evaluation des besoins en eau</u>	20
II-3.1 Besoins Domestiques	20
a- Etage inférieur (centre ville ,boudouaou el behri)	21
b-Etage supérieur(Hlaimia, Benadjel, Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem, Plateau, Hai El Badr , Haouch El Mekhfi)	21
II-3.2 Calcul des besoins des équipements	26
a- Etage inférieur (centre ville ,boudouaou el behri)	26
b-Etage supérieur(Hlaimia, Benadjel, Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem, Plateau, Hai El Badr , Haouch El Mekhfi)	27
↳ Les pertes	29
II-3.3 Evaluation des débits journaliers	31
a- Coefficient d'irrégularité journalière maximum	31
b- Coefficient d'irrégularité minimum	31
C- La Consommation maximale journalière	32
II-3.4- Evaluation des débits horaires	34
a- Coefficient d'irrégularité maximum horaire	34
b-Coefficient d'irrégularité minimum horaire	34
C- la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	34
<u>II- 4. Production</u>	38
<u>II-5. Bilan de comparaison (Production – Besoins)</u>	38
a. Bilan de comparaison : (Production actuelle - Besoins)	38
b. Bilan de comparaison (Production après le piquage SPET . Besoins)	38
<u>II-6.conclusion</u>	38

Chapitre III

Les réservoirs

<u>III-1- Introduction</u>	39
<u>III-2-fonctions et utilités des réservoirs</u>	39
<u>III-3-capacité du réservoir</u>	39
III-3-1-principe du calcul de la capacité	39
III-3-2- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant	39
<u>III-4-IMPLACEMENT DES RESEVOIRS</u>	41
<u>III-5- construction des réservoirs</u>	41
III-5- généralités	41
III-5- 2-formes et proportions des réservoirs	41
III-5- 3-matériaux et types de construction des réservoirs	42
<u>III-6- équipement des réservoirs</u>	43
III-6-1-arrivée de l'adduction(conduite d'arrivée)	43
III-6-2-départ de la distribution (conduite de départ)	44
III-6-3-conduite de trop-plein	45
III-6-4-conduite de vidange	45
III-6-5- conduite de by-pass	45
III-6-6-matérialisation de la réserve d'incendie	46
<u>III-7-Conclusion</u>	46

Chapitre IV

l'adduction

<u>IV-1- Introduction</u>	47
<u>IV-2-classification des adductions</u>	47
IV-2-1- L'adduction à écoulement gravitaire	47
IV-2-2-L'adduction à écoulement par refoulement	47
IV-2-3-L'adduction mixte	48
1. Adduction refoulement-gravitaire	48
2. Adduction gravitaire-refoulement	48
<u>IV-3-Choix du tracé (condition technique)</u>	49
<u>IV-4-Choix du type de tuyaux</u>	49
<u>IV-5- Conditions économique</u>	49
<u>IV-6-Calcul hydraulique des conduites d'adduction</u>	50
IV-6-1- Les conduites Adductions existantes	50
IV-6-2- les conduites Adductions projetées	50

IV-6-2-1- adduction par refoulement	50
IV-6-2-2- adduction gravitaire	52
<u>IV-7- Détermination de la hauteur manométrique totale</u>	56
<u>IV-8- Conclusion</u>	56

Chapitre V

calcul du réseau

<u>V.1- Généralité</u>	57
<u>V.2- Les types de réseaux</u>	57
V.2.1- Les réseaux maillés	57
V.2.2- Réseaux ramifiés	57
V.2.3- Réseaux étagés	57
<u>V.3- Conception d'un réseau</u>	57
<u>V.4- Principe de tracé d'un réseau maillé</u>	58
<u>V.5- Calcul hydraulique du réseau maillé</u>	58
<u>V.6- Calcul des débits</u>	58
V.6-1- Les Débits maximum horaires (horizon 2035)	58
V.6-2- Détermination du débit spécifique	58
V.6-3- Calcul des débits en route	59
V.6-4- Détermination des débits nodaux	59
<u>V.7- étude des réseaux par zone</u>	59
V.7-1- la zone de hlaimia	59
V.7-1-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)	59
V.7-1-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)	61
...	61
V.7-1-3- Vérification de la vitesse dans le réseau	60
V.7-1-4- Calcul du réseau maillé par la méthode « HARDY . CROSS »	61
V.7-1-5- Détermination du débit correctif	61
V.7-1-6- Principe de la méthode de HARDY . CROSS	62
V.7-1-7- Calcul du débit correctif	62
V.7-1-8- calcul du réseau	63
V.7-1-9- Formule utilisée	63
V.7-1-10- état actuel du réseau	64
V.7-2- la zone de haï el bedr	66
V.7-2-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)	66
V.7-2-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)...	67
V.7-2-3- état actuel du réseau	67
V.7-3- la zone de benajdal	69
V.7-3-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)	69
V.7-3-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)...	70

V-7-3-3-état actuel du réseau	72
V-7-4- la zone de plateau	78
V-7-4-1- Détermination des débits des n%uds (cas de pointe)	78
V-7-4-2- Détermination des débits des n%uds (cas de pointe+incendie)...	79
V-7-4-3-état actuel du réseau	79
V-7-5- la zone de bentorkia	81
V-7-5-1- Détermination des débits des n%uds (cas de pointe)	81
V-7-5-2- Détermination des débits des n%uds (cas de pointe+incendie)...	82
V-7-5-3-état actuel du réseau	83
V-7-6- la zone de centre ville	86
V-7-6-1- Détermination des débits des n%uds (cas de pointe)	86
V-7-6-2- Détermination des débits des n%uds (cas de pointe+incendie)...	86
V-7-6-3-état actuel du réseau	88
<u>V-8-Équipement du réseau de distribution</u>	92
V-8-1- Type de canalisation	92
V-8-2- Appareils et accessoires du réseau	92
V-8-2-1- Robinets vannes	92
V-8-2-2- Bouches ou poteau d'incendie	92
V-8-2-3- Clapets	92
V-8-2-4- Ventouses	92
V-8-2-5- Robinets de vidange	92
V-8-2-6- Bouche d'arrosage	92
V-8-2-7- pièces spéciales de raccord	92
<u>V-9-Conclusion</u>	92

Chapitre VI

protection des conduites

VI-1- Introduction

<u>VI-2- Protection des conduites contre le coup de bélier</u>	93
VI-2-1- Définition	93
VI-2-2- Causes du coup de bélier	93
VI-2-3- Les risques dus aux coups de bélier	93
VI-2-3-1- Risque de surpression	93
VI-2-3-2- Pression négative	94
VI-2-3-3- Fatigues des conduites	94
VI-2-4- Analyse physique du phénomène du coup de bélier	94

VI-2-4-1- Phase 01	94
VI-2-4-2- Phase 02	94
VI-2-4-3/ Phase 03	94
VI-2-4-4/ Phase 04	94
VI-2-5-Moyens de protection contre le coup de bélier	95
VI-2-5-1- Les volants d'inertie	95
VI-2-5-2- Les soupapes de décharge	95
VI-2-5-3- vanne à fermeture lente	95
VI-2-5-4- Les cheminées d'équilibre	95
VI-2-5-5- Les réservoirs d'air	96
VI-2-6- Calcul de la célérité d'ondes	97
VI-2-7- Calcul simplifié d'un réservoir d'air	97
VI-2-8-Conclusion	98
<u>VI-3- Protection des conduites contre la corrosion</u>	99
VI-3-1- Généralités	99
VI-3-2-Les facteurs influençant la corrosion	99
VI-3-3-.Mécanisme de la corrosion	99
VI-3-4-La corrosion externe	100
VI-3-5-Fonctionnement d'une pile de corrosion	100
VI-3-6-Pile de concentration	100
VI-3-7-Protection contre la corrosion externe	101
VI-3.7.1 Les revêtements	101
VI-3.7.1.1 Revêtements à protection passive	101
VI-3.7.1.2 Revêtements à protection active	101
<u>VI-3.7.2.Protection cathodique</u>	101
VI-3-8- Corrosion interne des canalisations	102
VI-3-9-Conclusion	103

Chapitre VII

organisation des chantiers

<u>VII-1- Introduction</u>	104
<u>VII-2-Différents travaux à entreprendre</u>	104
VII-2-1-Travaux concernant la station de pompage	104
VII-2-1-1-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	105
VII-2-1-2-Planification des travaux	106
VII-2-2-Travaux concernant les adductions	108
VII-2-2-1-Calcul des volumes des travaux des adductions	108

VII-2-2-2-Planification des travaux	111
<u>VII-3-le devis estimatif des travaux</u>	113
<u>VII-4-Engins</u>	114
VII-4-1- Pelle hydraulique	114
VII-4-2- Les doser à chenille	115
VII-4-3-Chargeur(retro-chargeur)	116
VII-4-4-Compacteur (vibrateur de sol)	117
<u>VII-5-CONCLUSION</u>	117

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de la ville de boudouaou

Tableau I-1	la précipitation mensuelle	05
Tableau I-2	les caractéristiques des forages	08
Tableau I-3	les caractéristiques des conduites d'adduction	10
Tableau I-4	les caractéristiques des réservoirs	11
Tableau I-5	les caractéristiques du réseau de l'otage inferieure	12
Tableau I-6	les caractéristiques du réseau de Hlaimia	13
Tableau I-7	les caractéristiques du réseau de Benadjel	14
Tableau I-8	les caractéristiques du réseau de Sidi-Aissa, Bentorkia	15
Tableau I-9	Récapitulatif du réseau de distribution	16

Chapitre II

Estimation des besoins en eaux

Tableau II-1	repartition des population en 2008	18
Tableau II-2	la population future de la ville de boudouaou	19
Tableau II-3	les besoins domestiques de centre ville	21
Tableau II-4	les besoins domestiques de boudouaou el bahri	21
Tableau II-5	les besoins domestiques de la zone de Hlaimia	22
Tableau II-6	les besoins domestiques de la zone benadjel	23
Tableau II-7	les besoins domestiques des zones Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem.....	23
Tableau II-8	les besoins domestiques de la zone de plateau	24
Tableau II-9	les besoins domestiques de la zone de Hai El Badr	25
Tableau II-10	les besoins domestiques de la zone de Haouch El Mekhfi	25
Tableau II-11	les besoins des équipements de centre ville	26
Tableau II-12	les besoins des équipements de la zone de Hlaimia	27
Tableau II-13	les besoins des équipements de la zone benadjel	27
Tableau II-14	les besoins des équipements des zones Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem	28
Tableau II-15	les besoins des équipements de la zone de plateau	28
Tableau II-16	les besoins des équipements de la zone de Hai El Badr	29
Tableau II-17	calcul de $Q_{moy j}$ de centre ville	29
Tableau II-18	calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Hlaimia	30
Tableau II-19	calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Benadjel	30
Tableau II-20	calcul de $Q_{moy j}$ des Zones Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem	30
Tableau II-21	calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Plateau	31
Tableau II-23	calcul de $Q_{mox j}$ de centre ville	32

Tableau II-24	calcul de $Q_{\text{max } j}$ de la Zone Hlaimia	32
Tableau II-25	calcul de $Q_{\text{max } j}$ de la Zone Benadjel	32
Tableau II-26	calcul de $Q_{\text{max } j}$ des Zones Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem.....	33
Tableau II-27	calcul de $Q_{\text{max } j}$ de la Zone Plateau	33
Tableau II-28	calcul de $Q_{\text{max } j}$ de la Zone Hai El Badr	33
Tableau II-29	$_{\text{max}}$ en fonction du nombre d'habitants	34
Tableau II-30	$_{\text{min}}$ en fonction du nombre d'habitants	34
Tableau II-31	répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	35
Tableau II-32	détermination le débit maximum et minimum horaire	36
Tableau II-33	resultats de production	38
Tableau II-34	résultats de comparaison avant le piquage	38
Tableau II-35	résultats de comparaison après le piquage	38

Chapitre III

Les réservoirs

Tableau N°III-1-	Calcul de la capacité des réservoirs	40
-------------------------	--------------------------------------	-----------

Chapitre IV

L'adduction

Tableau-IV-1-	les caractéristiques des conduites d'adduction existantes	50
Tableau-IV-2-	les caractéristiques de la conduite R6- R1	51
Tableau-IV-3-	les caractéristiques de la conduite R6- R2	51
Tableau-IV-4-	les caractéristiques des conduites d'adduction projetées	56

Chapitre V

L'Adduction

Tableau-V-1-	le $Q_{\text{max } j}$ en fonction de la zone	58
Tableau-V-2-	les nombres d'habitants en fonction de la zone	58
Tableau-V-3-	le débit maximum horaire en fonction de la zone	59
Tableau V-4-	détermination des débits aux n%uds (cas de pointe)	60
Tableau V-5-	détermination des débits aux n%uds (cas de pointe+incendie)	61
Tableau-V-6-	résultat de calcul des n%uds de la zone de hlaimia(état actuel)	64
Tableau-V-7-	résultat de calcul des tronçons de la zone de hlaimia(état actuel)	65
Tableau-V-8-	résultat de calcul des n%uds de la zone de hlaimia(après correction)	65
Tableau-V-9-	résultat de calcul des tronçons de la zone de hlaimia(après correction)...	66
Tableau V-10-	détermination des débits aux n%uds (cas de pointe)	66
Tableau V-11-	détermination des débits aux n%uds (cas de pointe+incendie)	67
Tableau-V-12-	résultat de calcul des n%uds de la zone de hai el bedr(état actuel)	68
Tableau-V-13-	résultat de calcul des tronçons de la zone de hai el bedr(état actuel)...	68
Tableau-V-14-	résultat de calcul des n%uds de la zone de hai el bedr(après correction).....	68
Tableau-V-15-	résultat de calcul des tronçons de la zone de hai el bedr(après correction)...	69
Tableau V-16-	détermination des débits aux n%uds (cas de pointe)	69
Tableau V-17-	détermination des débits aux n%uds (cas de pointe+incendie)	70

<u>Tableau-V-18-</u> résultat de calcul des nœuds de la zone de benadjal(état actuel)	71
<u>Tableau-V-19-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de benadjal(état actuel)	73
<u>Tableau V-20-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	74
<u>Tableau V-21-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)	75
<u>Tableau-V-22-</u> résultat de calcul des nœuds de la zone de beadjal(après correction).....	77
<u>Tableau-V-23-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de beadjal(après correction)õ õ	77
<u>Tableau V-24-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	78
<u>Tableau V-25-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)	79
<u>Tableau-V-26-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de beadjal	80
<u>Tableau-V-27-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de beadjal	80
<u>Tableau V-28-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	81
<u>Tableau V-29-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)	82
<u>Tableau-V-30-</u> résultats de calcul des nœuds de la zone de bentor kia(état actuel)	84
<u>Tableau-V-31-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de bentor kia(état actuel)	84
<u>Tableau-V-32-</u> résultat de calcul des nœuds de la zone de bentorkia(après correction).....	85
<u>Tableau-V-33-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de bentor kia(après correction).....	86
<u>Tableau V-34-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	86
<u>Tableau V-35-</u> détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)	87
<u>Tableau-V-36-</u> résultat de calcul des noeuds de la zone de centre ville(état actuel)	90
<u>Tableau-V-37-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de centre ville(état actuel)	90
<u>Tableau-V-38-</u> résultat de calcul des nœuds de zone de centre ville(après correction)	91
<u>Tableau-V-39-</u> résultat de calcul des tronçons de la zone de centre ville(après correction).....	91

Chapitre VII

Organisation de chantier

<u>Tableau VII-1-</u> volume des travaux de la station de pompage	106
<u>Tableau VII-2-</u> calcul de planification de la station de pompage	107
<u>Tableau VII-3-</u> diagramme de GANTT de la station de pompage	107
<u>Tableau-VII-4-</u> les caractéristiques des conduites d'adduction projetées	108
<u>Tableau-VII-5-</u> calcul du volume de déblai excave de tranche	109
<u>Tableau-VII-6-</u> calcul du volume de lit de sable de la tranche	110
<u>Tableau-VII-7-</u> calcul du volume des conduites	110
<u>Tableau VII-8-</u> diagramme de GANTT de la conduite R6-R1	111
<u>Tableau VII-9-</u> diagramme de GANTT de la conduite R6-R2	112
<u>Tableau VII-10-</u> diagramme de GANTT de la conduite R6-R4	112
<u>Tableau VII-11-</u> diagramme de GANTT de la conduite R6-R3-R7	112
<u>Tableau VII-12-</u> devis estimatif de la station de pompage	113
<u>Tableau VII-13-</u> devis des travaux des adductions	113

Liste des figures

Chapitre I

Fig-I-1- plan de la zone d'étude	04
Fig-I-1- carte peizometrique de la zone d'étude	09

Chapitre II

Estimaton des besoins en eaux

Fig-II-1- population future en fonction d'horizo	20
Fig-II-2- population future en fonction d'horizo de centre ville	21
Fig-II-3- population future en fonction d'horizon de de boudouaouel bahri	22
Fig-II-4- population future en fonction d'horizon de Hlaimia	22
Fig-II-5- population future en fonction d'horizon de benadjel	23
Fig-II-6- population future en fonction d'horizon de Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem	24
Fig-II-7- population future en fonction d'horizon de la Zone Plateau	24
Fig-II-8- population future en fonction d'horizon de la Zone Hai El Badr	25
Fig-II-9- population future en fonction d'horizon de la Zone Haouch El Mekhfi	26
Fig II-10- graphique de consommation	37
Fig II-11- la courbe integrale	37

Chapitre III

Les réservoirs

Fig III-2- les cas d'installation de conduite d'arrive	44
Fig. III-3- Conduite de distribution	44
fig-III-4- les conduites de trop plein et de vidange	45
fig-III-5- la conduite de by-pass	45
Fig. III-6- Matérialisation de la réserve d'incendie	46

Chapitre IV

l'adduction

Fig-IV-1- schéma d'adduction gravitaire	47
Fig-IV-2- schéma d'adduction par refoulement	48
Fig-IV-3- schéma d'adduction mixte	48
Fig-IV-4- schéma d'adduction gravitaire (01)	53
Fig-IV-5- schéma d'adduction gravitaire (02)	54

Chapitre V

calcul du reseau

Fig-V-1 -schéma du réseau de la zone de hlaimia	64
Fig-V-2 -schéma du réseau de la zone de haï el bedR	67
Fig-V-3 -schéma du réseau de la zone de benadjal(etat actuel)	72
Fig-V-4 -schéma du réseau de la zone de benadjal	76
Fig-V-5 -schéma du réseau de la zone de plateau	79
Fig-V-6 -schéma du réseau de la zone de bentorkia	83
Fig-V-7 -schéma du réseau de la zone de centre ville	89

Chapitre VI

Protection des conduites

Fig .VI-1 -schéma de Chemine d'équilibre	96
Fig. VI-2 - Principe de disposition du réservoir d'air anti béliér	96
Fig VI-3 - Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	97
Fig VI-5 -e fer est protégé, le Mg est attaqué	100
Fig VI-6 - corrosion par formation de pile	100
Fig VI-7 -: protection cathodique par anode	101
Fig VI-8 -Soutirage de courant	102
Fig VI-9 -Schéma montre le dispositif de la protection cathodique	102

Chapitre VII

Organisation de chantier

Fig VII-1 -reseau à n%ud de la station de pompage	106
Fig VII-2 -tranchée de la conduite	109
Fig VII-3 -reseau à n%ud des conduites de adductions	111
Fig VII-4 -schéma de pelle hydraulique à pneu équipe à retro	114
Fig VII-5 -schéma de pelle hydraulique à chenille équipe à butte	115
Fig VII-6 -schéma de doser à chenille	116
Fig VII-7 -schéma d'un retro-chargeur	116

Introduction Générale

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Dans le même contexte n'a cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, on assiste actuellement à des complexes systèmes de captage, stockage d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

L'objet de cette étude consiste à analyser le réseau de distribution de la ville de Boudouaou et faire une étude optimale de distribuer la nouvelle source donnée par l'état à partir de transfert de SPET avec les ressources en eau existantes et faire le réaménagement de tout le système D'AEF de la ville de Boudouaou



I.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de Boudouaou. chef lieu de Daïra. depuis le découpage administratif de février 1984. est situé à 10Km du chef lieu de la Wilaya de Boumerdes et à environs 35 Km de la capitale.

Cette position lui confère une importance particulière qui se reflète sur une croissance démographique très élevée.

Elle est limitée par :

- Au Nord par la commune de Boudouaou El Bahri
- Au Nord Est par la commune de Corso
- A l'Est par la commune de Tidjelabine
- Au Sud par la commune de Keddara et Kharouba
- A l'Ouest par les communes de Ouled Moussa. Ouled Haddadj et Réghaia.

La ville de Boudouaou est une commune qui se caractérise par une population importante concentrée notamment au niveau du chef lieu.

Cette population évaluée à 57809 habitants selon le RGPH 2008 est répartie sur une superficie de 42 Km² dont 78% est concentrée au niveau de l'agglomération chef lieu.

I.1.1. Contexte régional

Le territoire de Boudouaou se caractérise par sa situation géographique particulière qui fait de lui une zone de transition de la plaine vers la zone montagneuse.

La configuration du milieu physique de la commune de Boudouaou est constituée de deux zones physiques bien distinctes :

- Le Nord de la commune est constitué par la terminaison orientale de la plaine de Mitidja
- Le sud de la commune est formé d'une série de collines qui constituent la transition avec les massifs montagneux de l'Atlas Blidéen.



I.1.2. Vocation de la commune de Boudouaou

La position par rapport aux axes routiers est l'un des principaux atouts de la commune.

En effet, on dénombre quatre axes d'importance nationale :

- a- Réseau routier : la RN 5, la RN61, la RN 29 et la RN 29A
- b- Réseau ferroviaire : la ligne Alger Thenia (à doubles voies).

Boudouaou occupe une position très importante par rapport au réseau de communication (réseau routier et ferroviaire très important) la reliant à la capitale qui est située à 35 Km. Cet état de fait a favorisé son développement et a fait de elle une commune très attractive notamment au niveau de son chef lieu. En effet, la croissance urbaine entre 1987 et 1998 se caractérise par un taux de accroissement démographique de 2.8 (d'après APC de boudouaou) et un taux de agglomération de 78% qui dépasse la moyenne nationale enregistrée pour la même période; ce qui révèle que la ville de Boudouaou est très attractive.

I.1.3. Synthèse

Le développement urbain, est malheureusement entrain de se faire principalement dans l'extension Nord et Ouest de l'ACL, c'est-à-dire sur les terrains à haute valeur agricole de la plaine de la Mitidja (Hlaimia et le plateau), malgré les orientations et les interdictions définies par les différents instruments d'aménagement du territoire et d'urbanisme.

L'objectif de cette étude est avant tout de comprendre le développement urbain et de proposer un scénario de développement hydraulique permettant à toute la commune de se bénéficier des ressources hydrauliques existantes, sachant qu'un réaménagement global du réseau d'AEF de toute la ville en tenant compte du débit transféré de la conduite DN 2000 du programme SPET.

*ACL : centre ville de boudouaou

*SPET : système de production d'eau à partir de barrage de taksept

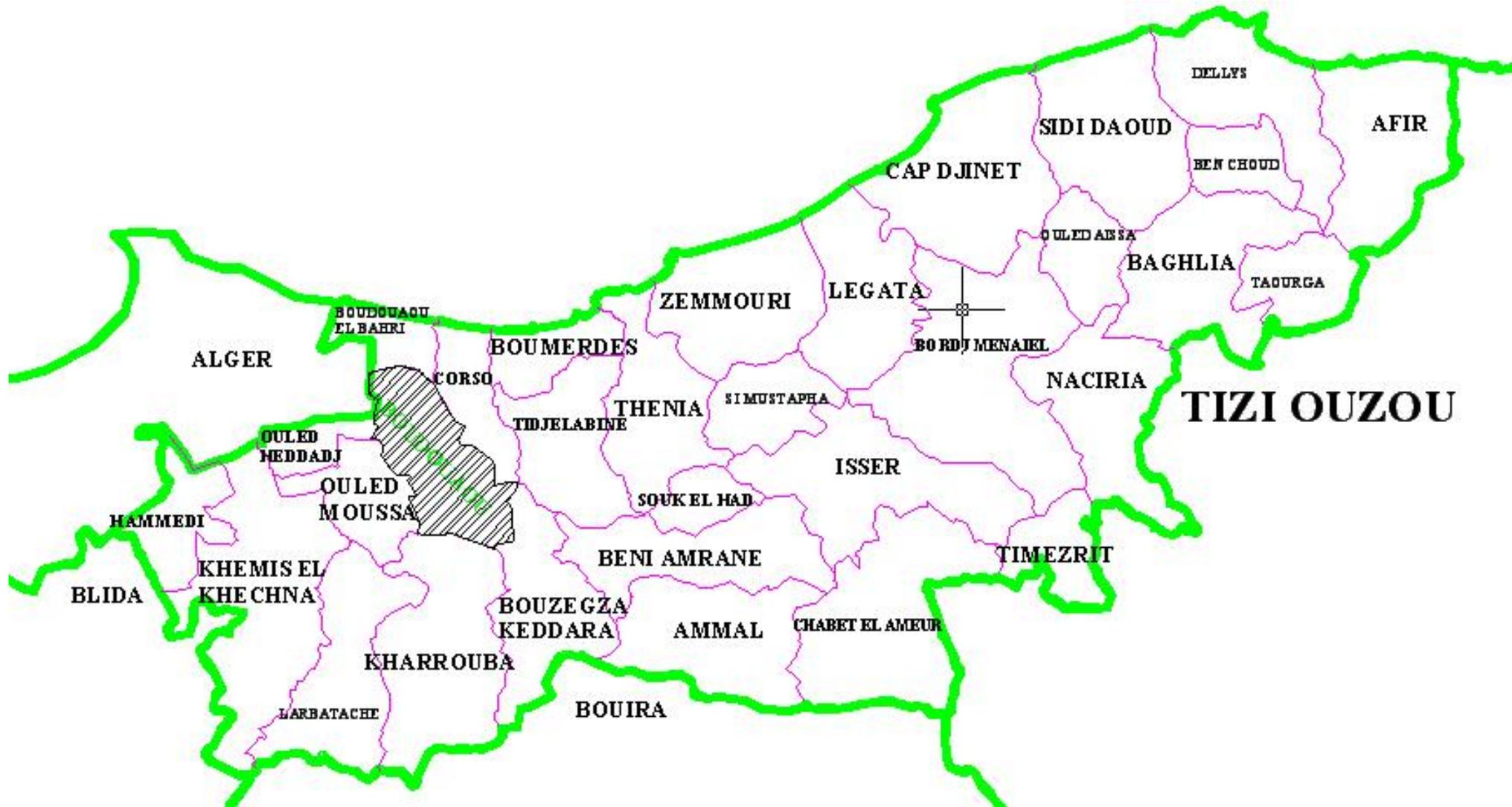


Fig-I-1-plan de situation de la zone d'étude

I.2.SITUATION CLIMATOLOGIQUE

I.2.1 Le climat

Le climat est de type méditerranéen à tendance humide à deux saisons contractées s'étendant sur un semestre chacune :

- L'hiver s'étend du mois d'octobre à avril
- L'été s'étend du mois de mai au mois de septembre

Ces dernières années. on assiste à un prolongement de la saison chaude jusqu'au mois de janvier. car les précipitations se font rares.

L'irrégularité des pluies est caractéristique du climat méditerranéen qui est saisonnière. annuelle et inter-annuelle.

La station de Boudouaou donne les précipitations suivantes :

La station de Boudouaou donne les précipitations suivantes :

Tableau I-1 : la précipitation mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
mm	35	72	125	143	130	91	87	59	52	18	1	3
jours	4	8	11	13	12	11	10	8	7	4	1	1

Le total est de 816 mm tombant en 90 jours

Les températures

- La température moyenne annuelle est de 17.65 °C
- La température moyenne annuelle des mois les plus chauds est de 21.99°C (d'avril à septembre)
- La température moyenne annuelle des mois les plus froids est de 13.35°C (octobre à mars)

❖ Les vents

Les vents dominants sont les vents du sud ouest (26.6 %). ceux du nord (20.3 %) et au Nord-est est (18 %). en hiver rassemblant (64.96 %) du total.

Les autres variations se répartissent sur le long de l'année (surtout de Sud . Est).



❖ L'humidité relative

Elle est de 70.66 %. elle est importante car tributaire du climat. du brouillard et de la proximité de la mer.

I.2.2. Séismicité

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée. liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques:

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte
- La commune de Boudouaou est classée en zone III (sismicité forte). Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003. le ministère de l'habitat et de l'urbanisme a chargé le groupe technique spécialisé (GTS) pour procéder à la révision « à court terme » du RPA 99.

Ainsi la présente révision « à court terme » du RPA 99 intitulé ADDENDA au RPA 99. porte essentiellement sur deux volets :

- révision du zonage sismique du RPA 99.
- nouvelles prescriptions. plus restrictives pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux . poutres).

Les amendements qui concernent notre site d'étude commune de Boudouaou sont comme suit :

- La zone de Boudouaou est classée dans la zone III de forte sismicité
- Exception faite pour les constructions en R+2 au maximum ou 11 m de hauteur moyenne. les reconnaissances et études du sol sont obligatoires.
- Les bâtiments en portiques auto stables ne doivent pas dépasser 03 niveaux
- Les bâtiments de structure en maçonnerie porteuse chaînée ne doivent pas dépasser quatre 04 niveaux

En conclusion les dispositions réglementaires régissant le domaine de la construction à l'exemple des règles de conception des ouvrages béton armé CBA93. du règlement neige et vent RNV1999 et des règles



de conception et de calcul des maçonneries doivent être scrupuleusement respectées.

I.2.3. Hydrographie :

La commune de Boudouaou est traversée principalement par l'Oued Boudouaou qui est un Oued important.

I.2.4. INDUSTRIE

L'activité industrielle de la commune de Boudouaou est de faible ampleur comparativement aux communes limitrophes de Réghaia et Rouïba. Elle se compose d'une dizaine d'unités activant principalement dans les domaines de l'agro-alimentaire et des matériaux de construction.

On dénombre sur la rive droite de l'oued d'amont en aval :

- ◆ Une unité de conditionnement de produits pharmaceutiques (LPA)
- ◆ Un abattoir
- ◆ Deux petites unités de transformation de textiles dans la zone d'activité
- ◆ 4 Briqueteries (EPRC)

En rive gauche . sur la route reliant Hlaimia à Bentorkia . on dénombre deux unités dont l'une est très importante:

- ◆ Une unité de lait et dérivés (ORLAC)
- ◆ Une chocolaterie (CHOCOLATERIE MEDI TERRANEEN)

Par ailleurs. une micro zone d'activité est prévue le long de la RN5 sur le coté gauche avant d'arriver au plateau de Hlaimia.

Une unité de céramique est actuellement en projet face au LPA.

I.2.5. INFRASTRUCTURES

Plusieurs infrastructures importantes sont relevées. Elles modulent et orientent le développement de l'agglomération.

L'autoroute Est - Ouest dans la zone Sud de la ville

- La RN5 qui traverse l'agglomération
- La voie de chemin de fer Alger - Constantine qui limite la ville vers le

Nord

- L'adduction Isser - Keddara qui limite la ville vers le Sud
- Le Gazoduc Φ 2' Φ 4' à haute pression qui se trouvent prêt de la gare
- La ligne haute tension qui se trouve également prêt de la gare

N.B : toutes les donnes climatologiques sont donnes par la DHW de Boumerdes

1.3. PRÉSENTATION HYDRAULIQUE

1.3.1. Ressources en eaux

L'infrastructure de mobilisation en eau de Boudouaou est relativement réduite. La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines des alluvions de l'oued Boudouaou. Ces dernières années l'alimentation en eau de la ville a été renforcée à partir des eaux de surfaces provenant du barrage de Keddara.

A/ Eaux Souterraines

Les terrasses de l'oued Boudouaou renferment un niveau d'alluvions grossières d'une épaisseur variant entre 10 et 20 m d'épaisseur et se trouvant à quelques mètres de profondeur.

Cet aquifère est exploité par une dizaine de forages d'une profondeur variant de 20 à 45 m. Le tableau suivant en donne les caractéristiques récentes de ceux alimentant la zone d'étude.

Tableau I-2 : les caractéristiques des forages

Forages	coordonnées		Profondeur r (m)	Niveau statique Ns (m)	Niveau dynamique Nd (m)	Q (l/s)	Qe (l/s)	Année de réalisation	Observations
	x	y							
F1 (St Essence)	537042.38	4064108.7	36	15.3	17.37	-	-	1987	Faible débit
F1 (ORLAC)	536969.83	4063459.7	35	9.44	12.21	20			-
F2 (ORLAC)	536942.62	4063465.8	35	9.75	15.89	15			-
F2 (CFPA)	536945.63	4064116.0	32	3.76	10.6	18	15	1959	-
F3 (EPEAL) (Cité El Djamel)	536956.40	4064414.0	45	12.85	22.08	12	-	1986	A l'arrêt (pollution de nappe après le séisme+rupture de tubage)
F4 (1508 logts)	536809.58	4064901.3	35	8.5	10.5	15	08	1985	-
F5 (Ben Torkia)	536840.36	4065193.0	21	5.63	7.83	17	11	1991	-
F1R (Route Kharouba)	537011.16	4063733.9	55	10.98	16.10	15	-	1995	Vol d'équipement
F2R (Route Kharouba)	536977.15	4062861.2	40	11	17.45	12.5	-	1996	Non équipé Sert de station de reprise

Q= Débit à l'essai . Qe= Débit d'équipement

A partir des eaux souterraines. la ville de Boudouaou ne tire qu'une quarantaine de litres par seconde de la nappe alluviale. ce qui ne peut jamais satisfaire les besoins d'une population de 57809 habitants.

Il est à constater aussi que les points de captages sont situés à proximité ou à l'intérieur de l'agglomération chef lieu. remettant en question la qualité des eaux prélevées de la nappe.

En effet. Celle-ci ne peut être à l'abri de la pollution apportée par les eaux de ruissellement d'une part. et du risque de contamination par le réseau d'assainissement d'autre part.

Recommandation

- ↪ Renforcement des forages existant par de nouveaux points de captage situé à l'amont de l'oued et de la nappe. à la partie Sud de l'agglomération chef lieu ou le risque de contamination est moindre.
- ↪ Favoriser la réalimentation de la nappe en limitant le ruissellement par reboisement de la zone d'alimentation de la nappe.

la carte peizometriques de champ de captage de la ville de Boudouaou (W.Boumerdes)

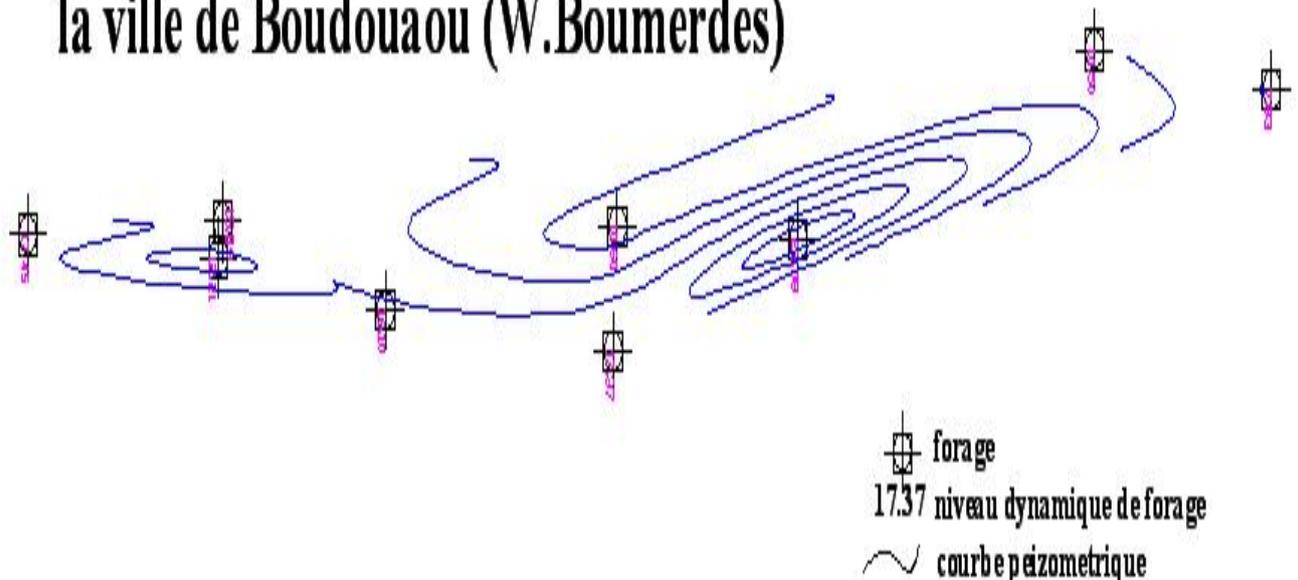


Fig-II-2- carte piézométrique de la zone d'étude



B/ Les eaux de surface

Le barrage de Keddara alimente en eau la région d'Alger. La station de traitement de ses eaux se trouve sur le territoire de la commune de Boudouaou. Une station de pompage a été construite à l'aval de la station de traitement. Elle permet de prélever un débit de 69.5 l/s à destination du réservoir surélevé Hlaimia et un débit de 125 l/s à destination de Boumerdes.

I.3.2.Schéma d'adduction

Le réseau d'adduction de la ville de Boudouaou est relativement complexe et de reconstitution difficile.

Il comporte deux types d'adductions qui véhiculent des eaux de provenance différentes (Eaux souterraines ; eaux superficielles)

I.3.2.1. Adductions eaux souterraines

Les eaux des forages F1 et F3 sont collectées par une conduite en Acier DN200 à laquelle vient se raccorder une conduite DN 150 ramenant les eaux du F2. Une conduite Acier DN200 transfère ces eaux vers le réservoir surélevé du centre ville.

Les eaux du forage F2 sont véhiculées par une conduite DN150. à partir de l'EPAL en passant entre la poste et le centre culturel pour assurer la jonction avec la DN200 au droit de la route du 1er novembre.

Les eaux des forages F4 et F5 sont récoltées dans deux conduites en Amiante ciment DN 200 qui transfèrent ces eaux vers le réservoir au sol de Bentorkia. Ces deux conduites remontent le long de l'axe qui sépare Bentorkia du douar Ghoualem.

I.3.2.2. Adduction des eaux Superficielles

Deux adductions DN400 et DN300 en amiante ciment sortent de la station de pompage située près de la station de traitement de Boudouaou . La DN400 alimente la ville de Boumerdes. tandis que la DN 300 alimente la ville de Boudouaou par un débit de l'ordre de 69 l/s

Les profondeurs de mise en place sont variables . Elles passent de 1.70 m (Génératrice supérieure) à la station de pompage. à 0.65 au droit du réservoir de Bentorkia.

Les deux réseaux eaux superficielles et eaux souterraines sont interconnectés dans le réseau de distribution.

Le linéaire des conduits de différents diamètres et natures est de :

Tableau I-3 :les caractéristiques des conduites d'adduction

N°	Diamètre(mm)	Longueur(m)	
		Acier	Amiante ciment
1	DN150	2343 (ORLAC)	
2	DN300	3778	
3	DN250		670
4	DN200	2337	1675
5	DN150	360	
<i>Total partiel(m)</i>		8818	2345
<i>Total global(m)</i>		11163	

ON constate que le réseau d'adduction a un linéaire global de 11163 ml. sur lesquels nous avons 8818 ml soit 79 % sont en acier. 2345 ml soit 21 % sont en Amiante ciment.

I.3.3. les infrastructures de Stockage

L'infrastructure de stockage de la ville de Boudouaou est relativement réduite. Trois châteaux d'eau et un réservoir au sol ont été répertoriés.

Tableau I-4 :les caractéristiques des reservoirs

Réservoirs	R1	R2	R3	R4	R5
Situation	<i>Hlaimia</i>	<i>Benadjel</i>	<i>Bentorkia</i>	<i>Centre ville</i>	<i>Hlaimia</i>
Capacité (m ³)	<i>500</i>	<i>500</i>	<i>500</i>	<i>500</i>	<i>1000</i>
Type	<i>Surélevé</i>	<i>Surélevé</i>	<i>Au sol</i>	<i>Surélevé</i>	<i>Surélevé</i>
Etat	<i>Moyen</i>	<i>Moyen</i>	<i>Bon</i>	<i>Bon</i>	<i>Bon</i>
Cote terrain naturel (m)	<i>90</i>	<i>77</i>	<i>60</i>	<i>38</i>	<i>80.19</i>
Cote trop- plein (m)	<i>111</i>	<i>94.3</i>	<i>62</i>	<i>65.35</i>	<i>110</i>

Ceci donne une capacité globale de 3000 m³. Ces réservoirs sont généralement en bon état. On observe quelques suintements à la base de la cuve du réservoir surélevé de Hlaimia qui sont repérés par des traces de silicates. Comme on a constaté des fuites au niveau de la vanne DN400 sur la conduite de départ. Pour cela on préconise de rénover cette vanne et de revoir l'étanchéité du réservoir.



Concernant le réservoir surélevé de Benadjel on recommande la rénovation des conduites d'arrivée et de départ ainsi que celle du trop plein car elles sont dans un état dégradé.

Un réservoir de 10000 m³ est projeté dans le cadre du transfert du barrage de Taksebt situé dans la Wilaya de Tizi Ouzou. Il est implanté au bord nord de l'autoroute dans le quartier de Benadjel.

Pour mémoire l'unité ORLAC possède ses propres capacités de stockage 2×300 m³ (enterrées) situées à l'intérieur de l'enceinte de l'usine. Le camp militaire possède également un réservoir surélevé à l'intérieur de son enceinte.

1.3.4. Réseau de distribution

Le réseau de distribution de la ville de Boudouaou est étagé épousant ainsi la morphologie de la ville .

L'étagage inférieur qui prend le centre de la ville de la cote 35 à la cote 20 NGA . Celle-ci est située sur la terrasse rive gauche de l'oued Boudouaou.

L'étagage supérieur qui alimente l'ensemble du plateau organisé autour de la RN 5 et surtout de la RN 24. ainsi que les quartiers intermédiaires situés entre le niveau. la terrasse et le plateau.

1.3.4.1. Etage inférieur

Cet étage est alimenté par le réservoir surélevé de 500 m³ du centre ville. Il est du type maillé dans le centre ville avec quelques ramifications vers le Nord et vers l'Est. Deux réseaux sont en fonctionnement :

- L'ancien réseau est en fonte.
- le nouveau réseau est en amiante ciment et en acier.

Les mailles prennent en général les grandes rues de la ville. Les diamètres varient de DN200 à la sortie du réservoir au DN 60 sur certains tronçons sur le réseau de distribution.

Le réseau est équipé d'une multitude de vannes le plus souvent sous formes de Bouche à clé et de quelques vannes sous regards.

Le tableau ci après illustre Le linéaire des conduites par diamètre et type de matériau

Tableau I-5 :les caractéristiques du réseau de l'étage inferieure

Diamètre(mm)	Longueur(m)		
	Acier	Amiante. Ciment	Fonte
DN300	177		
DN200	1248	115	
DN150		593	
DN100	2410	1326	1238
DN102/116	48		
DN80/90	129		
DN80	1549		
DN76	457		
DN65	63		
DN60	332	3208	
DN50	256		
DN40/49	282		
DN40		119	
DN26/34	23		
DN20/27	290		
Total partiel par matériau(m)	7264	5361	1238
Total global(m)	13863		

On constate que le réseau a un linéaire global de 13863 ml. sur lesquels nous avons 7264 ml soit 52.39 % sont en acier. 5361 ml soit 38.67 % sont en amiante ciment et 1238 ml soit 8.93 % en fonte. Il apparait clairement la prédominance de l'acier qui représente plus de 50% du réseau de distribution de cet étage.

I.3.4.2. Etage supérieur

Cet étage est scindé en trois zones distinctes. à savoir :

- ◆ Zone de Hlaimia au Sud
- ◆ Zone de Benadjel . Sidi-Aissa Au centre
- ◆ Zone de Bentorkia au Nord

Chacune de ces zones possède un réservoir de 500 m3.

A/ Zone de Hlaimia A partir du réservoir surélevé 500 m3 de Hlaimia sort une conduite DN400 acier qui se subdivise en trois branches. une en DN250 et les deux autres en DN150. La DN250 pour alimenter Haouch El Mekhfi et les deux autre conduites en DN 150 pour alimenter la zone Hlaimia.

La première ramification qui se dirige vers le sud en prenant la route qui mène à Larbatache alimente par des diamètres DN125 jusqu'à DN 40/49 les nouveaux quartiers en cours d'édification. La seconde ramification part du regard R2 et se dirige vers le Nord.

Elle alimente à l'aide de 6 mailles rectangulaires le centre du quartier de Hlaimia. Elle poursuit ensuite pour aller desservir les habitations situées à droite et à gauche de la route par des ramifications de longueur variant entre 100 et 500 mètres. Le tableau suivant chiffre le linéaire par diamètre et par type de matériau :

Tableau I-6 :les caractéristiques du réseau de Hlaimia

Diamètre (mm)	Longueur(m)	
	Acier	Amiante. Ciment
DN400	302	
DN150	610	1457
DN125	2788	567
DN100	10	
DN80	204	
DN60	67	
DN40/49	5646	
DN33/42	348	
Total partiel par matériau(m)	9975	2024
Total global(m)	11999	

On constate que le réseau de distribution de la zone de Hlaimia couvre un linéaire de l'ordre de 12 Km sur lesquels nous avons 9975 ml soit 83.13% sont en acier et 2024 ml soit 16.86% sont en amiante ciment.

B/ Zone de Benadjel

A partir du réservoir 500 m³ sort une conduite en acier DN150 qui alimente à l'aide de 4 ramifications le quartier de Benadjel situé sur le côté droit de la route.

Deux petites ramifications partent sur le côté gauche juste avant le camp militaire pour alimenter quelques habitations.

A partir de la conduite d'adduction DN300. au droit du croisement de la RN 5 avec la RN 24. une longue ramification va alimenter les coopératives en cours de réalisation derrière le camp militaire. Là également l'ensemble du réseau est en Acier.

Le tableau suivant chiffre le linéaire par diamètre et par type de matériau :

Tableau I-7 :les caractéristiques du réseau de Benadjel

Diamètre(mm)	Longueur(m)
	Acier
DN200	1422
DN150	1376
DN100	1159
DN80	4159
DN65	59
DN60	735
DN50/60	1071
DN40/49	526
Total global(m)	10507

Remarques : Quelques tronçons du réseau sont situés au dessous des conduites d'assainissement.

L'extension du réseau de la localité de Benadjel a été réalisée par les citoyens de façon totalement anarchique.

C/ Zone de Sidi-Aissa . Bentorkia

A partir de la conduite d'adduction DN 300 qui reprend ensuite en DN 250 part une série de bretelles pour alimenter d'abord l'ORLAC. ensuite le réseau maillé des cités des 294 . 556 et 605 logements. A partir du réservoir 500 m³ sort une conduite DN150 qui va desservir le réseau maillé du quartier de Bentorkia. ainsi que la maille des 192 logts EPLF.

Le réseau est totalement en Acier. le tableau suivant donne les linéaires des différents diamètres.

Tableau I-8 :les caractéristiques du réseau de Sidi-Aissa . Bentorkia

Diamètre(mm)	Longueur(m)
	Acier
DN200	188
DN150	5378
DN100	1943
DN80	781
DN66/79	173
DN65	1228
DN60	1506
DN50/60	673
DN50	3405
Total global(m)	15275

Remarques :

Le réseau d'AEF de Sidi-Aissa. Ghoualem . Bentorkia et de la cité Elmerdja est réalisé également de manière anarchique.

Certaines constructions illicites sont édifiées sur les conduites d'AEF.

Extension du réseau par les citoyens sans plan d'étude.

Tableau I-9 : Récapitulatif du réseau de distribution

Diamètre(mm)	Etage inférieur	ETAGE SUPERIEUR		
		Zone de Hlaimia	Zone de Benadjel	Zone de Sidi Aissa & Bentorkia
Longueur(m)				
DN400		302		
DN300	177			
DN200	1363		1422	188
DN150	593	2067	1376	5378
DN125		3355		
DN100	4974	10	1159	1943
DN102/116	48			
DN80/90	129			
DN80	1549	204	4159	781
DN76	457			
DN66/79				173
DN65	63		59	1228
DN60	3540	67	735	1506
DN50	256			3405
DN50/60			1071	673
DN40/49	282	5646	526	
DN40	119			
DN33/42		348		
DN26/34	23			
DN20/27	290			
Total partielle(m)	13863	11999	10507	15275
Total global(m)	51644			



✿ Le réseau de distribution semble en général en moyen état. Il présente pas mal de fuites surtout sur les anciennes conduites en fonte et en amiante ciment qui sont dans un état de dégradation avancé.

Pour éviter tous cas d'interférence. les conduites en fonte et en amiante ciment doivent être désaffectées et renouvelées.

Le reste du réseau peut être maintenu à condition qu'il réponde aux conditions hydrauliques.

1.3.5. Principe de fonctionnement du réseau de distribution

Actuellement. le réseau ne fonctionne pas à plein temps. mais suit un régime de coupure d'eau. ceci est dû essentiellement à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter 24 heures toute la ville.

☞ L'alimentation en eau potable de la ville de Boudouaou suit un régime de distribution d'une journée sur deux.

1.4. Conclusion

Après avoir présenté la ville (géographie. topographie. géologie); on remarque que le réseau fonctionne avec des conduites anciennes et ne assure pas la bonne qualité d'eau car il existe des conduites en amiante ciment dans un état détériorées c'est pour cela on peut passer aux étapes suivantes nécessaires à l'élaboration de ce projet.



II-1/ Introduction

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommateur. Ces normes doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces derniers restent inchangés.

La norme unitaire est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre unité de consommateur.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population...).

Dans ce projet, le calcul des besoins se base sur les données de l'APC (population et orientation des équipements).

II-2. Evaluation démographique:

II-2-1. Population

La commune de Boudouaou est habitée par une population forte, Elle est dispersée sur l'ensemble de la aire de la commune avec une concentration plus forte au chef lieu.

Cette population est passée d'un nombre de 57809 habitants en 2008, à 44693 en 1998 soit un taux d'accroissement annuel de 2.7 (d'après APC de boudouaou)

La répartition de la population par dispersion en 2008 est donnée dans le tableau suivant :

tableau II-1 : repartion des population en 2008

Dispersion	Population en 2008
Chef lieu Boudouaou	11058
Hlaimia	12639
Ben Torkia	10949
Plateau	9505
Ghoualem	4209
Ben Adjel	3944
Sidi Aissa	3589
Hai El Badr	1916
Total	57809



On constate une évolution des zones agglomérées au niveau de la commune de Boudouaou entre 1998 et 2008. Ainsi que l'agglomération secondaire de Hlaimia s'est vu rattaché au chef lieu de commune pour constituer une seule agglomération. On remarque la croissance importante qu'a connue la zone de Hlaimia.

Le taux de accroissement de la commune entre 1998 et 2008 qui est de 2.7 est évalué pour l'ensemble de la commune de Boudouaou. Il reflète le caractère attractif de la commune et une urbanisation importante qui en découle. (Croissance naturelle + apport extérieur de la population)

II-2-2. Estimation de la population future

Pour l'estimation de la population, on utilise la formule de la croissance géométrique : $P_n = P_0 \cdot (1+T)^n$

Où:

P_n : Population à l'horizon d'étude. (ha), (2035)

P_0 : Population de base (2008).

T : taux de accroissement. (T=2,7)

n : l'écart d'années entre les deux horizons

Tableau II-2 : la population future de la ville de boudouaou

-	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
HORIZON	2008	2009	2015	2025	2035
Taux de accroissement (%)	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
	Population future(habs)				
Chef lieu (ACL)	11058	11357	13325	17393	22703
Hlaimia	12639	12980	15230	19880	25949
Bentorkia	10949	11245	13194	17222	22479
Plateau	9505	9762	11454	14950	19514
Ghoualem	4209	4323	5072	6620	8641
Benadjel	3944	4050	4753	6203	8097
Sidi Aissa	3589	3686	4325	5645	7368
Hai El Badr	1916	1968	2309	3014	3934
Haouch El Mekhfi	14500	14892	17473	22807	29769
Boudouaou El Bahri	14411	14800	17365	22667	29587
Total(hab)	86720	89061	104499	136401	178042

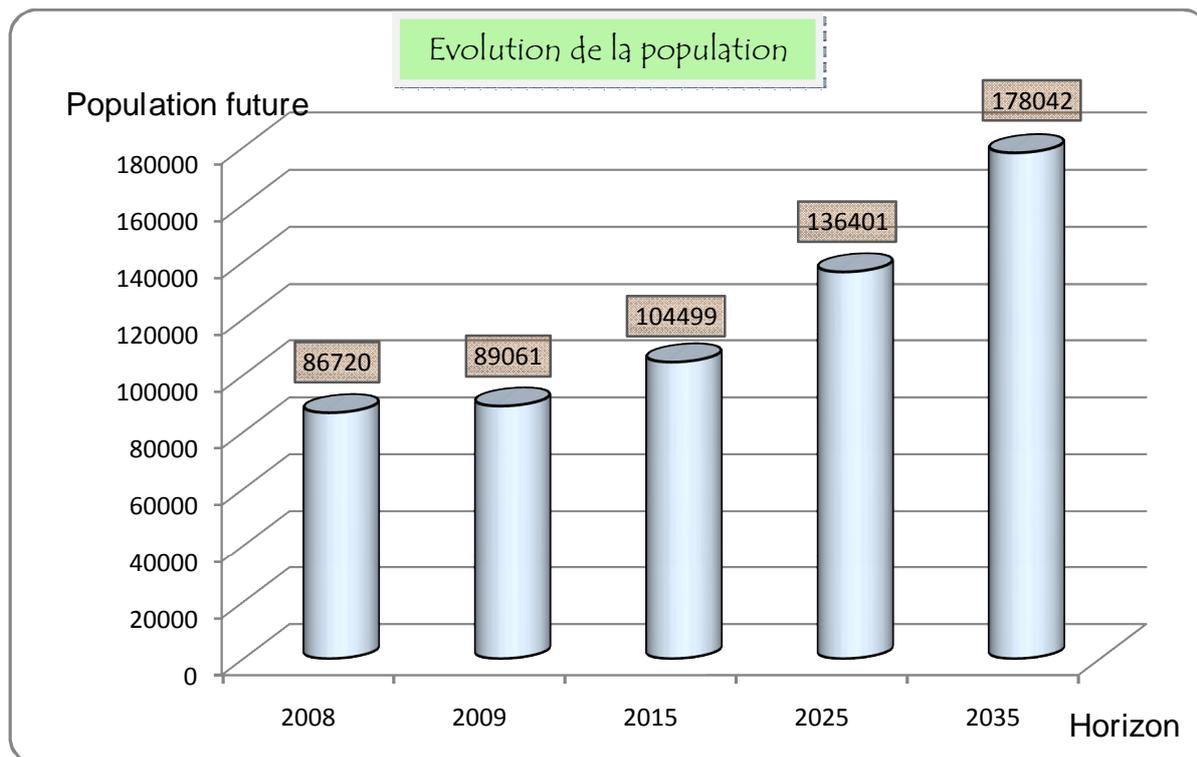


Fig-II-1 : population future en fonction de l'horizon

II-3. Evaluation des besoins en eau

II-3.1 Besoins Domestiques

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D \times N}{1000} \quad m^3 / j$$

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière
- D : dotation journalière (D = 200 l/j/hab, d'après la DHW de boumerdes)
- N : Nombre d'habitant (hab)

Le calcul des besoins domestiques pour les différents horizons a été élaboré par zone d'alimentation. Les tableaux suivants en donnant le détail :

a- Etage inférieur

1-Centre ville

Tableau II-3 :les besoins domestiques du centre ville

Horizons	Nbr . Habitant	Dotation(l/hab/j)	Débit moy j (m3/j)
Actuel (2009)	11 357	200	2 271,3
Court terme (2015)	13 325	200	2 665,0
Moyen terme (2025)	17 393	200	3 478,6
Long terme (2035)	22 703	200	4 540,6

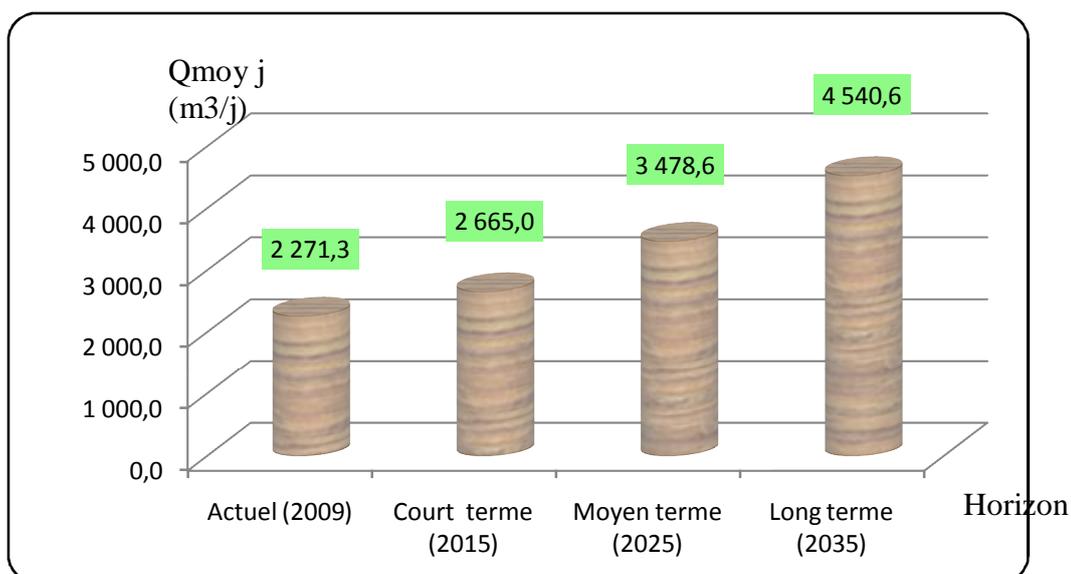


Fig-II-2 : population future en fonction de l'horizon du centre ville

2-Boudouaou El Bahri

Tableau II-4 :les besoins domestiques de boudouaou el bahri

Horizons	Nbr . Habitant	Dotation(l/hab/j)	Débit moy j (m3/j)
Actuel (2009)	14 800	200	2960,0
Court terme (2015)	17 366	200	3473,1
Moyen terme (2025)	22 667	200	4533,4
Long terme (2035)	29 587	200	5917,3

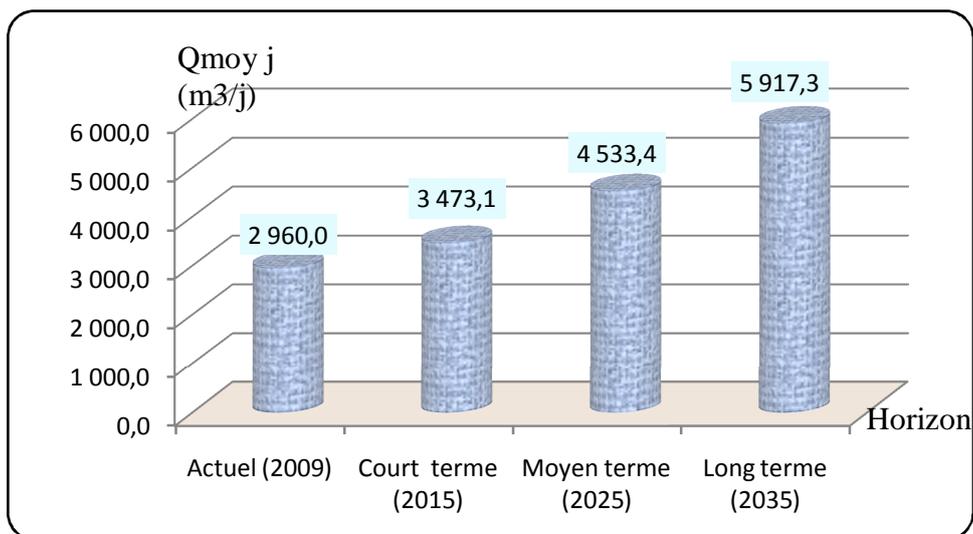


Fig-II-3 population future en fonction de l'horizon de de boudouaouel bahri

b-Etage supérieur

1- Zone Hlaimia

Tableau II-5 :les besoins domestiques de la zone de Hlaimia

Horizons	Nbr . Habitant	Dotation (l/hab/j)	Débit moy j (m³/j)
Actuel (2009)	12 980	200	2 596,1
Court terme (2015)	15 230	200	3 046,0
Moyen terme (2025)	19 880	200	3 975,9
Long terme (2035)	25 949	200	5 189,7

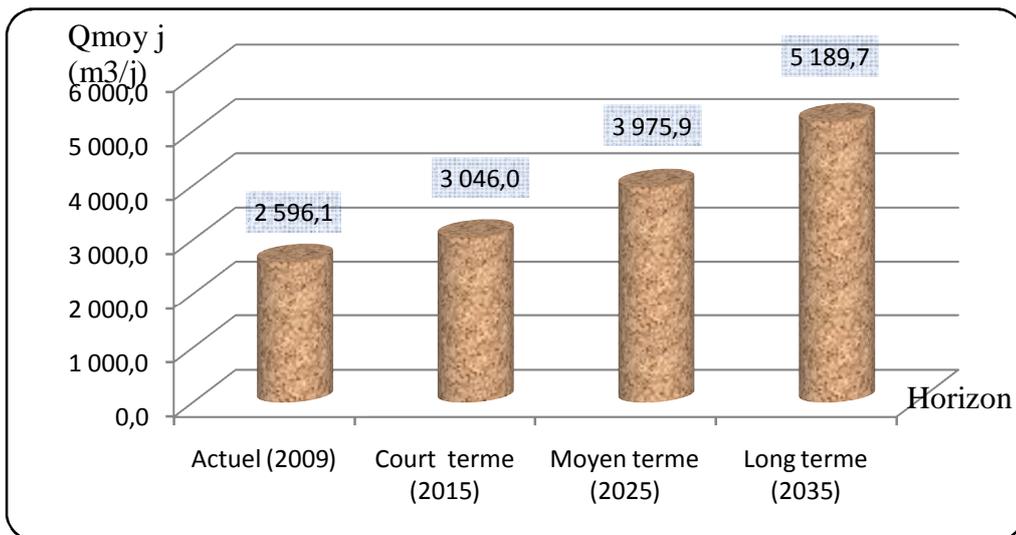


Fig-II-4 : population future en fonction de l'horizon de Hlaimia

2-Zone Benadjel

Tableau II-6 :les besoins domestiques de la zone benadjel

Horizons	Nbr.Habitant	Dotation l/hab/j	Débit moy j (m ³ /j)
Actuel (2009)	4 050	200	810,1
Court terme (2015)	4 753	200	950,5
Moyen terme (2025)	6 203	200	1 240,7
Long terme (2035)	8 097	200	1 619,5

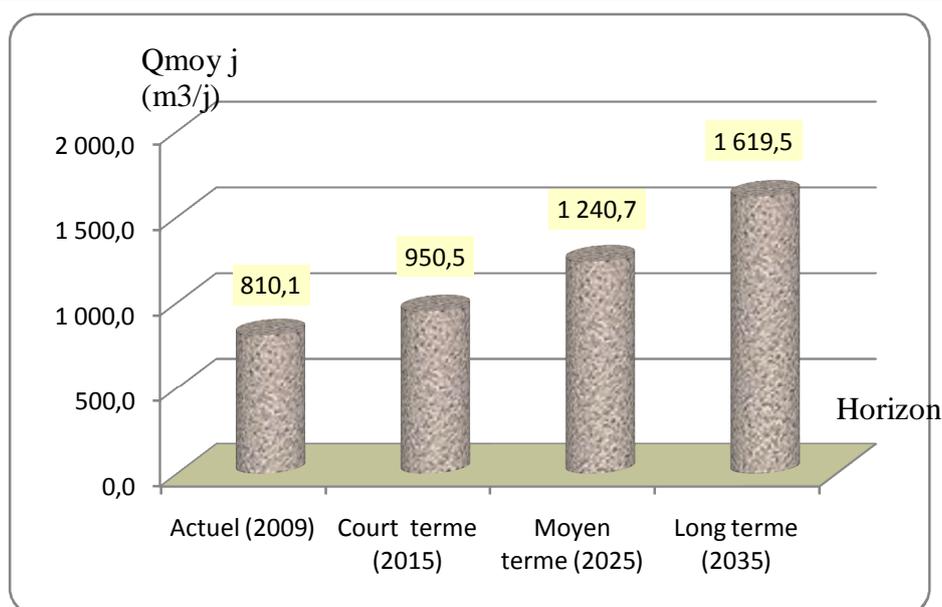


Fig-II-5 : population future en fonction de l'horizon de benadjel

3 - Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem

Tableau II-7 :les besoins domestiques des zones Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem

Horizons	Nbr.Habitant	Dotation (l/hab/j)	Débit moy j (m ³ /j)
Actuel (2009)	19 253	200	3 850,6
Court terme (2015)	22 590	200	4 518,1
Moyen terme (2025)	29 487	200	5 897,4
Long terme (2035)	38 489	200	7 697,7

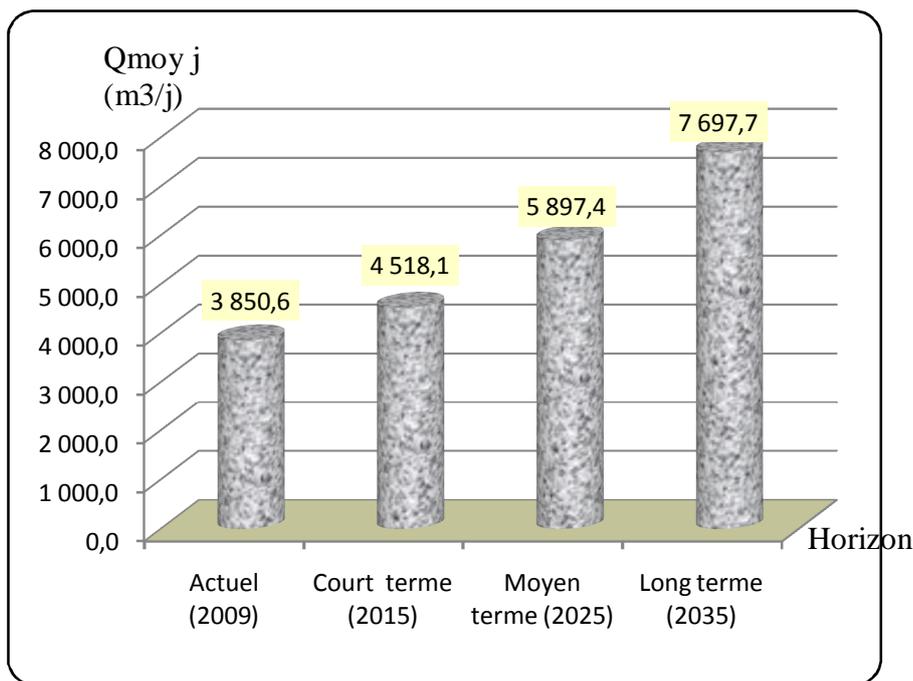


Fig-II-6 : population future en fonction de l’horizon de Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem

4-Zone Plateau

Tableau II-8 :les besoins domestiques de la zone de plateau

Horizons	Nbr.Habitant	Dotation	Débit moy j (m3/j)
Actuel (2009)	9 762	200	1 952,3
Court terme (2015)	11 454	200	2 290,7
Moyen terme (2025)	14 950	200	2 990,1
Long terme (2035)	19 514	200	3 902,9

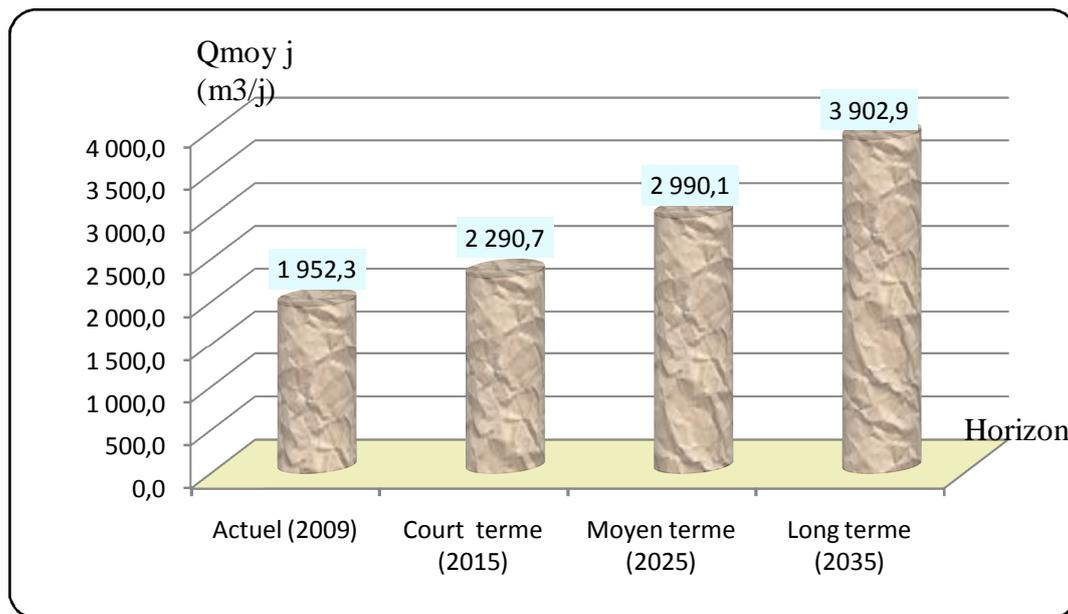


Fig-II-7: population future en fonction de l’horizon de la Zone Plateau

4- Zone Hai El Badr

Tableau II-9 :les besoins domestiques de la zone de Hai El Badr

Horizons	Nbr.Habitant	Dotation (l/hab/j)	Débit moy j (m3/j)
Actuel (2009)	1 968	200	393,5
Court terme (2015)	2 309	200	461,8
Moyen terme (2025)	3 014	200	602,7
Long terme (2035)	3 934	200	786,7

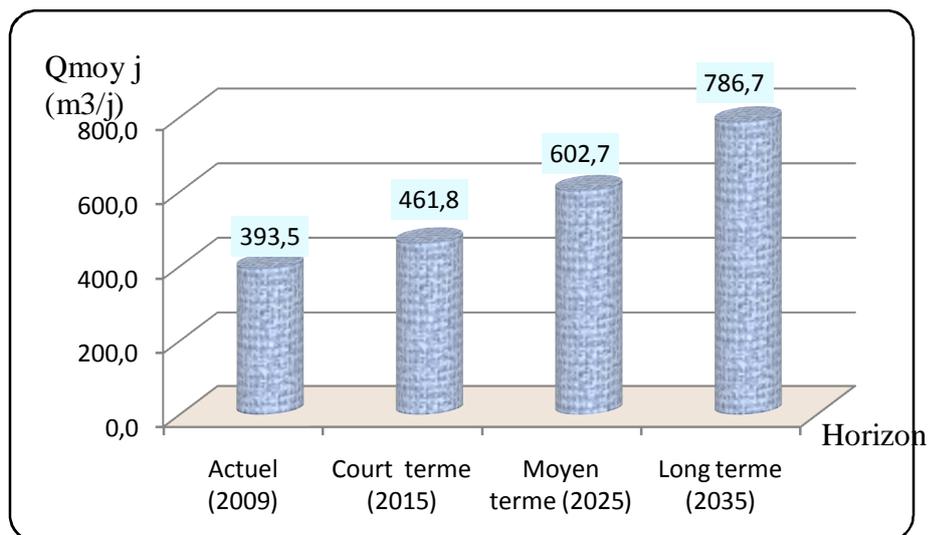


Fig-II-8: population future en fonction de l'horizon de la Zone Hai El Badr

6-Zone Haouch El Mekhfi

Tableau II-10 :les besoins domestiques de la zone de Haouch El Mekhfi

Horizons	Nbr.Habitant	Dotation (l/hab/j)	Débit moy j (m3/j)
Actuel (2009)	14 892	200	2 978,3
Court terme (2015)	17 473	200	3 494,5
Moyen terme (2025)	22 807	200	4 561,4
Long terme (2035)	29 769	200	5 953,9

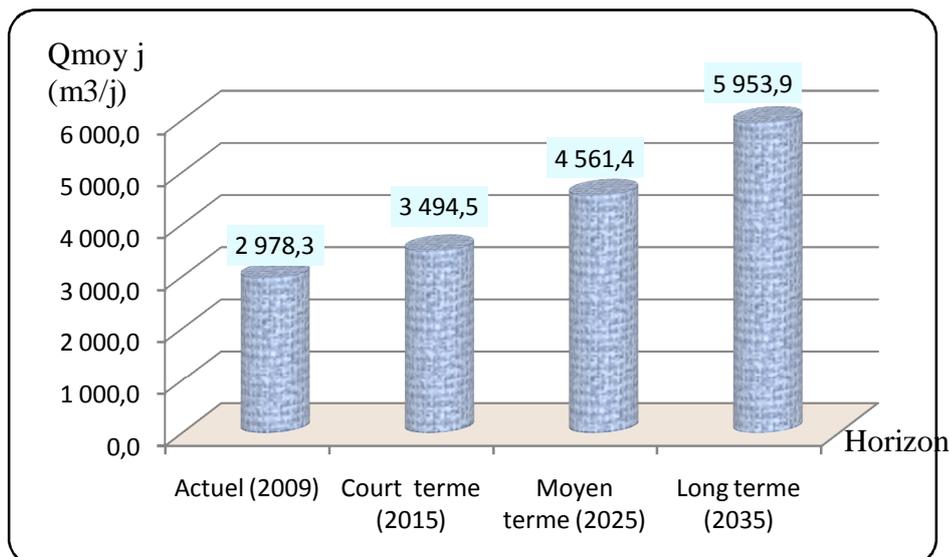


Fig-II-9: population future en fonction de l'horizon de la Zone Haouch El Mekhfi

II-3.2 Calcul des besoins des équipements :

a- Centre ville

Tableau II-11 :les besoins des équipements de centre ville

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m3/j)
Scolaire				
E.F.P primaire	1700	élèves	20	34
Moyen	1300	élèves	20	26
Secondaire	1100	élèves	20	22
S/Total 1				205
Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)				
APC	842	m ²	5	4.21
Police	330	m ²	5	1.65
Stade	24286	m ²	5	121.43
Tribunal	3300	m ²	5	16.5
Polyclinique	500	m ²	10	5
Gendarmerie	3500	m ²	5	17.5
Salle de sport	9000	m ²	5	45
Centre de santé	325	m ²	10	3.25
Maternité	450	m ²	10	4.5
Centre culturel	2000	m ²	5	10
Abattoir	1500	m ²	10	15
Bibliothèque*	2500	m ²	5	12.5
S/Total 2				256.54
Industrie				
LPA (unité de fabrication)	1500	m ²	20	30
Briqueterie	4500	m ²	10	45
S/Total 3				75,00
Total (m ³ /j)				413.54



b- Boudouaou El Bahri :

L'équipement principale de Boudouaou El Bahri est la cité universitaire 2000 lits.

Les besoins en eau de cet équipement est ainsi :

Pour une dotation de 100l/j/résident on obtient :

$$Q_{\text{éq}} = 100 \times 2000 = 200000 \text{ l/j} = 200 \text{ m}^3/\text{j}$$

c- Hlaimia :

Tableau II-12 : les besoins des équipements de la zone de Hlaimia

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m ³ /j)
Scolaire				
E.F.P primaire	1000	élèves	20	20
Moyen	1300	élèves	20	26
S/Total 1				46
Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)				
Mosquée (2)	8000	m ²	20	160
Station de traitement des eaux	90000	m ²	2	180
S/Total 2				340
Total (m ³ /j)				386

d- Benadjel :

Tableau II-13 : les besoins des équipements de la zone benadjel

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m ³ /j)
Scolaire				
E.F.P primaire	1200	élèves	20	24
Moyen	800	élèves	20	16
S/Total 1				40
Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)				
Mosquée	4000	m ²	20	80
Centre culturel	2000	m ²	5	10
S/Total 2				90
Total (m ³ /j)				130

e- Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem :

Tableau II-14 :les besoins des équipements des zones Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m ³ /j)
Scolaire				
E.F.P primaire	1600	élèves	20	32
Moyen	1200	élèves	20	24
Secondaire	900	élèves	20	18
S/Total 1				74
Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)				
Antenne APC	250	m ²	5	1.25
PTT	230	m ²	5	1.15
Mosquée	3200	m ²	5	16
Espace vert	4100	m ²	5	20.5
Terrain de jeu	9000	m ²	5	45
S/Total 2				83.9
Industrie				
Unité ORLAC	60000	m ²	10	600
Unité chocolaterie	5300	m ²	10	53
S/Total 3				653
Total (m ³ /j)				810.9

f- Plateau :

Tableau II-15 :les besoins des équipements de la zone de plateau

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m ³ /j)
Scolaire				
E.F.P primaire	1500	élèves	20	30
Moyen	1100	élèves	20	22
Secondaire	1000	élèves	20	20
S/Total 1				72
Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)				
Siège Daïra	7038	m ²	5	35.19
DGSN (école de police)	1000	policier	100	100
Station service	12000	m ²	5	60
Centre universitaire	2000	lit	100	200
Centre de santé	7600	m ²	10	76
Crèche	2500	m ²	10	25
Salle omnisport	5300	m ²	5	26.5
Marché couvert	5400	m ²	5	27
Jardin public	3900	m ²	5	19.5
Subdivision agricole	7000	m ²	5	35
S/Total 2				604.19
Total (m ³ /j)				676.19

g- Hai El Badr .:

Tableau II-16 :les besoins des équipements de la zone de Hai El Badr

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy,j (m3/j)
Scolaire				
E.F.P primaire	500	élèves	20	10
Moyen	470	élèves	20	9.4
S/Total 1				19.4
Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)				
Mosquée	3000	m ²	5	15
S/Total 2				15
Total (m ³ /j)				34.4

↳ **Les pertes :**

Les pertes en eau sont inéluctables dans les réseaux d'alimentation en eau potable. Elles ont diverses causes et sont exprimées en fonction du coefficient des pertes Kf, qui est le rapport entre le volume annuel facturé et le volume annuel produit.

Dans un réseau bien entretenu ; les pertes atteignent couramment jusqu'à 10 à 20 % de la consommation et de 25% à 30% pour un entretien moyen; elles peuvent atteindre voir même dépassé 50% pour des réseaux mal entretenus.

Le débit des pertes s'exprime par la relation suivante :

$$Q_f = K_f \times (Q_{moy/j} + Q_{equi})$$

Dans la suite du calcul on admis un pourcentage de pertes de l'ordre de 20%.

1-Etage inférieur (centre ville) :Tableau II-17 calcul de Q_{moy j} de centre ville

HORIZONS	Actuel 2009	Court terme 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Besoins domestiques (m3/j)	2 271,30	2 665,00	3 478,60	4 540,60
Besoins des équipements (m3/j)	413,54	413,54	413,54	413,54
Besoins domestiques + équipement (m3/j)	2 684,84	3 078,54	3 892,14	4 954,14
perte 20%	536,968	615,708	778,428	990,828
Q _{moy j} (m3/j)	3 221,81	3 694,25	4 670,57	5 944,97

2-Etage supérieur

- **Zone Hlaimia**

Tableau II-18 calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Hlaimia

HORIZONS	Actuel 2009	Court terme 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Besoins domestiques (m3/j)	2 596,10	3 046,00	3 975,90	5 189,70
Besoins des équipements (m3/j)	386	386	386	386
Besoins domestiques + équipement (m3/j)	2 982,10	3 432,00	4 361,90	5 575,70
perte 20%	596,42	686,4	872,38	1115,14
$Q_{moy j}$ (m3/j)	3 578,52	4 118,40	5 234,28	6 690,84

- **Zone Benadjel :**

Tableau II-19 calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Benadjel

HORIZONS	Actuel 2009	Court terme 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Besoins domestiques (m3/j)	810,1	950,5	1 240,70	1 619,50
Besoins des équipements (m3/j)	130	130	130	130
Besoins domestiques + équipement (m3/j)	940,10	1 080,50	1 370,70	1 749,50
perte 20%	188,02	216,1	274,14	349,9
$Q_{moy j}$ (m3/j)	1 128,12	1 296,60	1 644,84	2 099,40

- **Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem :**

Tableau II-20 calcul de $Q_{moy j}$ des Zones Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem

HORIZONS	Actuel 2009	Court terme 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Besoins domestiques (m3/j)	3 850,60	4 518,10	5 897,40	7 697,70
Besoins des équipements (m3/j)	810,9	810,9	810,9	810,9
Besoins domestiques + équipement (m3/j)	4 661,50	5 329,00	6 708,30	8 508,60
perte 20%	932,3	1065,8	1341,66	1701,72
$Q_{moy j}$ (m3/j)	5 593,80	6 394,80	8 049,96	10 210,32

- **Zone Plateau :**

Tableau II-21 calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Plateau

HORIZONS	Actuel 2009	Court terme 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Besoins domestiques (m3/j)	1 952,30	2 290,70	2 990,10	3 902,90
Besoins des équipements (m3/j)	676,19	676,19	676,19	676,19
Besoins domestiques + équipement (m3/j)	2 628,49	2 966,89	3 666,29	4 579,09
perte 20%	525,698	593,378	733,258	915,818
$Q_{moy j}$ (m3/j)	3 154,19	3 560,27	4 399,55	5 494,91

- **Zone Hai El Badr :**

Tableau II-22 calcul de $Q_{moy j}$ de la Zone Hai El Badr

HORIZONS	Actuel 2009	Court terme 2015	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Besoins domestiques (m3/j)	393,5	461,8	602,7	786,7
Besoins des équipements (m3/j)	34,4	34,4	34,4	34,4
Besoins domestiques + équipement (m3/j)	427,90	496,20	637,10	821,10
perte 20%	85,58	99,24	127,42	164,22
$Q_{moy j}$ (m3/j)	513,48	595,44	764,52	985,32

II-3.3 Evaluation des débits journaliers :

a- Coefficient d'irrégularité journalière maximum :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{maxj}) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière :

$$K_{maxj} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moyj}} \quad \text{avec : } K_{maxj} = (1,1 \div 1,3) , \text{ On prend } K_{maxj} = 1,3$$

b- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation, $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9,

C- La Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale

Le débit maximum journalier des différentes zones est représenté dans le tableau suivant :

1-Etage inférieur (centre ville)

Tableau II-23 calcul de $Q_{\max j}$ de centre ville

HORIZON	ACTUEL 2009	COURT TERME 2015	MOYEN TERME 2025	LONG TERME 2035
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	3 221,81	3 694,25	4 670,57	5 944,97
$K_{\max j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	4188,353	4802,525	6071,741	7728,461

1-Etage supérieur

- **Zone Hlaimia**

Tableau II-24 calcul de $Q_{\max j}$ de la Zone Hlaimia

HORIZON	ACTUEL 2009	COURT TERME 2015	MOYEN TERME 2025	LONG TERME 2035
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	3 578,52	4 118,40	5 234,28	6 690,84
$K_{\max j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	4652,076	5353,92	6804,564	8698,092

- **Zone Benadjel**

Tableau II-25 calcul de $Q_{\max j}$ de la Zone Benadjel

HORIZON	ACTUEL 2009	COURT TERME 2015	MOYEN TERME 2025	LONG TERME 2035
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	1 128,12	1 296,60	1 644,84	2 099,40
$K_{\max j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	1466,556	1685,58	2138,292	2729,22



- **Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem**

Tableau II-26 calcul de $Q_{\text{mox } j}$ des Zones Zone Sidi Aissa, Bentorkia et Ghoualem

HORIZON	ACTUEL 2009	COURT TERME 2015	MOYEN TERME 2025	LONG TERME 2035
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	5 593,80	6 394,80	8 049,96	10 210,32
$K_{\text{max } j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{\text{max } j}$ (m ³ /j)	7271,94	8313,24	10464,95	13273,42

- **Zone Plateau**

Tableau II-27 calcul de $Q_{\text{mox } j}$ de la Zone Plateau

HORIZON	ACTUEL 2009	COURT TERME 2015	MOYEN TERME 2025	LONG TERME 2035
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	3 154,19	3 560,27	4 399,55	5 494,91
$K_{\text{max } j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{\text{max } j}$ (m ³ /j)	4100,447	4628,351	5719,415	7143,383

- **Zone Hai El Badr**

Tableau II-28 calcul de $Q_{\text{mox } j}$ de la Zone Hai El Badr

HORIZON	ACTUEL 2009	COURT TERME 2015	MOYEN TERME 2025	LONG TERME 2035
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	513,48	595,44	764,52	985,32
$K_{\text{max } j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{\text{max } j}$ (m ³ /j)	667,524	774,072	993,876	1280,916

$$Q_{\text{max},j} = 40853,5 \text{ m}^3/\text{j}$$



II-3.4- Evaluation des débits horaires

a- Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy.h}}} = \alpha_{\max} \beta_{\max}$$

Avec :

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,

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

Tableau II-29 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

b- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy.h}}} = \alpha_{\min} \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.

- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants,

Tableau II-30 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

C- 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 :

Tableau II-31 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1,5	03,2	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,3	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,3	03
5-6	03	3,5	4,3	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,5	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,1	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	4,5	4,6	8,5
13-14	07	05	4,3	4,6	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	4,7	3,5
17-18	6,5	5,5	4,3	4,4	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	3,8	03
22-23	02	02	4,6	3,8	02
23-24	01	1,5	3,4	3,7	01

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération,

Pour notre cas on choisie la répartition plus **100000** hab, (puisque le nombre d'habitants à l'année **2035** sera **178042** hab,);



Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau II-32 : détermination le débit maximum et minimum horaire

Horaire	Qmax journalier total = 40853,5		Ordonnées de la courbe intégrale
	%	(m ³ /h)	
H			%
0--1	3,35	1368,59	3,35
1--2	3,30	1348,17	6,65
2--3	3,30	1348,17	9,95
3--4	3,20	1307,31	13,15
4--5	3,30	1348,17	16,45
5--6	3,40	1389,02	19,85
6--7	3,85	1572,86	23,70
7--8	4,50	1838,41	28,20
8--9	5,20	2124,38	33,40
9--10	5,10	2083,53	38,50
10--11	4,85	1981,39	43,35
11--12	4,60	1879,26	47,95
12--13	4,60	1879,26	52,55
13--14	4,60	1879,26	57,15
14--15	4,75	1940,54	61,90
15--16	4,70	1920,11	66,60
16--17	4,70	1920,11	71,30
17--18	4,40	1797,55	75,70
18--19	4,40	1797,55	80,10
19- 20	4,30	1756,70	84,40
20--21	4,30	1756,70	88,70
21--22	3,80	1552,43	92,50
22--23	3,80	1552,43	96,30
23--24	3,70	1511,58	100,00
TOTAL	100,00	40853,50	

A partir de ce tableau on détermine:

$$Q_{\min,h} = 1307,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pt} = Q_{\max,h} = 2124,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

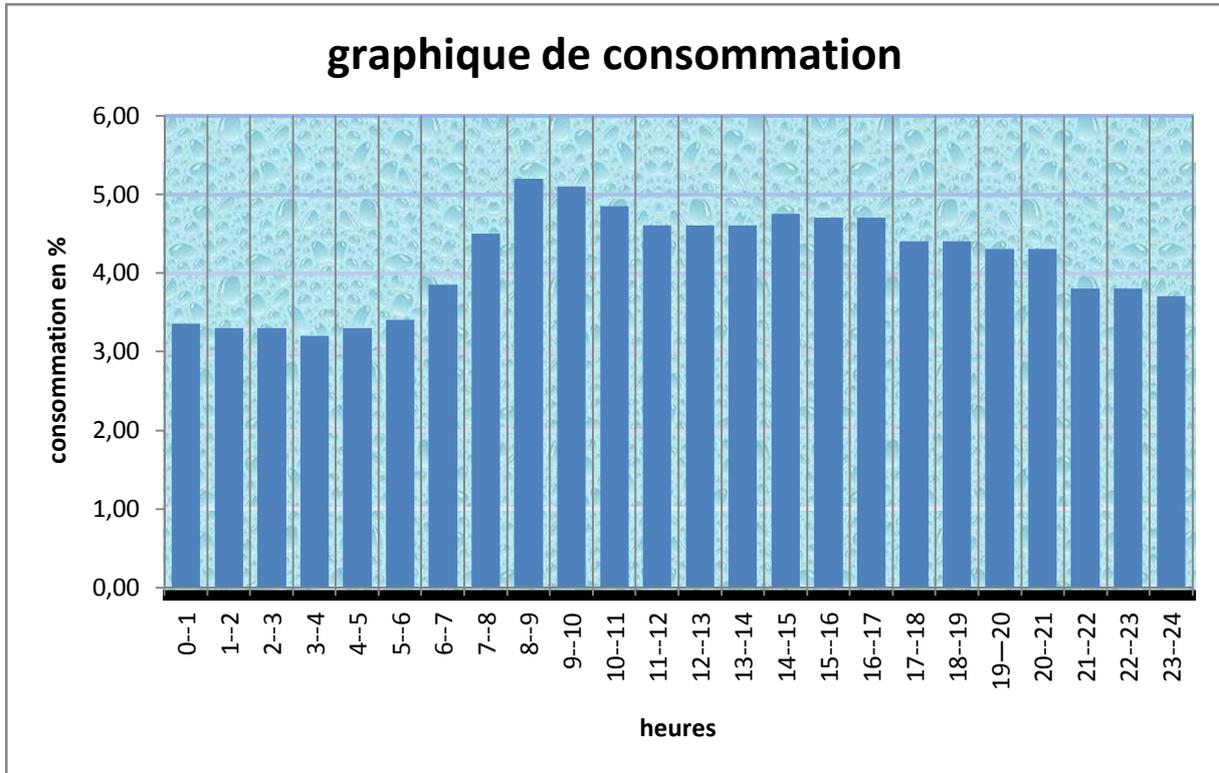


Fig II-10 :graphique de consommation

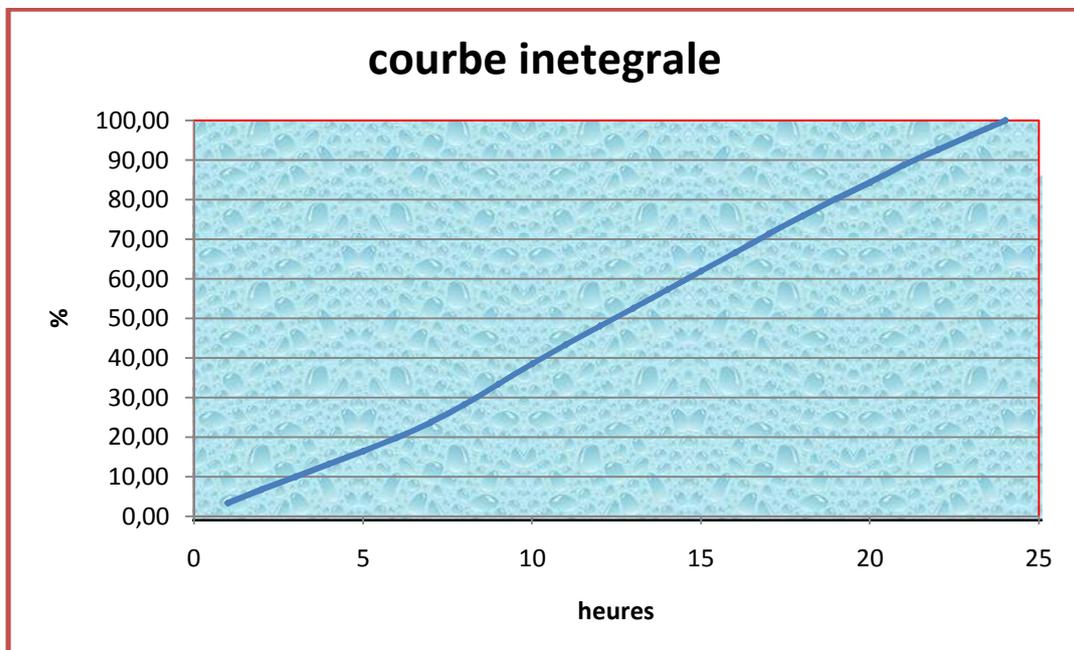


Fig II-11 :la courbe integrale

IV- 4. Production

Tableau II-33 : resultats de production

Source	Débit d'exploitation	Production Journalière
F2 (CFPA)	15	950,4
F4 (1508 logts)	8	691,2
F5 (Bentorkia)	11	950,4
Station de pompage	69	5961,6
TOTAL (production actuel)	103	8899,2
Piquage SPET	400	34560
Total production après piquage	503	43 459,2

II-5. Bilan de comparaison (Production – Besoins) :

a. Bilan de comparaison : (Production actuelle - Besoins)

Tableau II-34 : résultats de c omparaison avant le piquag e

Horizon	Actuel 2009	court terme 2015	moyen terme 2025	long terme 2035
Q max j (m3/j)	22346.9	25557.7	32192.8	40853.5
Production actuelle (m3/j)	8899,2	8899,2	8899,2	8899,2
Déficit (m3/j)	13447.7	16658.5	23293.6	31954.3

Interprétation : D'après les résultats du bilan de comparaison ci-dessus on constate que la production actuelle rend la situation déficitaire à court moyen et long terme.

b. Bilan de comparaison (Production après le piquage SPET – Besoins)

Tableau II-35 : résultats de c omparaison après le piquag e

Horizon	Actuel 2009	court terme 2015	moyen terme	long terme 2035
Q max j (m3/j)	22346.9	25557.7	32192.8	40853.5
Production après le	43 459,2	43 459,2	43 459,2	43 459,2
Déficit (m3/j)	0	0	0	0

II-6.conclusion

Après avoir réalisé le piquage SPET, la ville de Boudouaou se libère de toute situation déficitaire. Donc les besoins en eau de l'agglomération de Boudouaou seront assurés à l'horizon de l'étude.



III-1- Introduction :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation

III-2-fonctions et utilités des réservoirs

❖ Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

❖ Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

❖ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

❖ Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

❖ Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

III-3-CAPACITE DES RESEVOIRS

III-3-1-principe du calcul de la capacité

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III-3-2- Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à



l'incendie, elle est estimée à $120m^3$ c'est-à-dire pendant deux heures du fait que au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

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

P% : représente le maximum des restes de $Q_{max,j}$.

Tableau N°III-1 : Calcul de la capacité des réservoirs

Heures H	consommation horaires de $Q_{max,j}$	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
	en %	en %	en %	en %	en %
0 -- 1	3,350	4,167	0,817		1,200
1 -- 2	3,300	4,167	0,867		2,017
2 -- 3	3,300	4,167	0,867		2,883
3 -- 4	3,200	4,167	0,967		3,750
4 -- 5	3,300	4,167	0,867		4,717
5 -- 6	3,400	4,167	0,767		5,583
6 -- 7	3,850	4,167	0,317		6,350
7 -- 8	4,500	4,167		0,333	6,667
8 -- 9	5,200	4,167		1,033	6,333
9 -- 10	5,100	4,167		0,933	5,300
10 -- 11	4,850	4,167		0,683	4,367
11 -- 12	4,600	4,167		0,433	3,683
12 -- 13	4,600	4,167		0,433	3,250
13 -- 14	4,600	4,167		0,433	2,817
14 -- 15	4,750	4,167		0,583	2,383
15 -- 16	4,700	4,167		0,533	1,800
16 -- 17	4,700	4,167		0,533	1,267
17 -- 18	4,400	4,167		0,233	0,733
18 -- 19	4,400	4,167		0,233	0,500
19 -- 20	4,300	4,167		0,133	0,267
20 -- 21	4,300	4,167		0,133	0,133
21 -- 22	3,800	4,167	0,367		0,000
22 -- 23	3,800	4,167	0,367		0,367
23 -- 24	3,700	4,167	0,467		0,733
Total	100,000	100,000	6,667	6,667	Max=6,667

D'où le volume utile sera :

$$V_{cal} = \frac{6.667 * 40853,5}{100} = 2723.703m^3$$



Et le volume des réservoirs $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

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

Donc

$$V_t = 2723.703 + 5 \cdot 120 = 3323.703\text{m}^3$$

Donc

$$V_t = 3500\text{m}^3$$

Remarque

La capacité totale des réservoirs existants est de 3000m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 3323.703m^3 . La capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération ; donc on a besoin de faire la projection d'un autre réservoir de 500m^3 .

III-4-IMPLACEMENT DES RESEVOIRS

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

➤ **Dans notre projet le réservoir projeté situé au niveau de la zone de plateau avec une cote de trop plein de 65.2 m**

III-5- CONSTRUCTION DES RESEVOIRS

III-5- 1-généralités

Les réservoirs doivent impérativement maintenir l'eau à l'abri du risque de contamination, et autant que possible, des fortes variations de température.

III-5- 2-formes et proportions de s réservoirs

a) hauteur d'eau dans les réservoirs

La hauteur d'eau utile est limité le plus souvent entre 3 et 6 mètres, l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite ou moyenne, se situe le plus souvent à 4 et 5 mètres, pour les réservoirs de grande capacité (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 mètres



b) formes des réservoirs

La section en plan des réservoirs est le plus souvent circulaire (impérativement pour les réservoirs surélevés) et parfois rectangulaire

Dans certains cas il peut être intéressant de partager la capacité entre deux demi-réservoir ; ce qui permet de assurer encore la distribution pendant le nettoyage, on peut alors construire une cloison intermédiaire, soit au milieu d'un réservoir rectangulaire, soit entre deux réservoirs circulaires accolés par une corde commune, pour les réservoirs surélevés, on peut même utiliser une séparation concentrique

III-5- 3-matériaux et types de construction des réservoirs

a)types de construction

Les réservoirs peuvent être soit enterrés, soit semi enterrés, soit surélevés (sur tour) le premier type est beaucoup plus satisfaisant du point de vue esthétique, le deuxième est le plus économique, les réservoirs surélevés sont, comme nous l'avons vu, le seul mode de construction possible en plaine,

a) matériaux

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs sont soit le métal, rive ou soude (principalement pour les réservoirs industriels), la maçonnerie avec enduit intérieur étanche, et maintenant surtout le béton armé, précontraint ou non,

c)détails constructifs

α-joint d'étanchéité

les réservoirs en maçonnerie ou en béton nécessitent des joints de retrait et de dilatation, ces joints doivent bien entendu être munis d'étanchéités, ainsi que éventuellement les passages de poteaux à travers le cadre. ces étanchéités sont réalisées soit par des bandes de caoutchouc dont le bord (plus épais) est pris dans le ciment, soit par des produits plastiques spéciaux ne donnant pas de goût à l'eau

β-isolation thermique

Pour les réservoirs enterrés, l'isolation naturelle est généralement suffisante, compte tenu du renouvellement rapide (quotidien) de l'eau en revanche, le couvercle des réservoirs surélevés ou semi-enterrés peuvent recevoir de façon intense rayonnement solaire, direct ou réservoir une isolation suffisante peut souvent alors être obtenue en le recouvrement d'une couche de gravillons

Les parois latérales des réservoirs surélevés peuvent utilement être isolées en montant, parallèlement à la paroi, un rang de briques qui retient ainsi une couche d'air isolante

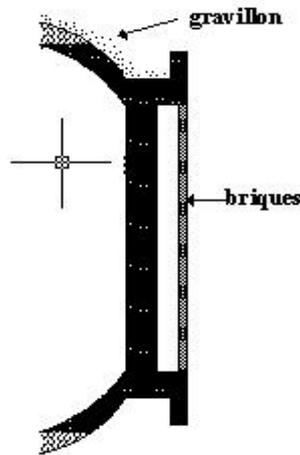


fig III-1 isolation thermique des reservoirs surelevés

III-6- EQUIPEMENT DES RESERVOIRS

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leur permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

III-6-1-arrivée de l'adduction (conduite d'arrive)

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir.

Cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en sur verse
- arrivée par le fond ou par le bas
- arrivée par le haut où la conduite est noyée

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller un brassage convenablement l'eau

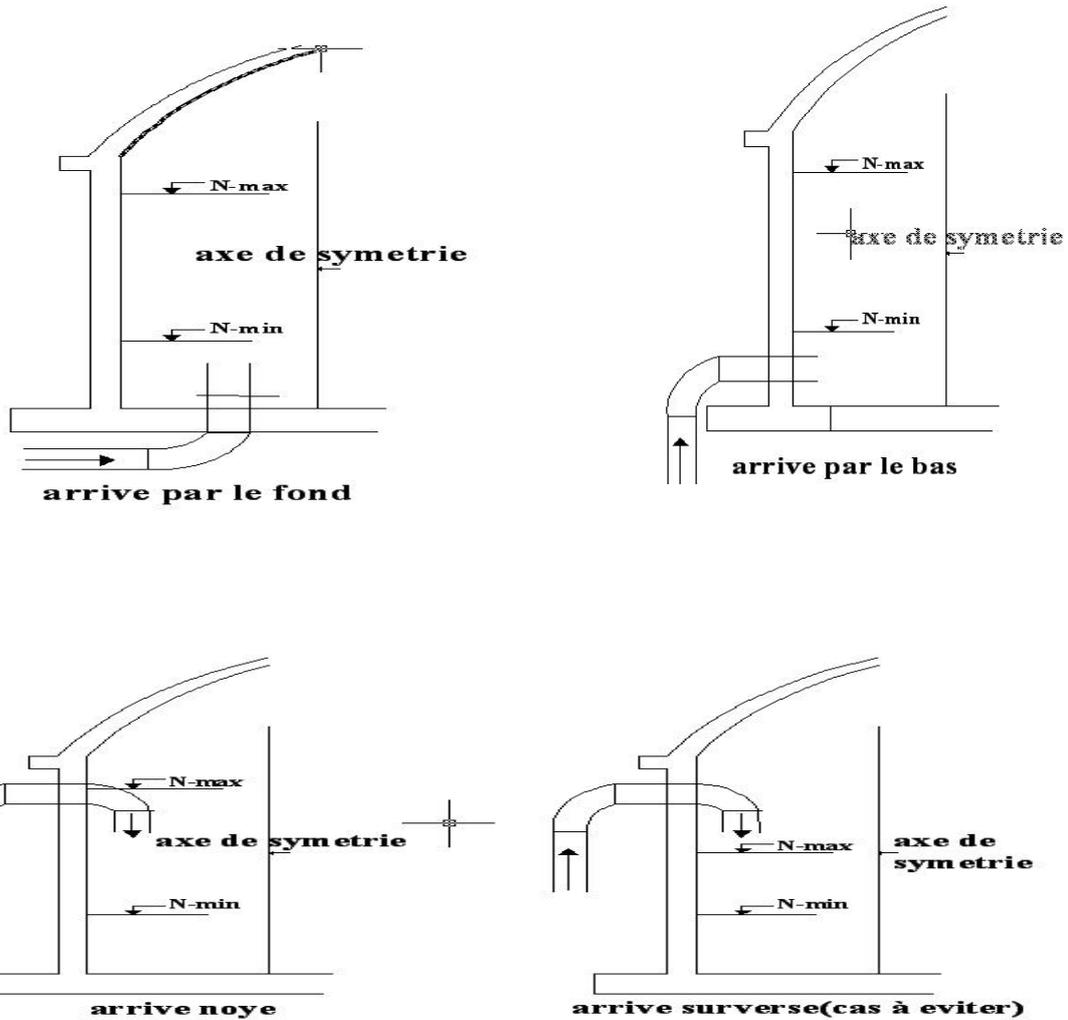


Fig III-2-les cas d'installation de conduite d'arrive

III-6-2-départ de la distribution (conduite de départ)

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être située autant que possible à l'opposé de l'arrivée, il sera bien entendu placé près du fond, mais cependant à une faible hauteur au-dessus de celui-ci, pour éviter de entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décaintes dans réservoir

Dans les petites installations, il est fréquent , et par économie, on adopte une conduite unique pour assurer l'arrivée et le départ de l'eau le réservoir fonctionne alors en réservoir d'équilibre

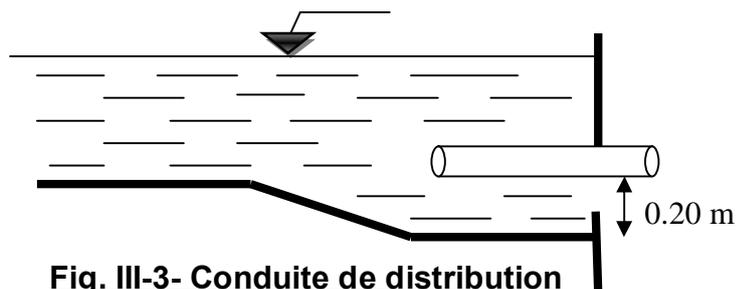


Fig. III-3- Conduite de distribution

III-6-3-conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger

III-6-4-conduite de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement a la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

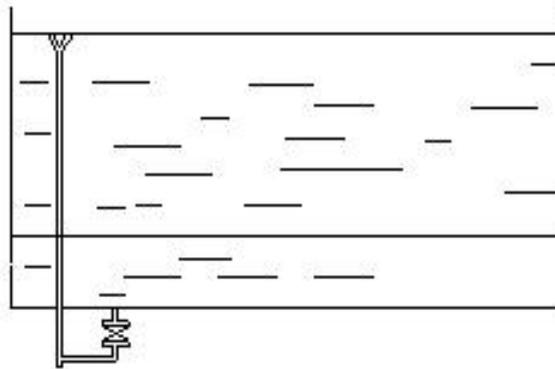


fig-III-4-les conduites de trop plein et de vidange

III-6-5- conduite de by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

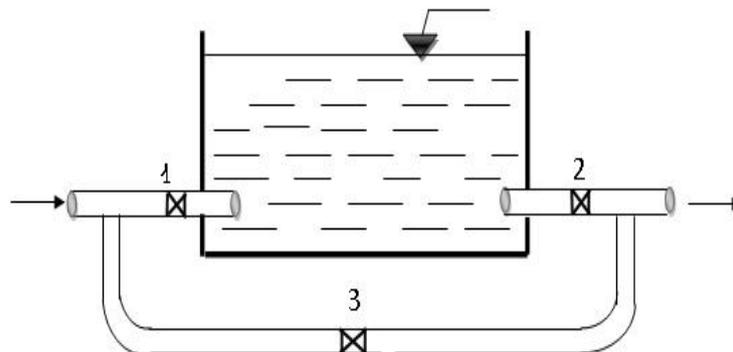


fig-III-5-la conduite de by-pass

III-6-6-matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

Le système de fonctionnement est le suivant:

- Fonctionnement normal : 1 et 3 : ouverts 2 fermé.
- Cas d'incendie. Il suffit d'ouvrir 2

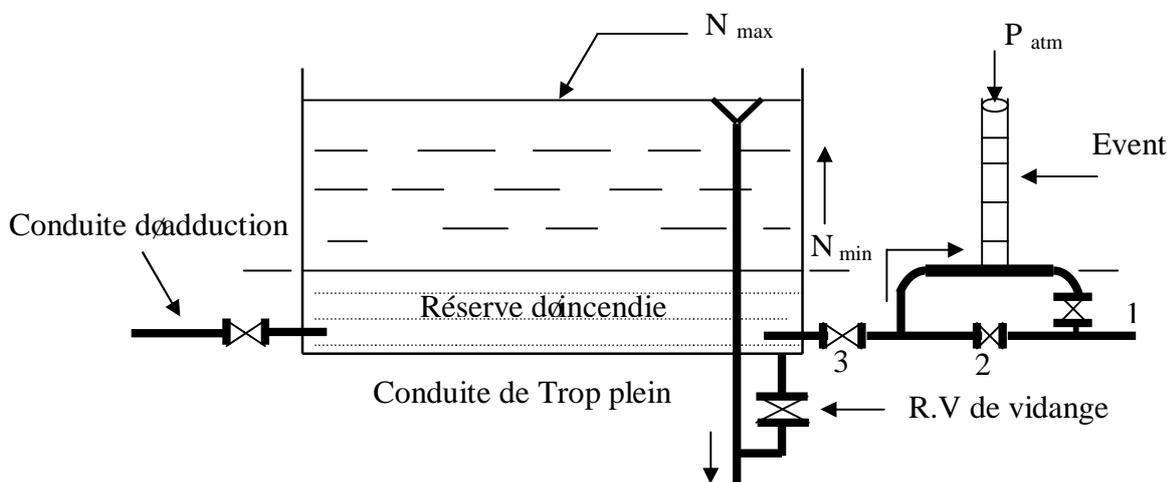


Fig. III-6-Matérialisation de la réserve d'incendie

III-7-Conclusion

Après ce chapitre, on remarque que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution) ; cela nécessite une surveillance régulière et un entretien périodique concernant le nettoyage de la cuve. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

IV-1- Introduction

L'adduction étant définie comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation ou zones des stockages .

IV-2-classification des adductions

On peut classer les adductions en trois types :

➤ IV-2-1- L'adduction à écoulement gravitaire

- Dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle de réservoir de desserte de l'agglomération
- en l'AEP l'écoulement est en charge mais il existe dans certains cas de l'adduction d'irrigation l'écoulement est à surface libre

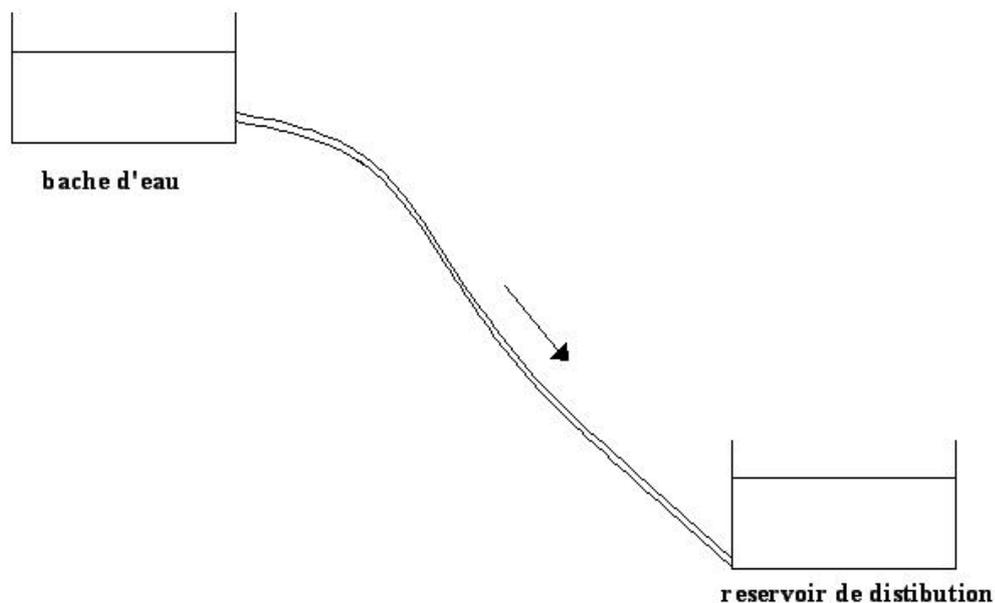


Fig-IV-1- schéma d'adduction gravitaire

➤ IV-2-2-L'adduction à écoulement par refoulement

- Dans une adduction par refoulement le captage se situe à un niveau inférieur à celui de réservoir d'accumulation, les eaux de captage sont relèves par une station de pompage dans cette conduite de refoulement
- L'écoulement est en charge ,mais il existe un cas de refoulement à surface libre c'est le cas de vis **d'Archimède** en assainissement

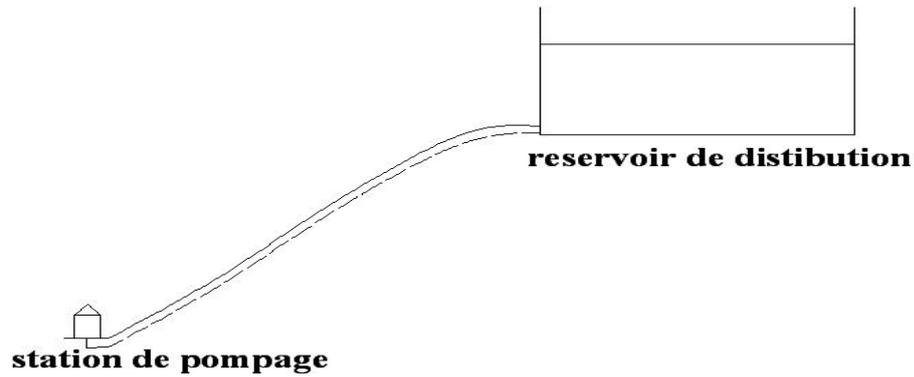


Fig-IV-2- schéma d'adduction par refoulement

➤ **IV-2-3-L'adduction mixte**

On distingue deux types différents :

a. Adduction refoulement-gravitaire

La station de pompage refoule vers le réservoir tampon et le écoulement se fait gravitairement vers le réservoir de distribution

b. Adduction gravitaire-refoulement

Le écoulement se fait gravitairement vers la station de pompage et par refoulement vers le réservoir de distribution

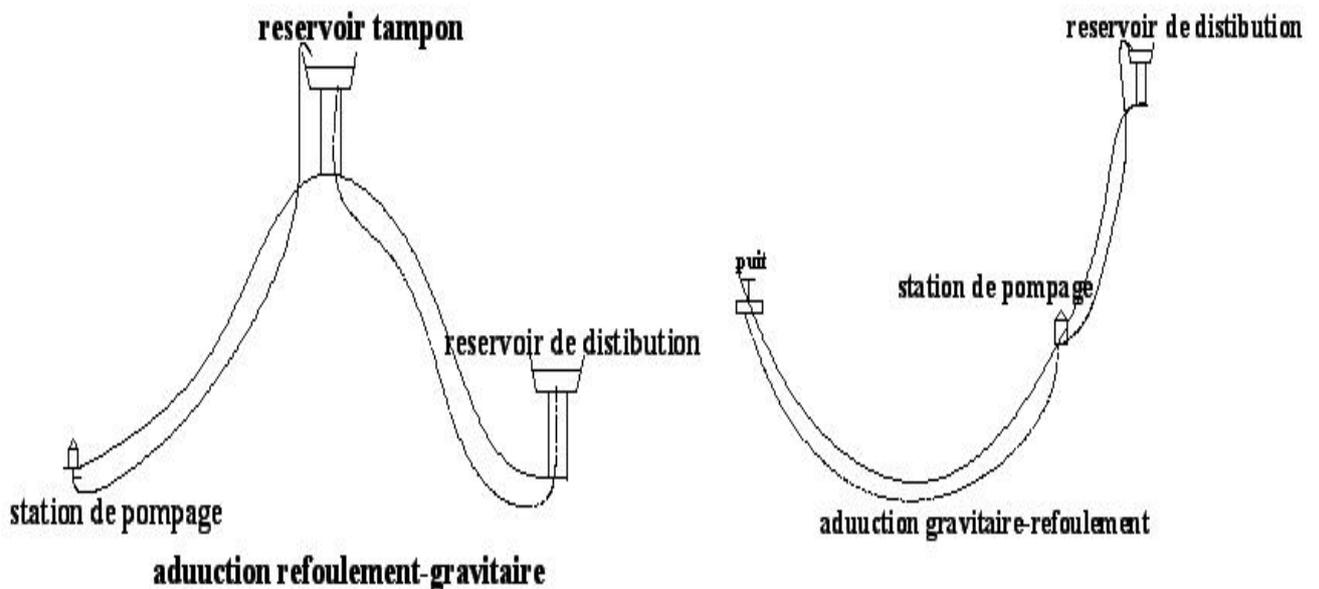


Fig-IV-3- schéma d'adduction mixte



IV-3-Choix du tracé (condition technique)

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certaines conditions que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds, etc.).

IV-4-Choix du type de tuyaux

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en **PEHD**, vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le prix qui reste élevé

IV-5- Conditions économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente,

IV-6-Calcul hydraulique des conduites d'adduction

On diviser les conduites d'adduction en deux groupes :

IV-6-1- Les conduites Adductions existantes

- Les conduites d'adduction existantes sont des conduites de refoulement à partir de station de traitement et des forages
Les caractéristiques Conduites résumé dans le tableau suivant

Tableau-IV-1- les caractéristiques des conduites d'adduction existantes

ressources	Ouvrage d'origine	Longueur(m)	Diamètres et matériaux	Débet(l/s)
F1 (ORLAC)	Laiterie ORLAC	2325	Acier ϕ 150	20
F2 (ORLAC)				15
F1 (St Essence) vers Point A 48 m	Tous ces forages vers réservoir de centre ville	742	Acier ϕ 200	Faible débit
F2 (CFPA)vers Point Aq38 m				18
F3 (EPEAL)vers Point A 350 m				12
Station de traitement	R5(Hlaimia)	613	fonte ϕ 400	69.5
F4 vers R38 695 m	<i>R38 vers le réservoir de bentorkia</i>	985	Acier ϕ 200	15
F5 vers R38 450 m			Acier ϕ 200	17
F5	<i>vers le réservoir de bentorkia</i>	1510	Amiant ciment ϕ 200	17

IV-6-2- les conduites Adductions projetées :

on distingue deux types d'adduction

IV-6-2-1- adduction par refoulement

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.



Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules suivantes :

La formule de BONIN $D_{ec} = \sqrt{Q}$

La formule de BRESSE $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$

La formule de VIBERT

$D_{ec} = 1,547 * \sqrt[2]{\frac{Q}{e}} * \sqrt[2]{f}$ (pompage continue)

$D_{ec} = 1,35 * \sqrt[2]{\frac{Q}{e}} * \sqrt[2]{f}$ (pompage 10/24)

e frais de kwh , **f** prix de kg de fonte

La formule de MUNIER $D_{ec} = (1+0.02*n) * \sqrt{Q}$

D_{ec} Diamètre économique en mètre , **Q** Débit véhiculé en m³/s

✓ Vérification de la vitesse

- si D ≤ 250 mm → v= 1 à 1,5 m/s
- si 300 ≤ D ≤ 800 mm → v= 1,2 à 2 m/s
- si D > 800 mm → v= 1,8 à 3 m/s

On choisit le **PEHD** comme matériau des conduites d'adduction parce qu'il est plus efficace en terme hydraulique et mécanique

On a deux conduites d'adduction par refoulement

✓ la conduite R6 vers R1

Tableau-IV-2- les caractéristiques de la conduite R6- R1

	Q(l/s)	L(m)	D _{cal} (mm)	D _{ec} (mm)	V(m/s)	observation
BONIN	50	2070	223.61	250	1.02	vérifié
BRESSE			335.41	315	0.64	Ne pas vérifier
MUNIER			330.93	315	0.64	Ne pas vérifier

Donc finalement le diamètre de la conduite R6 vers R1 est

D_{ec}=250 mm

✓ la conduite R6 vers R2

Tableau-IV-3- les caractéristiques de la conduite R6- R2

	Q(l/s)	L(m)	D _{cal} (mm)	D _{ec} (mm)	V(m/s)	observation
BONIN	70	800	264.57	250	1.42	vérifier
BRESSE			396.86	400	0.55	Ne pas vérifier
MUNIER			391.57	400	0.55	Ne pas vérifier

Donc finalement le diamètre de la conduite R6 vers R2 est

D_{ec}=250 mm



IV-6-2-2- adduction gravitaire

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur la charge disponible entre les réservoirs et appliquant les formules de calcul de perte de charge

- **Pertes de charges** : Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières, Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY . WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5}$$

Avec

- J : gradient de pertes de charges
- Q : le débit véhiculé (m³/s)
- g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s²
- D : diamètre (m)
- λ : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement
-En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de NIKURADZE

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

-En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec : ε : Rugosité en (mm)

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante $Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$

λ : Coefficient de frottement.

- **Pertes de charges linéaires**

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = J \cdot L \quad \text{Avec}$$

J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

- **Pertes de charges singulières**

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires,

$$\Delta H_s = K \frac{v^2}{2g} \quad \text{avec} \quad \text{le coefficient de perte de charge singulière}$$

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires. $\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$

- **Pertes de charges totales**

La perte de charge totale est donc :

${}^a H_T = {}^a H_L + {}^a H_S$ Avec :

${}^a H_T$: pertes de charges totales

${}^a H_L$: pertes de charges linéaires

${}^a H_S$: pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

Donc : ${}^a H_T = {}^a H_L + 0.10 {}^a H_L = 1.10 {}^a H_L$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * D^5}$$

❖ **la conduite R6 vers R4 (réservoir de centre ville)**

Le système est de raccordement est le suivant

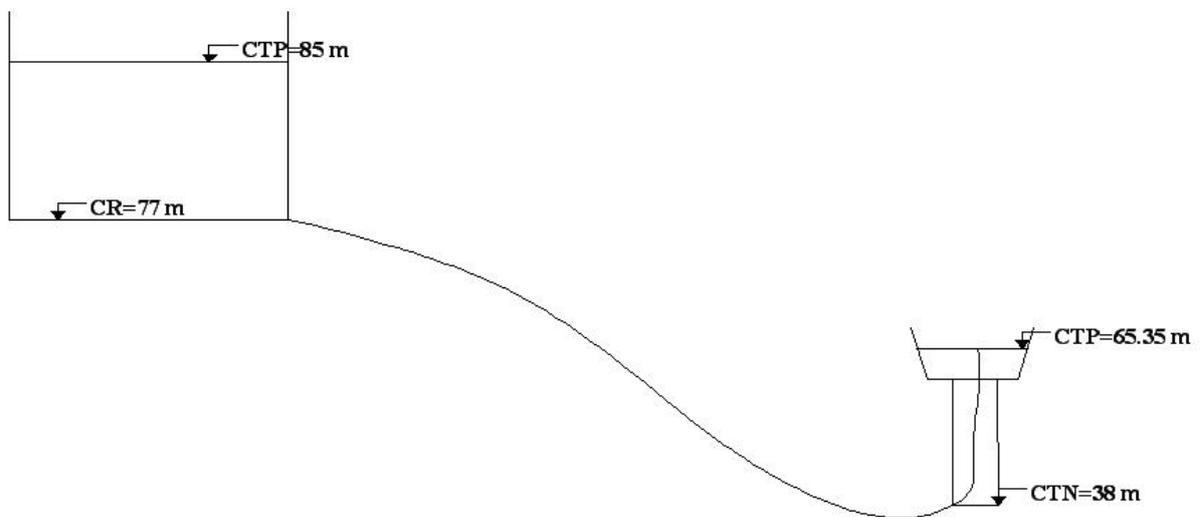


Fig-IV-4- schéma d'adduction gravitaire (01)

Données de base

Q : débit ($Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$)

Longueur de la conduite L = 825 m

Cote de trop plein Cpt = 65.35 m

Cote de radier $CR_6 = 77 \text{ m}$

$\Delta H_d = 77 - 65.35 = 11.65 \text{ m}$

on choisi le **PEHD** comme matériau de la conduite et $\varepsilon/D = 10^{-4}$

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = (1.14 - 0.86 \ln(0.0001))^{-2} = 0.012$$

$$\Delta H_d = 1.1 \cdot \frac{8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{1.1 * 8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * \Delta H_d}} = \sqrt[5]{\frac{1.1 * 8 * 825 * 0.012 * 0.1^2}{9.81 * 3,14^2 * 11.65}} = 239.30 \text{ mm}$$

Donc $D_2 < D < D_1$ mm $200 < D < 250$ mm

$D_1=250 \text{ mm} \Rightarrow \Delta H=9.22 \text{ m}$ ne satisfait pas les conditions au limite

$D_2=200 \text{ mm} \Rightarrow \Delta H=28.14 \text{ m}$ ne satisfait pas les conditions au limite

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1+L_2=825 \\ 1.1 \cdot \frac{8 \cdot L_1 \cdot \lambda \cdot Q^2}{g \cdot 3,14^2 \cdot D_1^5} + 1.1 \cdot \frac{8 \cdot L_2 \cdot \lambda \cdot Q^2}{g \cdot 3,14^2 \cdot D_2^5} = 11.65 \text{ avec } D_2=200 \text{ mm, } D_1=250 \text{ mm} \end{array} \right.$$

d'Après le calcul on trouve

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1=720 \text{ m,} \\ L_2=105 \text{ m} \end{array} \right.$$

❖ la conduite R6 vers R7 et R3 (réservoir de plateau et bentorkia)

Le système est le suivant

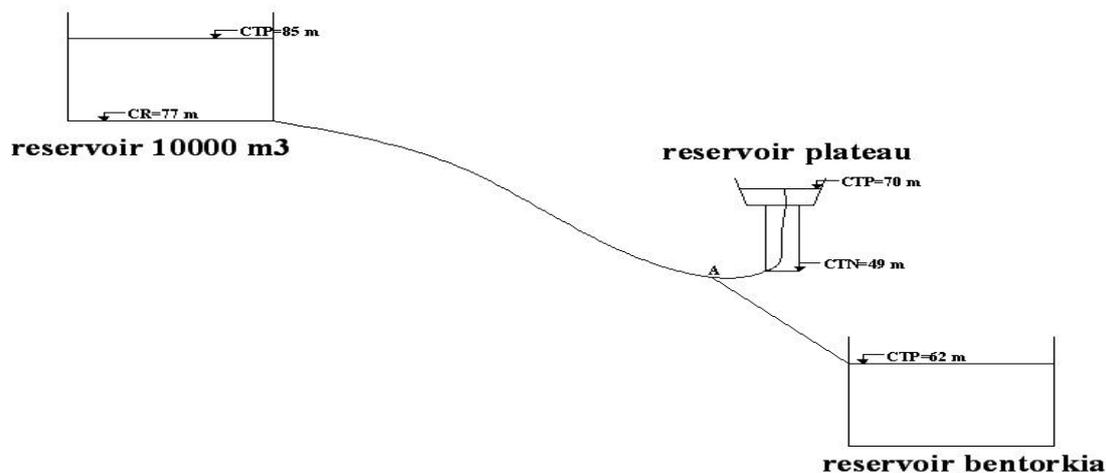


Fig-IV-5- schéma d'adduction gravitaire (02)

Données de base

Q : les débits sont : $Q_{R3} = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{R7} = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Longueurs des conduites sont : $L_{R6-A} = 2265 \text{ m}$

$$L_{A-R7} = 320 \text{ m}$$

$$L_{A-R3} = 605 \text{ m}$$

Cote de trop plein $Ctp_3 = 62 \text{ m}$

Cote de trop plein $Ctp_7 = \text{à déterminer}$

Cote de radier $CR_6 = 77 \text{ m}$

le système précédent à 04 inconnues et deux équations donc on va proposer certaines inconnues pour continuer le calcul



1) la conduite A-R3

on suppose que $D_{A-R3}=250$ mm et on va vérifier par la vitesse $v=4*0.08/(3.14*0.25^2)=1.63$ m/s (c'est une vitesse acceptable)

donc $D_{A-R3}=250$ mm

on calcule la cote piézométrique de point A comme suite $C_{PA}=\Delta H_{A-R3}+ C_{tp3}$

$$D_{A-R3}=250 \text{ mm} \Rightarrow \Delta H_{A-R3}=1.1 \cdot \frac{8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} = \frac{1.1 * 8 * 0.012 * 605 * 0.08^2}{3.14^2 * 9.81 * 0.25^5} = 4.33 \text{ m}$$

$$C_{PA}=62+4.33=66.33 \text{ m}$$

2) 1-la conduite A-R6

$L_{R6-A} = 2265$ m , $Q_{R6-A} = 0.18$ m³/s

$$D_{A-R6} = \sqrt[5]{\frac{1.1 * 8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3.14^2 * \Delta H_d}} = \sqrt[5]{\frac{1.1 * 8 * 2265 * 0.012 * 0.18^2}{9.81 * 3.14^2 * (77 - 66.33)}} = 375.90 \text{ mm}$$

Donc $D_2 < D < D_1$ mm $315 < D < 400$ mm

$D_1=400$ mm $\Rightarrow \Delta H=7.82$ m ne satisfait pas les conditions au limite

$D_2=315$ mm $\Rightarrow \Delta H=25.83$ m ne satisfait pas les conditions au limite

$$\begin{cases} L_1 + L_2 = 2265 \\ 1.1 \cdot \frac{8 * L_1 * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * D_1^5} + 1.1 \cdot \frac{8 * L_2 * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * D_2^5} = 77 - 66.33 = 10.67 \text{ m} \end{cases} \text{ avec } D_2=315 \text{ mm, } D_1=400 \text{ mm}$$

Après le calcul on trouve

$$\begin{cases} L_1 = 1907 \text{ m} \\ L_2 = 358 \text{ m} \end{cases}$$

3) 1-la conduite A-R7

Pour le réservoir R7 on propose de cote de trop plein de 65 m parce que les constructions au niveau de plateau ne sont pas très élevées

$L_{A-R7} = 320$ m , $Q_{R7} = 0.1$ m³/s

Cote de trop plein $C_{tp7} = 65$ m, $C_{PA} = 66.33$ m

$$D_{A-R7} = \sqrt[5]{\frac{1.1 * 8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3.14^2 * \Delta H}} = \sqrt[5]{\frac{1.1 * 8 * 320 * 0.012 * 0.1^2}{9.81 * 3.14^2 * (66.33 - 65)}} = 304.71 \text{ mm}$$

$D_{A-R7} = 315$ mm \Rightarrow

$$\Delta H_{A-R7} = 1.1 \cdot \frac{8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} = \frac{1.1 * 8 * 320 * 0.012 * 0.1^2}{3.14^2 * 9.81 * 0.315^5} = 1.13 \text{ m}$$



Donc on corrigée la cote de trop plein de réservoir R7, donc $Ctp_7 = 66.33 - \Delta H_{A-R7}$
 $= 66.33 - 1.13 = 65.2 \text{ m} \Rightarrow Ctp_7 = 65.2 \text{ m}$ et $D_{A-R7} = 315 \text{ mm}$

Tableau-IV-4- les caractéristiques des conduites d'adduction projetées

conduite	longueur	débit	Diamètre	matériau
Ecoulement par refoulement				
R6-R1	2070	50	250	PEHD
R6-R2	800	70	250	
Ecoulement gravitaire				
R6-R4	825	100	200/250	PEHD
R6-A	2265	180	315/400	
A-R3	605	80	250	
A-R7	320	100	315	

IV-7- Détermination de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges à l'aspiration ($^a H_{asp}$)

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

$$H_{MT} = H_g + ^a H_T + ^a H_{asp}$$

H_g : égale à la différence des cotes de arrivée au réservoir et la cote d'aspiration dans le réservoir R6

H_T : la perte de charges totales

H_{asp} : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0.50 m

✓ la conduite R6 vers R1

$$H_g = 111 - 77 = 34 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3.14^2 * D^5} = \frac{1.1 * 8 * 2070 * 0.012 * 0.05^2}{3.14^2 * 9.81 * 0.25^5} = 5.76 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 0.5 + 5.76 + 34 = 40.26 \text{ m} \Rightarrow H_{MT} = 40.26 \text{ m}$$

✓ la conduite R6 vers R2

$$H_g = 94.3 - 77 = 17.3 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8 * L * \lambda * Q^2}{g * 3.14^2 * D^5} = \frac{1.1 * 8 * 800 * 0.012 * 0.07^2}{3.14^2 * 9.81 * 0.25^5} = 4.38 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 0.5 + 4.38 + 17.3 = 22.18 \text{ m} \Rightarrow H_{MT} = 22.18 \text{ m}$$

IV-8- Conclusion

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

- Technique : suivant le débit, la perte de charge raisonnable et bonne vitesse d'écoulement
- Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix dû à la nature du terrain et les contraintes économiques du pays.



V.1- Généralité

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

V.2- Les types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

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

V.2.1- Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

V.2.2- Réseaux ramifié

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'accident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

V.2.3- Réseaux étagés

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

Remarque

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

V.3- Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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



V.4- Principe de tracé d'un réseau maillé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- Choisir le lien de consommation principale.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers les quelles il faut prévoir les lignes secondaires.

V.5- Calcul hydraulique du réseau maillé

La détermination des débits dans un réseau maillé se fait de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de transit, l'heure d'arrêt et l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

V-6- Calcul des débits

Le projet contient 06 réseaux différents pour chaque zone

V-6-1- Les Débits maximum horaires (horizon 2035)

Tableau-V-1- le $Q_{max j}$ en fonction de la zone

La zone	centre ville	Hlaimia	Benadjel	Plateau	Hai El Badr	Bentorkia
$Q_{max j}(m^3/j)$	7728,461	8698,092	2729,22	7143,383	1280,916	13273,42

Tableau-V-2- les nombres d'habitants en fonction de la zone

horizon	Long terme 2035
Chef lieu (ACL)	22703
Hlaimia	25949
Bentorkia	22479
Sidi Aissa	7368
Ghoualem	8641
Plateau	19514
Boudouaou El Bahri	29587
Hai El Badr	3934
Haouch El Mekhfi	29769
Benadjel	8097

D'après ce tableau on remarque que toutes les zones ont des nombres d'habitants entre 10000 et 50000 sauf la zone de benadjal (moins de 10000 habitants)

D'après le **tableau II-31** (répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants) on trouve le débit maximum horaire pour chaque répartition

- ✓ Mois de 10000 habitants $a_i=7\%$
- ✓ 10000 mLe nombre d'habitants m50000 $a_i=6,25\%$

Donc on donne le débit maximum horaire en fonction de la zone dans le tableau suivant :

Tableau-V-3- le débit maximum horaire en fonction de la zone

La zone	centre ville	Hlaimia	Benadjel	Plateau	Hai El Badr	Bentorkia
$Q_{\max j}(m^3/j)$	7728,46	8698,09	2729,22	7143,38	1280,92	13273,42
$a_i(\%)$	6,25	6,25	7	6,25	6,25	6,25
$Q_{\max h}(m^3/h)$	483,029	543,631	191,045	446,461	80,057	829,588
$Q_{\max s}(l/s)$	134,175	151,009	53,068	124,017	22,238	230,441

V-6-2- Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Q_{pointe} : débit de pointe (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : Somme des longueurs des tronçons (m).

V-6-3-Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

V-6-4- Détermination des débits nodaux

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

Où :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Q_{ni} : débit au n°ud i (l/s).

Q_{ri-k} : la somme des débits en route des tronçons reliés au n°ud i (l/s).

Q_{ci} : la somme des débits concentrés au n°ud i (l/s).

V-7- étude des réseaux par zone

V-7-1- la zone de hlaimia

V-7-1-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-4- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)						
N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n
		(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1*2	952,98	0,029	28,067	14,033	14,033
2	2*1	952,98	0,029	28,067	14,033	21,326
	2*3	256,67	0,029	7,559	3,780	
	2*5	238,57	0,029	7,026	3,513	
3	3*2	256,67	0,029	7,559	3,780	7,896
	3*4	279,56	0,029	8,233	4,117	
4	4*3	279,56	0,029	8,233	4,117	10,810
	4*5	254,21	0,029	7,487	3,743	
	4*7	200,35	0,029	5,901	2,950	
5	5*4	254,21	0,029	7,487	3,743	10,465
	5*2	238,57	0,029	7,026	3,513	
	5*6	217,87	0,029	6,417	3,208	
6	6*5	217,87	0,029	6,417	3,208	11,898
	6*7	244,11	0,029	7,189	3,595	
	6*13	346,01	0,029	10,191	5,095	
7	7*4	200,35	0,029	5,901	2,950	10,340
	7*6	244,11	0,029	7,189	3,595	
	7*9	257,68	0,029	7,589	3,795	
9	9*7	257,68	0,029	7,589	3,795	8,729
	9*10	194,2	0,029	5,719	2,860	
	9*12	140,9	0,029	4,150	2,075	
10	10*9	194,2	0,029	5,719	2,860	5,147
	10*11	155,34	0,029	4,575	2,287	
11	11*10	155,34	0,029	4,575	2,287	4,835
	11*12	173	0,029	5,095	2,548	
12	12*9	140,9	0,029	4,150	2,075	8,196
	12*11	173	0,029	5,095	2,548	
	12*13	242,69	0,029	7,148	3,574	
13	13*6	346,01	0,029	10,191	5,095	16,977
	13*12	242,69	0,029	7,148	3,574	
	13*14	564,16	0,029	16,615	8,308	
14	14*13	564,16	0,029	16,615	8,308	14,332
	14*15	409,08	0,029	12,048	6,024	
15	15*14	409,08	0,029	12,048	6,024	6,024

V-7-1-2- Détermination des débits des nœuds (cas de point e+incendie)

Tableau V-5- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/m)	Q _r (l/s)	0,5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	Q (l/s)	Q _n (l/s)
1	1*2	952,98	0,029	28,067	14,033	14,033	17,000	31,033
2	2*1	952,98	0,029	28,067	14,033	21,326		21,326
	2*3	256,67	0,029	7,559	3,780			
	2*5	238,57	0,029	7,026	3,513			
3	3*2	256,67	0,029	7,559	3,780	7,896		7,896
	3*4	279,56	0,029	8,233	4,117			
4	4*3	279,56	0,029	8,233	4,117	10,810		10,810
	4*5	254,21	0,029	7,487	3,743			
	4*7	200,35	0,029	5,901	2,950			
5	5*4	254,21	0,029	7,487	3,743	10,465		10,465
	5*2	238,57	0,029	7,026	3,513			
	5*6	217,87	0,029	6,417	3,208			
6	6*5	217,87	0,029	6,417	3,208	11,898		11,898
	6*7	244,11	0,029	7,189	3,595			
	6*13	346,01	0,029	10,191	5,095			
7	7*4	200,35	0,029	5,901	2,950	10,340		10,340
	7*6	244,11	0,029	7,189	3,595			
	7*9	257,68	0,029	7,589	3,795			
9	9*7	257,68	0,029	7,589	3,795	8,729		8,729
	9*10	194,2	0,029	5,719	2,860			
	9*12	140,9	0,029	4,150	2,075			
10	10*9	194,2	0,029	5,719	2,860	5,147		5,147
	10*11	155,34	0,029	4,575	2,287			
11	11*10	155,34	0,029	4,575	2,287	4,835		4,835
	11*12	173	0,029	5,095	2,548			
12	12*9	140,9	0,029	4,150	2,075	8,196		8,196
	12*11	173	0,029	5,095	2,548			
	12*13	242,69	0,029	7,148	3,574			
13	13*6	346,01	0,029	10,191	5,095	16,977		16,977
	13*12	242,69	0,029	7,148	3,574			
	13*14	564,16	0,029	16,615	8,308			
14	14*13	564,16	0,029	16,615	8,308	14,332		14,332
	14*15	409,08	0,029	12,048	6,024			
15	15*14	409,08	0,029	12,048	6,024	6,024		6,024

V-7-1-3- Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

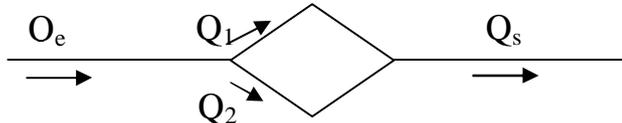
- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

V-7-1-4- Calcul du réseau maillé par la méthode « HARDY – CROSS »

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY . CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- **1^{ère} lois des nœuds (1^{ère} lois de KIRCHOUFF) :**



Q_e : débit entrant (m^3/s)

Q_s : débit sortant (m^3/s)

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

- **2^{ème} lois des mailles (2^{ème} lois de KIRCHOFF)**

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$Q = V \cdot S \quad \boxed{V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}} \text{ m/s}$$

✓ V: la vitesse d'écoulement (m/s)

✓ S: la section de la conduite (m^2)

En fin

$$^a H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5}$$

$$\boxed{^a H_T = r Q^2}$$

r : résistance de la conduite.

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1^{er} coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

V-7-1-5- Détermination du débit correctif

$$Q_1 = Q_0 + ^a Q_0$$

Q_0 : Débit supposé. (L/s)

Q_1 : débit carriage. (L/s)

$^a Q_0$: débit correctif. (L/s)

$$^a H_T = r Q_1^2 = r (Q_0 + ^a Q_0)^2$$

$$n r (Q_0 + ^a Q_0)^2 = n r (Q_0^2 + Q_0 ^a Q_0 + ^a Q_0^2) = 0$$

$^a Q_0$: est très petit par rapport à Q_0 .

V-7-1-6- Principe de la méthode de HARDY –CROSS

Après une répartition arbitraire, des débits ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

V-7-1-7- Calcul du débit correctif

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :



$${}^a H_t = {}^a H_l + {}^a H_s$$

$${}^a H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot L$$

coefficient de frottement évolué par les formules empiriques .

- Formule de COLEBROOK :

$$= \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2}$$

- La formule de NIKORADZE :

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

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

$${}^a Q_0^2 + 0$$

$$nr (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot {}^a Q_0) = 0$$

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad \text{m}^3/\text{s}.$$

$$nr Q_0^2 = -2 nr Q_0 \cdot {}^a Q_0$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont

- correction propre à la maille considérée avec le même signe ${}^a Q_i$
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ${}^a Q_i$.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajoute au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1}

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient inférieure à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

V-7-1-8-calcul du réseau

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions sont établis par un logiciel (EPANET)

V-7-1-9-Formule utilisée

Formule de Darcy-Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement

$$H_L = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0,0827 f \frac{L}{d^5} Q^2$$

HL	=	pertes de charges (distance)
g	=	accélération de la pesanteur (distance/temps)
L	=	longueur du tuyau (distance)
d	=	diamètre du tuyau (distance)
v	=	vitesse d'écoulement (distance/temps),
f	=	facteur de friction (sans dimensions)
Q	=	débit (distance/temps)

- Le facteur de friction est fonction de (v/d) et le nombre de Reynolds,
- le coefficient de rugosité relative, exprimé en unité de longueur.

V-7-1-10-état actuel du réseau

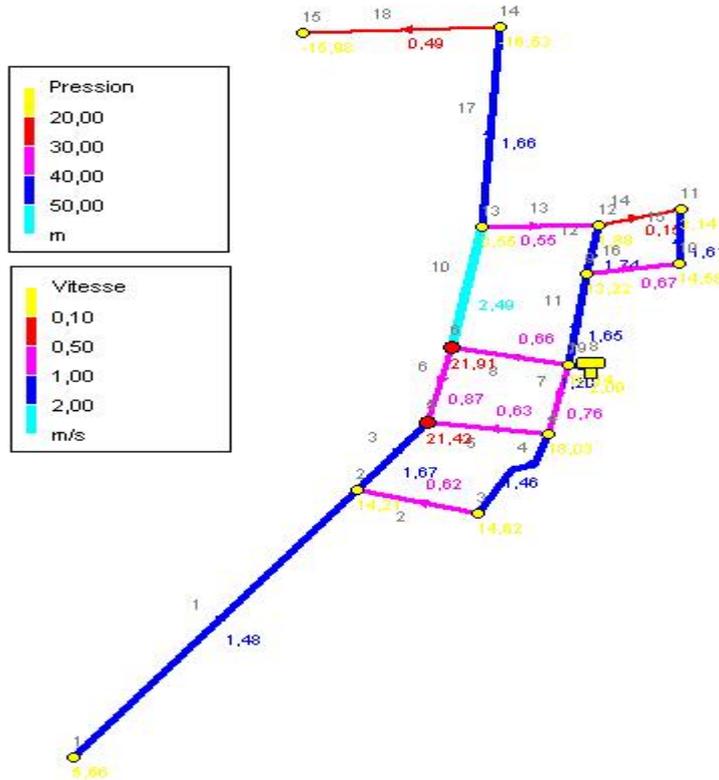


Fig-V-1-schéma du réseau de la zone de hlaimia

Tableau-V-6- résultat de calcul des nœuds de la zone de hlaimia(état actuel)

État des Nœuds	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
Ø Nœud	m	LPS	m	m
Nœud 1	79,48	14,033	85,14	5,66
Nœud 2	91,3	21,326	105,51	14,21
Nœud 3	91,95	7,896	106,57	14,62
Nœud 4	94,35	10,81	112,38	18,03
Nœud 5	90,3	10,465	111,72	21,42
Nœud 6	90,61	11,898	112,52	21,91
Nœud 7	94,68	10,34	112,82	18,14
Nœud 9	91,31	8,729	104,53	13,22
Nœud 10	88,9	5,147	103,48	14,58
Nœud 11	83,96	4,835	87,1	3,14
Nœud 12	85,27	8,196	87,15	1,88
Nœud 13	84,49	16,977	88,04	3,55
Nœud 14	81,99	14,332	65,46	-16,53
Nœud 15	80,21	6,024	64,23	-15,98

Tableau-V-7- résultat de calcul des tronçons de la zone de hlaimia(état actuel)

État des Arcs	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	952,98	110	0,1	-14,03	1,48	21,37
Tuyau 2	256,67	110	0,1	-5,93	0,62	4,15
Tuyau 3	238,57	150	0,5	-29,42	1,67	26,02
Tuyau 4	279,56	110	0,1	-13,83	1,46	20,78
Tuyau 5	254,21	160	0,1	-12,6	0,63	2,63
Tuyau 6	217,87	200	0,1	-27,29	0,87	3,69
Tuyau 7	200,35	250	0,1	-37,24	0,76	2,17
Tuyau 8	244,11	400	0,5	-83,23	0,66	1,22
Tuyau 10	346,01	150	1	44,05	2,49	70,74
Tuyau 11	257,68	125	0,5	20,19	1,65	32,15
Tuyau 12	140,9	49	0,5	3,28	1,74	123,39
Tuyau 13	242,69	125	0,5	6,71	0,55	3,7
Tuyau 14	173	125	0,5	1,8	0,15	0,3
Tuyau 15	155,34	49	0,5	-3,03	1,61	105,46
Tuyau 16	194,2	125	0,5	-8,18	0,67	5,43
Tuyau 17	564,16	125	1	20,36	1,66	40,03
Tuyau 18	409,08	125	0,5	6,02	0,49	2,99
Tuyau 19	46,2	400	0,5	-151,01	1,2	3,94

- **remarque** on remarque d'après le tableau qu'on a des pressions négatives et une vitesse supérieure de 2 m/s dans le tronçon 10 et vitesse faible dans le tronçon 18
- **solution** d'après les résultats trouve on va augmenter le diamètre de tronçon 10 pour diminuer la vitesse et la perte de charge et augmenter la pression au niveau des nœuds et diminuer le diamètre de tronçon 18

d'après le calcul par EPANET et on a trouvé les résultats suivants :

Tableau-V-8- résultat de calcul des nœuds de la zone de hlaimia(apres correction)

État des Nœuds du Réseau	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 1	79,48	14,033	85,12	5,64
Noeud 2	91,3	21,326	105,48	14,18
Noeud 3	91,95	7,896	106,56	14,61
Noeud 4	94,35	10,81	112,38	18,03
Noeud 5	90,3	10,465	111,69	21,39
Noeud 6	90,61	11,898	112,48	21,87
Noeud 7	94,68	10,34	112,82	18,14
Noeud 9	91,31	8,729	108,79	17,48
Noeud 10	88,9	5,147	106,38	17,48
Noeud 11	83,96	4,835	106,1	22,14
Noeud 12	85,27	8,196	107,92	22,65
Noeud 13	84,49	16,977	111,15	26,66
Noeud 14	81,99	14,332	107,47	25,48
Noeud 15	80,21	6,024	105,73	25,52

Tableau-V-9- résultat de calcul des tronçons de la zone de hlaimia(après correction)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	952,98	110	0,1	-14,03	1,48	21,37
Tuyau 2	256,67	110	0,1	-5,95	0,63	4,17
Tuyau 3	238,57	150	0,5	-29,41	1,66	25,99
Tuyau 4	279,56	110	0,1	-13,85	1,46	20,82
Tuyau 5	254,21	160	0,1	-12,84	0,64	2,72
Tuyau 6	217,87	200	0,1	-27,04	0,86	3,63
Tuyau 7	200,35	250	0,1	-37,49	0,76	2,2
Tuyau 8	244,11	400	0,5	-89,17	0,71	1,4
Tuyau 10	346,01	250	0,1	50,23	1,02	3,84
Tuyau 11	257,68	125	0,5	14,01	1,14	15,61
Tuyau 12	140,9	20	0,01	0,08	0,25	6,18
Tuyau 13	242,69	125	0,5	12,9	1,05	13,28
Tuyau 14	173	90	0,5	4,78	0,75	10,56
Tuyau 15	155,34	20	0,01	-0,05	0,16	1,84
Tuyau 16	194,2	90	0,5	-5,2	0,82	12,42
Tuyau 17	564,16	160	0,1	20,36	1,01	6,51
Tuyau 18	409,08	110	0,1	6,02	0,63	4,27
Tuyau 19	46,2	400	0,5	-151,01	1,2	3,94

V-7-2- la zone de haï el bedr**V-7-2-1- Détermination des débits des nœuds (cas de point e)**

Tableau V-10- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)						
N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q n (l/s)
1	1*2	319,65	0,005	1,711	0,856	0,856
2	2*1	319,65	0,005	1,711	0,856	2,322
	2*3	301,23	0,005	1,613	0,806	
	2*4	246,29	0,005	1,319	0,659	
3	3*2	301,23	0,005	1,613	0,806	0,806
4	4*2	246,29	0,005	1,319	0,659	1,923
	4*5	352,34	0,005	1,887	0,943	
	4*7	119,67	0,005	0,641	0,320	
5	5*4	352,34	0,005	1,887	0,943	0,943
6	6*7	333,48	0,005	1,786	0,893	0,893
7	7*6	333,48	0,005	1,786	0,893	2,186
	7*4	119,67	0,005	0,641	0,320	
	7*8	363,3	0,005	1,945	0,973	
8	8*7	363,3	0,005	1,945	0,973	1,406
	8*res	27,32	0,005	0,146	0,073	
	8*10	134,46	0,005	0,720	0,360	
10	10*8	134,46	0,005	0,720	0,360	2,988
	10*11	552,5	0,005	2,958	1,479	
	10*12	429,3	0,005	2,299	1,149	
11	11*10	552,5	0,005	2,958	1,479	1,479
12	12*10	429,3	0,005	2,299	1,149	3,793
	12*13	493,43	0,005	2,642	1,321	
	12*14	494	0,005	2,645	1,323	
13	13*12	493,43	0,005	2,642	1,321	1,321
14	14*12	494	0,005	2,645	1,323	1,323



V-7-2-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)

Tableau V-11- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q n (l/s)	Q cons (l/s)	Q n (l/s)
1	1*2	319,65	0,005	1,711	0,856	0,856		0,856
2	2*1	319,65	0,005	1,711	0,856	2,322		2,322
	2*3	301,23	0,005	1,613	0,806			
	2*4	246,29	0,005	1,319	0,659			
3	3*2	301,23	0,005	1,613	0,806	0,806		0,806
4	4*2	246,29	0,005	1,319	0,659	1,923		1,923
	4*5	352,34	0,005	1,887	0,943			
	4*7	119,67	0,005	0,641	0,320			
5	5*4	352,34	0,005	1,887	0,943	0,943		0,943
6	6*7	333,48	0,005	1,786	0,893	0,893		0,893
7	7*6	333,48	0,005	1,786	0,893	2,186		2,186
	7*4	119,67	0,005	0,641	0,320			
	7*8	363,3	0,005	1,945	0,973			
8	8*7	363,3	0,005	1,945	0,973	1,406		1,406
	8*res	27,32	0,005	0,146	0,073			
	8*10	134,46	0,005	0,720	0,360			
10	10*8	134,46	0,005	0,720	0,360	2,988		2,988
	10*11	552,5	0,005	2,958	1,479			
	10*12	429,3	0,005	2,299	1,149			
11	11*10	552,5	0,005	2,958	1,479	1,479		1,479
12	12*10	429,3	0,005	2,299	1,149	3,793		3,793
	12*13	493,43	0,005	2,642	1,321			
	12*14	494	0,005	2,645	1,323			
13	13*12	493,43	0,005	2,642	1,321	1,321		1,321
14	14*12	494	0,005	2,645	1,323	1,323	17,000	18,323

V-7-2-3-état actuel du réseau

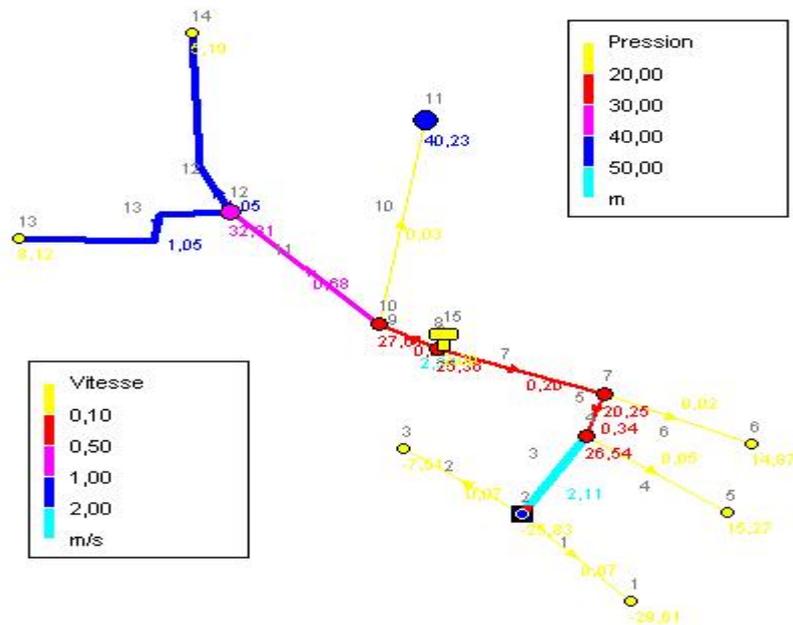


Fig-V-2-schéma du réseau de la zone de haï el bedr

Tableau-V-12- résultat de calcul des nœuds de la zone de hai el bedr(état actuel)

État des Nœuds du Réseau	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 1	90,4	0,856	60,79	-29,61
Noeud 2	86,65	2,322	60,82	-25,83
Noeud 3	68,3	0,806	60,79	-7,51
Noeud 4	78,84	1,923	105,38	26,54
Noeud 5	90,1	0,943	105,37	15,27
Noeud 6	90,61	0,893	105,48	14,87
Noeud 7	85,23	2,186	105,48	20,25
Noeud 8	80,22	1,406	105,58	25,36
Noeud 10	77,93	2,988	105,54	27,61
Noeud 11	65,3	1,479	105,53	40,23
Noeud 12	70,65	3,793	103,46	32,81
Noeud 13	65,75	1,321	73,87	8,12
Noeud 14	68,55	1,323	73,74	5,19

Tableau-V-13- résultat de calcul des tronçons de la zone de hai el bedr(état actuel)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	319,65	125	1	-0,86	0,07	0,08
Tuyau 2	301,23	125	1	0,81	0,07	0,08
Tuyau 3	246,29	49	0,5	-3,98	2,11	180,95
Tuyau 4	352,34	160	0,1	0,94	0,05	0,02
Tuyau 5	119,67	160	0,1	-6,85	0,34	0,84
Tuyau 6	333,48	250	1	0,89	0,02	0
Tuyau 7	363,3	250	1	-9,93	0,2	0,26
Tuyau 8	27,32	110	0,1	-22,24	2,34	52,1
Tuyau 9	134,46	250	1	10,9	0,22	0,31
Tuyau 10	552,5	250	1	1,48	0,03	0,01
Tuyau 11	429,3	110	0,1	6,44	0,68	4,84
Tuyau 12	494	40	0,5	1,32	1,05	60,15
Tuyau 13	493,43	40	0,5	1,32	1,05	59,97

- **remarque** on remarque d'après les deux tableaux qu'on a les pressions négatives dans certains nœuds et des vitesses très faibles et des vitesses fortes dans certains tronçons
- **solution** on changeant les diamètres des certains tronçons jusqu'à l'équilibre du réseau(les diamètres anciens)

On a fait le calcul par EPANET et on trouve les résultats suivants :

Tableau-V-14- résultat de calcul des nœuds de la zone de hai el bedr(après correction)

État des Nœuds du Réseau	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 1	90,4	0,856	93,19	2,79
Noeud 2	86,65	2,322	98,83	12,18
Noeud 3	68,3	0,806	94,08	25,78
Noeud 4	78,84	1,923	102,14	23,3
Noeud 5	90,1	0,943	94,69	4,59
Noeud 6	90,61	0,893	96,43	5,82
Noeud 7	85,23	2,186	102,79	17,56
Noeud 8	80,22	1,406	106,79	26,57
Noeud 10	77,93	2,988	105,86	27,93
Noeud 11	65,3	1,479	97,03	31,73
Noeud 12	70,65	3,793	103,78	33,13
Noeud 13	65,75	1,321	74,19	8,44
Noeud 14	68,55	1,323	74,07	5,52

Tableau-V-15-résultat de calcul des tronçons de la zone de hai el bedr(après correction)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	319,65	40	0,1	-0,86	0,68	17,62
Tuyau 2	301,23	40	0,1	0,81	0,64	15,75
Tuyau 3	246,29	75	0,1	-3,98	0,9	13,44
Tuyau 4	352,34	40	0,1	0,94	0,75	21,13
Tuyau 5	119,67	110	0,1	-6,85	0,72	5,44
Tuyau 6	333,48	40	0,1	0,89	0,71	19,08
Tuyau 7	363,3	110	0,1	-9,93	1,04	11,01
Tuyau 8	27,32	160	0,1	-22,24	1,11	7,71
Tuyau 9	134,46	125	0,1	10,9	0,89	6,9
Tuyau 10	552,5	50	0,1	1,48	0,75	15,99
Tuyau 11	429,3	110	0,1	6,44	0,68	4,84
Tuyau 12	494	40	0,5	1,32	1,05	60,15
Tuyau 13	493,43	40	0,5	1,32	1,05	59,97

V-7-3- la zone de benaidal

V-7-3-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)

Tableau V-16- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)						
N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1*30	1624,49	0,0048	7,838	3,919	3,919
2	2*3	456,26	0,0048	2,202	1,101	1,101
3	3*2	456,26	0,0048	2,202	1,101	4,468
	3*4	955,84	0,0048	4,612	2,306	
	3*30	440,02	0,0048	2,123	1,062	
4	4*3	955,84	0,0048	4,612	2,306	2,306
5	5* res	910,79	0,0048	4,395	2,197	2,197
6	6*7	288,36	0,0048	1,391	0,696	1,388
	6*8	129,4	0,0048	0,624	0,312	
	6*30	157,66	0,0048	0,761	0,380	
7	7*6	288,36	0,0048	1,391	0,696	0,696
8	8*6	129,4	0,0048	0,624	0,312	1,064
	8*9	311,8	0,0048	1,504	0,752	
9	9*8	311,8	0,0048	1,504	0,752	0,752
10	10*11	760,16	0,0048	3,668	1,834	2,953
	10*12	12,93	0,0048	0,062	0,031	
	10*30	450,79	0,0048	2,175	1,088	
11	11*10	760,16	0,0048	3,668	1,834	1,834
12	12*10	12,93	0,0048	0,062	0,031	3,256
	12*13	519,42	0,0048	2,506	1,253	
	12*14	456,7	0,0048	2,204	1,102	
	12*15	360,45	0,0048	1,739	0,870	
13	13*12	519,42	0,0048	2,506	1,253	1,253
14	14*12	456,7	0,0048	2,204	1,102	1,102
15	15*12	360,45	0,0048	1,739	0,870	2,419
	15*16	209,95	0,0048	1,013	0,507	
	15*25	432,35	0,0048	2,086	1,043	
16	16*15	209,95	0,0048	1,013	0,507	2,807
	16*17	260,38	0,0048	1,256	0,628	
	16*18	199,39	0,0048	0,962	0,481	
	16*26	493,81	0,0048	2,383	1,191	

Suite de Tableau V-16-						
N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
17	17*16	260,38	0,0048	1,256	0,628	1,058
	17*18	178,09	0,0048	0,859	0,430	
18	18*16	199,39	0,0048	0,962	0,481	0,976
	18*17	178,09	0,0048	0,859	0,430	
	18*19	27	0,0048	0,130	0,065	
19	19*18	27	0,0048	0,130	0,065	0,797
	19*20	170,55	0,0048	0,823	0,411	
	19*21	132,68	0,0048	0,640	0,320	
20	20*19	170,55	0,0048	0,823	0,411	0,696
	20*21	118,09	0,0048	0,570	0,285	
21	21*20	118,09	0,0048	0,570	0,285	1,072
	21*19	132,68	0,0048	0,640	0,320	
	21*22	193,73	0,0048	0,935	0,467	
22	22*21	193,73	0,0048	0,935	0,467	1,003
	22*23	89,38	0,0048	0,431	0,216	
	22*24	132,77	0,0048	0,641	0,320	
23	23*22	89,38	0,0048	0,431	0,216	0,216
24	24*22	132,77	0,0048	0,641	0,320	0,320
25	25*15	432,35	0,0048	2,086	1,043	1,494
	25*26	46,49	0,0048	0,224	0,112	
	25*27	140,3	0,0048	0,677	0,338	
26	26*25	46,49	0,0048	0,224	0,112	1,721
	26*16	493,81	0,0048	2,383	1,191	
	26*28	172,92	0,0048	0,834	0,417	
27	27*25	140,3	0,0048	0,677	0,338	1,202
	27*29	357,8	0,0048	1,726	0,863	
28	28*26	172,92	0,0048	0,834	0,417	1,051
	28*29	262,81	0,0048	1,268	0,634	
29	29*27	357,8	0,0048	1,726	0,863	1,497
	29*28	262,81	0,0048	1,268	0,634	
30	30*1	1624,49	0,0048	7,838	3,919	6,449
	30*3	440,02	0,0048	2,123	1,062	
	30*6	157,66	0,0048	0,761	0,380	
	30*10	450,79	0,0048	2,175	1,088	
	30*res	35,08	0,0000	0,000	0,000	

V-7-3-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)

Tableau V-17- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)								
N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n	Q _{cons}	Q n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1*30	1624,49	0,0048	7,838	3,919	3,919		3,919
2	2*3	456,26	0,0048	2,202	1,101	1,101		1,101
3	3*2	456,26	0,0048	2,202	1,101	4,468		4,468
	3*4	955,84	0,0048	4,612	2,306			
	3*30	440,02	0,0048	2,123	1,062			
4	4*3	955,84	0,0048	4,612	2,306	2,306	17	2,306
5	5* res	910,79	0,0048	4,395	2,197	2,197		2,197
6	6*7	288,36	0,0048	1,391	0,696	1,388		1,388
	6*8	129,4	0,0048	0,624	0,312			
	6*30	157,66	0,0048	0,761	0,380			
7	7*6	288,36	0,0048	1,391	0,696	0,696		0,696



Suite de Tableau V-17-							
N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n	Q n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
8	8*6	129,4	0,0048	0,624	0,312	1,064	1,064
	8*9	311,8	0,0048	1,504	0,752		
9	9*8	311,8	0,0048	1,504	0,752	0,752	0,752
10	10*11	760,16	0,0048	3,668	1,834	2,953	2,953
	10*12	12,93	0,0048	0,062	0,031		
	10*30	450,79	0,0048	2,175	1,088		
11	11*10	760,16	0,0048	3,668	1,834	1,834	1,834
12	12*10	12,93	0,0048	0,062	0,031	3,256	3,256
	12*13	519,42	0,0048	2,506	1,253		
	12*14	456,7	0,0048	2,204	1,102		
	12*15	360,45	0,0048	1,739	0,870		
13	13*12	519,42	0,0048	2,506	1,253	1,253	1,253
14	14*12	456,7	0,0048	2,204	1,102	1,102	1,102
15	15*12	360,45	0,0048	1,739	0,870	2,419	2,419
	15*16	209,95	0,0048	1,013	0,507		
	15*25	432,35	0,0048	2,086	1,043		
16	16*15	209,95	0,0048	1,013	0,507	2,807	2,807
	16*17	260,38	0,0048	1,256	0,628		
	16*18	199,39	0,0048	0,962	0,481		
	16*26	493,81	0,0048	2,383	1,191		
17	17*16	260,38	0,0048	1,256	0,628	1,058	1,058
	17*18	178,09	0,0048	0,859	0,430		
18	18*16	199,39	0,0048	0,962	0,481	0,976	0,976
	18*17	178,09	0,0048	0,859	0,430		
	18*19	27	0,0048	0,130	0,065		
19	19*18	27	0,0048	0,130	0,065	0,797	0,797
	19*20	170,55	0,0048	0,823	0,411		
	19*21	132,68	0,0048	0,640	0,320		
20	20*19	170,55	0,0048	0,823	0,411	0,696	0,696
	20*21	118,09	0,0048	0,570	0,285		
21	21*20	118,09	0,0048	0,570	0,285	1,072	1,072
	21*19	132,68	0,0048	0,640	0,320		
	21*22	193,73	0,0048	0,935	0,467		
22	22*21	193,73	0,0048	0,935	0,467	1,003	1,003
	22*23	89,38	0,0048	0,431	0,216		
	22*24	132,77	0,0048	0,641	0,320		
23	23*22	89,38	0,0048	0,431	0,216	0,216	0,216
24	24*22	132,77	0,0048	0,641	0,320	0,320	0,320
25	25*15	432,35	0,0048	2,086	1,043	1,494	1,494
	25*26	46,49	0,0048	0,224	0,112		
	25*27	140,3	0,0048	0,677	0,338		
26	26*25	46,49	0,0048	0,224	0,112	1,721	1,721
	26*16	493,81	0,0048	2,383	1,191		
	26*28	172,92	0,0048	0,834	0,417		
27	27*25	140,3	0,0048	0,677	0,338	1,202	1,202
	27*29	357,8	0,0048	1,726	0,863		
28	28*26	172,92	0,0048	0,834	0,417	1,051	1,051
	28*29	262,81	0,0048	1,268	0,634		
29	29*27	357,8	0,0048	1,726	0,863	1,497	1,497
	29*28	262,81	0,0048	1,268	0,634		
30	30*1	1624,49	0,0048	7,838	3,919	6,449	6,449
	30*3	440,02	0,0048	2,123	1,062		
	30*6	157,66	0,0048	0,761	0,380		
	30*10	450,79	0,0048	2,175	1,088		
	30*res	35,08	0,0000	0,000	0,000		

Suite de Tableau-V-18-				
État des Noeuds du	Altitude	Demande Base	Charge	Pressio
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 17	57,7	1,058	80,22	22,52
Noeud 18	56,03	0,976	80,18	24,15
Noeud 19	54,95	0,797	80,17	25,22
Noeud 20	51,13	0,696	80,15	29,02
Noeud 21	50,79	1,072	80,15	29,36
Noeud 22	35,4	1,003	80,13	44,73
Noeud 23	31,1	0,216	80,13	49,03
Noeud 24	28,2	0,32	80,13	51,93
Noeud 25	51,4	1,494	80,15	28,75
Noeud 26	50,88	1,721	80,15	29,27
Noeud 27	46,54	1,202	80,14	33,6
Noeud 28	40,97	1,051	80,13	39,16
Noeud 29	24,04	1,497	80,13	56,09
Noeud 30	77,22	6,449	95,87	18,65

Tableau-V-19- résultat de calcul des tronçons de la zone de benadijal(état actuel)

État des Arcs du	Longueu	Diamètre	Rugosit	Débit	Vitess	Pert.Charg
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	35,08	200	0,1	50,87	1,62	12,19
Tuyau 2	450,79	150	0,5	28,73	1,63	24,81
Tuyau 3	12,93	150	0,5	23,94	1,35	17,31
Tuyau 4	456,7	100	0,5	1,1	0,14	0,37
Tuyau 5	157,66	80	0,5	3,9	0,78	13,1
Tuyau 6	129,4	80	0,8	1,82	0,36	3,36
Tuyau 7	311,8	60	0,5	0,75	0,27	2,42
Tuyau 8	288,36	80	0,5	0,7	0,14	0,48
Tuyau 9	910,79	80	0,5	2,2	0,44	4,28
Tuyau 10	760,16	80	0,5	-1,83	0,36	3,02
Tuyau 11	440,02	80	0,5	-7,87	1,57	52,23
Tuyau 12	456,26	50	0,5	1,1	0,56	12,98
Tuyau 13	955,84	80	0,5	2,31	0,46	4,71
Tuyau 14	519,42	40	0,5	1,25	1	54,05
Tuyau 15	360,45	150	0,5	18,33	1,04	10,22
Tuyau 16	209,95	150	0,5	9,17	0,52	2,63
Tuyau 17	260,38	1502	0,5	3,67	0	0
Tuyau 18	178,09	150	0,5	2,62	0,15	0,24
Tuyau 19	199,39	150	0,5	2,46	0,14	0,21
Tuyau 20	27	150	0,5	4,1	0,23	0,56
Tuyau 21	46,49	200	0,5	-3,02	0,1	0,07
Tuyau 22	140,3	200	0,5	2,23	0,07	0,04
Tuyau 23	432,35	150	0,5	6,74	0,38	1,45
Tuyau 24	493,81	66	0,5	0,22	0,07	0,16
Tuyau 25	172,92	150	0,5	1,52	0,09	0,09
Tuyau 26	357,8	150	0,5	1,03	0,06	0,04
Tuyau 27	262,81	150	0,5	-0,47	0,03	0,01
Tuyau 28	170,55	150	0,5	1,45	0,08	0,08
Tuyau 29	132,68	150	0,5	1,85	0,1	0,13
Tuyau 30	118,09	150	0,5	0,76	0,04	0,02
Tuyau 31	193,73	150	0,5	1,54	0,09	0,09
Tuyau 32	89,38	150	0,5	0,22	0,01	0
Tuyau 33	132,77	150	0,5	0,32	0,02	0
Tuyau 34	1624,49	200	0,5	3,92	0,12	0,12



- **remarque** on remarque d'après les deux tableaux qu'on a les pressions négatives dans certains nœuds et des vitesses très faibles et des pressions trop élevées dans certains nœuds
- **solution** on changeant les diamètres des certaines tronçons et on modifie le schéma du réseau

N°	N°	Longueur	Q _{sp}	Q _r	0.5Q _r	Q _n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1*30	1624,49	0,0051	8,209	4,104	4,104
2	2*3	456,26	0,0051	2,306	1,153	1,153
3	3*2	456,26	0,0051	2,306	1,153	4,679
	3*4	955,84	0,0051	4,830	2,415	
	3*30	440,02	0,0051	2,223	1,112	
4	4*3	955,84	0,0051	4,830	2,415	2,415
5	5* res	910,79	0,0051	4,602	2,301	2,301
6	6*7	288,36	0,0051	1,457	0,729	1,454
	6*8	129,4	0,0051	0,654	0,327	
	6*30	157,66	0,0051	0,797	0,398	
7	7*6	288,36	0,0051	1,457	0,729	0,729
8	8*6	129,4	0,0051	0,654	0,327	1,115
	8*9	311,8	0,0051	1,576	0,788	
9	9*8	311,8	0,0051	1,576	0,788	0,788
10	10*11	760,16	0,0051	3,841	1,921	3,092
	10*12	12,93	0,0051	0,065	0,033	
	10*30	450,79	0,0051	2,278	1,139	
11	11*10	760,16	0,0051	3,841	1,921	1,921
12	12*10	12,93	0,0051	0,065	0,033	3,410
	12*13	519,42	0,0051	2,625	1,312	
	12*14	456,7	0,0051	2,308	1,154	
	12*15	360,45	0,0051	1,821	0,911	
13	13*12	519,42	0,0051	2,625	1,312	1,312
14	14*12	456,7	0,0051	2,308	1,154	1,154
15	15*12	360,45	0,0051	1,821	0,911	2,462
	15*16	209,95	0,0051	1,061	0,530	
	15*27	404,1	0,0051	2,042	1,021	
16	16*15	209,95	0,0051	1,061	0,530	1,918
	16*17	260,38	0,0051	1,316	0,658	
	16*19	288,75	0,0051	1,459	0,730	
17	17*16	260,38	0,0051	1,316	0,658	1,372
	17*20	282,67	0,0051	1,428	0,714	
18	18*19	84,34	0,0051	0,426	0,213	1,753
	18*27	188,93	0,0051	0,955	0,477	
	18*29	420,69	0,0051	2,126	1,063	
19	19*16	288,75	0,0051	1,459	0,730	1,203
	19*18	84,34	0,0051	0,426	0,213	
	19*21	102,98	0,0051	0,520	0,260	
20	20*17	282,67	0,0051	1,428	0,714	1,013
	20*21	118,09	0,0051	0,597	0,298	
21	21*19	102,98	0,0051	0,520	0,260	1,048
	21*20	118,09	0,0051	0,597	0,298	
	21*22	193,73	0,0051	0,979	0,489	

N° Nœuds(suite)	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q n (l/s)
22	22*21	193,73	0,0051	0,979	0,489	1,051
	22*23	89,38	0,0051	0,452	0,226	
	22*24	132,77	0,0051	0,671	0,335	
23	23*22	89,38	0,0051	0,452	0,226	0,226
24	24*22	132,77	0,0051	0,671	0,335	0,335
27	27*15	404,1	0,0051	2,042	1,021	2,416
	27*18	188,93	0,0051	0,955	0,477	
	27*29	363,21	0,0051	1,835	0,918	
29	29*27	363,21	0,0051	1,835	0,918	1,981
	29*18	420,69	0,0051	2,126	1,063	
30	30*1	1624,49	0,0051	8,209	4,104	6,753
	30*3	440,02	0,0051	2,223	1,112	
	30*6	157,66	0,0051	0,797	0,398	
	30*10	450,79	0,0051	2,278	1,139	
	30*res	35,08	0,0051	0,000	0,000	

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q n (l/s)	Q _{cons} (l/s)	Q n (l/s)
1	1*30	1624,49	0,0051	8,209	4,104	4,104		4,104
2	2*3	456,26	0,0051	2,306	1,153	1,153		1,153
3	3*2	456,26	0,0051	2,306	1,153	4,679	17	4,679
	3*4	955,84	0,0051	4,830	2,415			
	3*30	440,02	0,0051	2,223	1,112			
4	4*3	955,84	0,0051	4,830	2,415	2,415		19,415
5	5* res	910,79	0,0051	4,602	2,301	2,301		2,301
6	6*7	288,36	0,0051	1,457	0,729	1,454		1,454
	6*8	129,4	0,0051	0,654	0,327			
	6*30	157,66	0,0051	0,797	0,398			
7	7*6	288,36	0,0051	1,457	0,729	0,729		0,729
8	8*6	129,4	0,0051	0,654	0,327	1,115		1,115
	8*9	311,8	0,0051	1,576	0,788			
9	9*8	311,8	0,0051	1,576	0,788	0,788		0,788
10	10*11	760,16	0,0051	3,841	1,921	3,092		3,092
	10*12	12,93	0,0051	0,065	0,033			
	10*30	450,79	0,0051	2,278	1,139			
11	11*10	760,16	0,0051	3,841	1,921	1,921		1,921
12	12*10	12,93	0,0051	0,065	0,033	3,410		3,410
	12*13	519,42	0,0051	2,625	1,312			
	12*14	456,7	0,0051	2,308	1,154			
	12*15	360,45	0,0051	1,821	0,911			
13	13*12	519,42	0,0051	2,625	1,312	1,312		1,312
14	14*12	456,7	0,0051	2,308	1,154	1,154		1,154
15	15*12	360,45	0,0051	1,821	0,911	2,462		2,462
	15*16	209,95	0,0051	1,061	0,530			
	15*27	404,1	0,0051	2,042	1,021			
16	16*15	209,95	0,0051	1,061	0,530	1,918		1,918
	16*17	260,38	0,0051	1,316	0,658			
	16*19	288,75	0,0051	1,459	0,730			
17	17*16	260,38	0,0051	1,316	0,658	1,372		1,372
	17*20	282,67	0,0051	1,428	0,714			



Suite Tableau V-21-								
N° Nœuds(suite)	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q n (l/s)		Q n (l/s)
18	18*19	84,34	0,0051	0,426	0,213	1,753		1,753
	18*27	188,93	0,0051	0,955	0,477			
	18*29	420,69	0,0051	2,126	1,063			
19	19*16	288,75	0,0051	1,459	0,730	1,203		1,203
	19*18	84,34	0,0051	0,426	0,213			
	19*21	102,98	0,0051	0,520	0,260			
20	20*17	282,67	0,0051	1,428	0,714	1,013		1,013
	20*21	118,09	0,0051	0,597	0,298			
21	21*19	102,98	0,0051	0,520	0,260	1,048		1,048
	21*20	118,09	0,0051	0,597	0,298			
	21*22	193,73	0,0051	0,979	0,489			
22	22*21	193,73	0,0051	0,979	0,489	1,051		1,051
	22*23	89,38	0,0051	0,452	0,226			
	22*24	132,77	0,0051	0,671	0,335			
23	23*22	89,38	0,0051	0,452	0,226	0,226		0,226
24	24*22	132,77	0,0051	0,671	0,335	0,335		0,335
27	27*15	404,1	0,0051	2,042	1,021	2,416		2,416
	27*18	188,93	0,0051	0,955	0,477			
	27*29	363,21	0,0051	1,835	0,918			
29	29*27	363,21	0,0051	1,835	0,918	1,981		1,981
	29*18	420,69	0,0051	2,126	1,063			
30	30*1	1624,49	0,0051	8,209	4,104	6,753		6,753
	30*3	440,02	0,0051	2,223	1,112			
	30*6	157,66	0,0051	0,797	0,398			
	30*10	450,79	0,0051	2,278	1,139			
	30*res	35,08	0,0051	0,000	0,000			

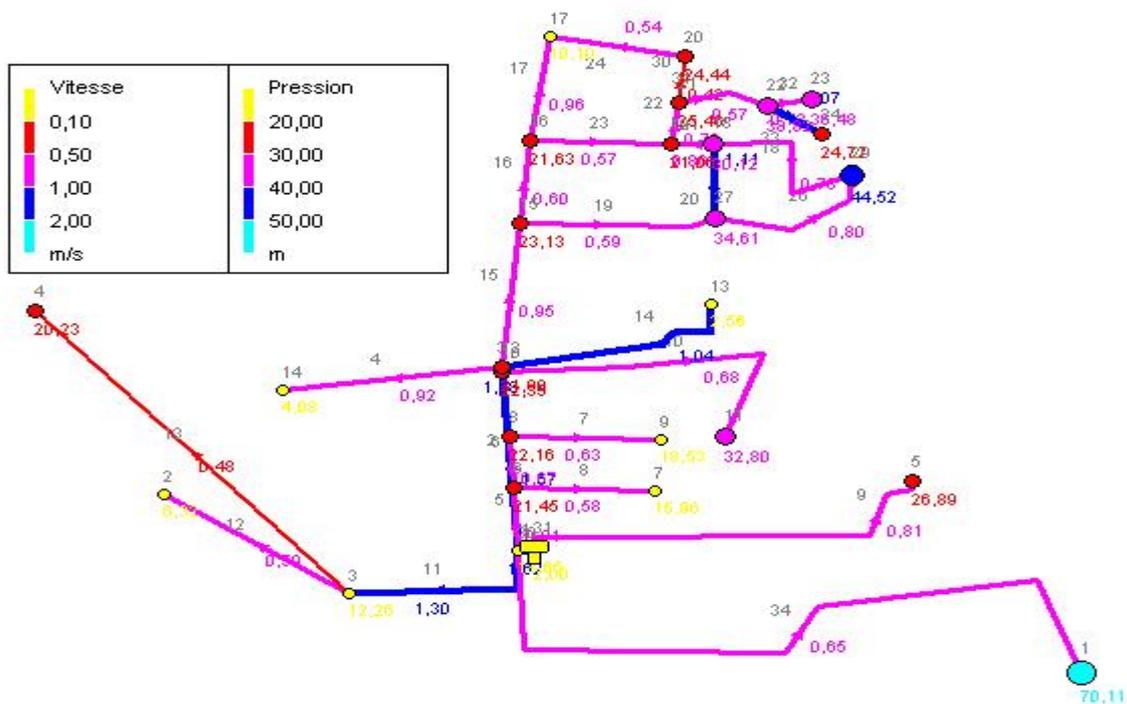


Fig-V-4-schéma du réseau de la zone de benadjal

Tableau-V-22- résultat de calcul des nœuds de la zone de beadjal(après correction)

État des Nœuds du	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 1	13,06	4,104	83,17	70,11
Noeud 2	69,52	1,153	75,84	6,32
Noeud 3	70,06	4,679	82,32	12,26
Noeud 4	57,18	2,415	77,41	20,23
Noeud 5	50,24	2,301	77,13	26,89
Noeud 6	72,16	1,454	93,61	21,45
Noeud 7	72,24	0,729	88,2	15,96
Noeud 8	69,28	1,115	91,44	22,16
Noeud 9	66,11	0,788	84,64	18,53
Noeud 10	63,14	3,092	85,49	22,35
Noeud 11	41,45	1,921	74,25	32,8
Noeud 12	63,39	3,41	85,29	21,9
Noeud 13	52	1,312	54,56	2,56
Noeud 14	60,2	1,154	64,28	4,08
Noeud 15	59,06	2,462	82,19	23,13
Noeud 16	59,13	1,918	80,76	21,63
Noeud 17	57,7	1,372	67,8	10,1
Noeud 20	51,13	1,013	75,57	24,44
Noeud 21	50,79	1,048	76,25	25,46
Noeud 22	35,4	1,051	74,22	38,82
Noeud 23	31,1	0,226	67,58	36,48
Noeud 24	28,2	0,335	52,92	24,72
Noeud 27	46,54	2,416	81,15	34,61
Noeud 29	24,04	1,981	68,56	44,52
Noeud 30	77,22	6,753	95,87	18,65
Noeud 18	48,03	1,753	78,15	30,12
Noeud 19	56,12	1,203	77,18	21,06

Tableau-V-23- résultat de calcul des tronçons de la zone de beadjal(après correction)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	35,08	200	0,1	50,86	1,62	12,19
Tuyau 2	450,79	150	0,5	27,67	1,57	23,04
Tuyau 3	12,93	150	0,5	22,65	1,28	15,52
Tuyau 4	456,7	40	0,5	1,15	0,92	45,99
Tuyau 5	157,66	80	0,5	4,09	0,81	14,35
Tuyau 6	129,4	60	0,8	1,9	0,67	16,76
Tuyau 7	311,8	40	0,5	0,79	0,63	21,81
Tuyau 8	288,36	40	0,5	0,73	0,58	18,75
Tuyau 9	910,79	60	0,5	2,3	0,81	21,05
Tuyau 10	760,16	60	0,5	-1,92	0,68	14,79
Tuyau 11	440,02	90	0,5	-8,25	1,3	30,79
Tuyau 12	456,26	50	0,5	1,15	0,59	14,2
Tuyau 13	955,84	80	0,5	2,41	0,48	5,15
Tuyau 14	519,42	40	0,5	1,31	1,04	59,17
Tuyau 15	360,45	150	0,5	16,78	0,95	8,59
Tuyau 16	209,95	90	0,5	3,83	0,6	6,83
Tuyau 17	260,38	40	0,5	1,2	0,96	49,75

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 26	363,21	40	0,5	1	0,8	34,69
Tuyau 30	118,09	60	0,5	-1,18	0,42	5,77
Tuyau 31	193,73	60	0,5	1,61	0,57	10,51
Tuyau 32	89,38	20	0,5	0,23	0,72	74,23
Tuyau 33	132,77	20	0,5	0,34	1,07	160,37
Tuyau 34	1624,49	90	0,5	4,1	0,65	7,82
Tuyau 18	420,69	40	0,1	-0,98	0,78	22,8
Tuyau 19	404,1	150	0,1	10,49	0,59	2,57
Tuyau 20	188,93	90	0,1	-7,07	1,11	15,92
Tuyau 21	84,34	80	0,1	4,34	0,86	11,4
Tuyau 22	102,98	80	0,1	3,84	0,76	9,07
Tuyau 23	288,75	40	0,1	-0,71	0,57	12,37
Tuyau 24	282,67	20	0,1	-0,17	0,54	27,48

V-7-4- la zone de plateau

V-7-4-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)

N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q _n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1*2	337,37	0,010	3,359	1,679	4,463
	1*6	559,18	0,010	5,567	2,784	
2	2*1	337,37	0,010	3,359	1,679	4,463
	2*4	559,11	0,010	5,567	2,783	
3	3*4	95,14	0,010	0,947	0,474	4,001
	3*6	300,51	0,010	2,992	1,496	
	3*10	408,03	0,010	4,062	2,031	
4	4*2	559,11	0,010	5,567	2,783	5,322
	4*3	95,14	0,010	0,947	0,474	
	4*5	414,74	0,010	4,129	2,065	
5	5*4	414,74	0,010	4,129	2,065	6,221
	5*8	834,91	0,010	8,313	4,156	
6	6*1	559,18	0,010	5,567	2,784	7,878
	6*3	300,51	0,010	2,992	1,496	
	6*7	722,92	0,010	7,198	3,599	
7	7*6	722,92	0,010	7,198	3,599	5,198
	7*9	143,89	0,010	1,433	0,716	
	7*10	177,41	0,010	1,766	0,883	
8	8*5	834,91	0,010	8,313	4,156	6,293
	8*9	429,25	0,010	4,274	2,137	
9	9*7	143,89	0,010	1,433	0,716	2,853
	9*8	429,25	0,010	4,274	2,137	
10	10*3	408,03	0,010	4,062	2,031	2,914
	10*7	177,41	0,010	1,766	0,883	
	10*res	29,36	0,000	0,000	0,000	

V-7-4-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)

Tableau V-25- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q n (l/s)	Q _{cons} (l/s)	Q n (l/s)
1	1*2	337,37	0,010	3,359	1,679	4,463	17	21,463
	1*6	559,18	0,010	5,567	2,784			
2	2*1	337,37	0,010	3,359	1,679	4,463		4,463
	2*4	559,11	0,010	5,567	2,783			
3	3*4	95,14	0,010	0,947	0,474	4,001		4,001
	3*6	300,51	0,010	2,992	1,496			
	3*10	408,03	0,010	4,062	2,031			
4	4*2	559,11	0,010	5,567	2,783	5,322		5,322
	4*3	95,14	0,010	0,947	0,474			
	4*5	414,74	0,010	4,129	2,065			
5	5*4	414,74	0,010	4,129	2,065	6,221		6,221
	5*8	834,91	0,010	8,313	4,156			
6	6*1	559,18	0,010	5,567	2,784	7,878		7,878
	6*3	300,51	0,010	2,992	1,496			
	6*7	722,92	0,010	7,198	3,599			
7	7*6	722,92	0,010	7,198	3,599	5,198		5,198
	7*9	143,89	0,010	1,433	0,716			
	7*10	177,41	0,010	1,766	0,883			
8	8*5	834,91	0,010	8,313	4,156	6,293		6,293
	8*9	429,25	0,010	4,274	2,137			
9	9*7	143,89	0,010	1,433	0,716	2,853		2,853
	9*8	429,25	0,010	4,274	2,137			
10	10*3	408,03	0,010	4,062	2,031	2,914		2,914
	10*7	177,41	0,010	1,766	0,883			
	10*res	29,36	0,000	0,000	0,000			

V-7-4-3-état actuel du réseau

Il n'y a pas de réseau dans cette zone donc on doit implanter un réseau afin de satisfaire les besoins de l'agglomération,

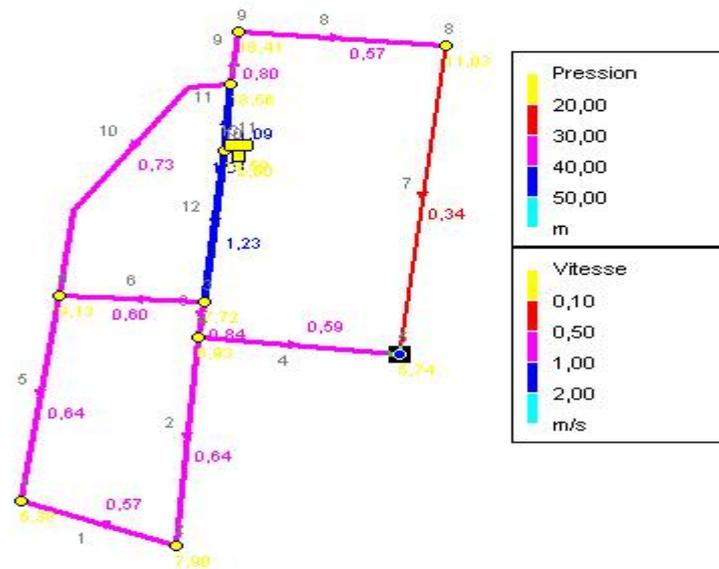


Fig-V-5-schéma du réseau de la zone de plateau

Tableau-V-26- résultat de calcul des tronçons de la zone de plateau

État des Noeuds du Réseau	Altitude	Demande Base	Charge	Pressio
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 1	52,4	4,463	57,78	5,38
Noeud 2	52,45	4,463	60,35	7,9
Noeud 3	55,5	4,001	63,22	7,72
Noeud 4	55,85	5,322	62,78	6,93
Noeud 5	54,98	6,221	60,72	5,74
Noeud 6	52,62	7,878	61,75	9,13
Noeud 7	47,2	5,198	65,76	18,56
Noeud 8	52,65	6,293	63,68	11,03
Noeud 9	46,54	2,853	64,95	18,41
Noeud 10	48,5	2,914	67,09	18,59

Tableau-V-27- résultat de calcul des tronçons de la zone de plateau

État des Arcs du Réseau	Longueu	Diamètre	Rugosit	Débit	Vitess	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	Unit m/km
Tuyau 1	337,37	60	0,1	-1,62	0,57	7,62
Tuyau 2	559,11	110	0,1	-6,09	0,64	4,36
Tuyau 3	95,14	160	0,1	-16,97	0,84	4,61
Tuyau 4	414,74	110	0,5	5,56	0,59	4,98
Tuyau 5	559,18	75	0,1	-2,84	0,64	7,1
Tuyau 6	300,51	90	0,1	-3,8	0,6	4,91
Tuyau 7	834,91	50	0,1	-0,66	0,34	3,55
Tuyau 8	429,25	125	0,1	-6,95	0,57	2,95
Tuyau 9	143,89	125	0,1	-9,8	0,8	5,64
Tuyau 10	722,92	110	0,1	-6,92	0,73	5,55
Tuyau 11	177,41	160	0,1	-21,92	1,09	7,5
Tuyau 12	408,03	160	0,1	24,77	1,23	9,48
Tuyau 13	29,36	250	0,1	49,61	1,01	3,75

V-7-5- la zone de bentorkia**V-7-5-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)**

Tableau V-28- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)						
N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
2	2*3	142,1	0,035	4,990	2,495	15,387
	2*23	194,71	0,035	6,838	3,419	
	2*5	539,48	0,035	18,946	9,473	
3	3*2	142,1	0,035	4,990	2,495	2,495
4	4*5	137,26	0,035	4,821	2,410	7,190
	4*22	272,22	0,035	9,560	4,780	
5	5*2	539,48	0,035	18,946	9,473	16,539
	5*4	137,26	0,035	4,821	2,410	
	5*6	265,15	0,035	9,312	4,656	
6	6*5	265,15	0,035	9,312	4,656	13,137
	6*9	350,51	0,035	12,310	6,155	
	6*22	132,49	0,035	4,653	2,326	
8	8*22	406,64	0,035	14,281	7,141	7,141
9	9*6	350,51	0,035	12,310	6,155	9,160
	9*10	171,15	0,035	6,011	3,005	
	9*res	23,67	0,000	0,000	0,000	
10	10*9	171,15	0,035	6,011	3,005	18,117
	10*11	516,87	0,035	18,152	9,076	
	10*22	343,74	0,035	12,072	6,036	
11	11*10	516,87	0,035	18,152	9,076	19,004
	11*15	23,63	0,035	0,830	0,415	
	11*12	541,75	0,035	19,026	9,513	
12	12*11	541,75	0,035	19,026	9,513	20,917
	12*13	262,09	0,035	9,204	4,602	
	12*14	387,35	0,035	13,604	6,802	
13	13*12	262,09	0,035	9,204	4,602	4,602
14	14*12	387,35	0,035	13,604	6,802	6,802
15	15*11	23,63	0,035	0,830	0,415	9,586
	15*16	297,9	0,035	10,462	5,231	
	15*17	224,4	0,035	7,881	3,940	
16	16*15	297,9	0,035	10,462	5,231	5,231
17	17*15	224,4	0,035	7,881	3,940	18,225
	17*18	476,54	0,035	16,736	8,368	
	17*19	336,94	0,035	11,833	5,917	
18	18*17	476,54	0,035	16,736	8,368	8,368
19	19*17	336,94	0,035	11,833	5,917	15,584
	19*20	138,26	0,035	4,856	2,428	
	19*21	412,27	0,035	14,479	7,239	
20	20*19	138,26	0,035	4,856	2,428	2,428
21	21*19	412,27	0,035	14,479	7,239	7,239
22	22*4	272,22	0,035	9,560	4,780	20,283
	22*6	132,49	0,035	4,653	2,326	
	22*8	406,64	0,035	14,281	7,141	
	2*10	343,74	0,035	12,072	6,036	
23	23*2	194,71	0,035	6,838	3,419	3,419

V-7-5-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)

Les résultats donne dans le tableau suivant :

Tableau V-29- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)								
N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	Q _{cons} (l/s)	Q _n (l/s)
2	2*3	142,1	0,035	4,990	2,495	15,387		15,387
	2*23	194,71	0,035	6,838	3,419			
	2*5	539,48	0,035	18,946	9,473			
3	3*2	142,1	0,035	4,990	2,495	2,495		2,495
4	4*5	137,26	0,035	4,821	2,410	7,190		7,190
	4*22	272,22	0,035	9,560	4,780			
5	5*2	539,48	0,035	18,946	9,473	16,539		16,539
	5*4	137,26	0,035	4,821	2,410			
	5*6	265,15	0,035	9,312	4,656			
6	6*5	265,15	0,035	9,312	4,656	13,137		13,137
	6*9	350,51	0,035	12,310	6,155			
	6*22	132,49	0,035	4,653	2,326			
8	8*22	406,64	0,035	14,281	7,141	7,141		7,141
9	9*6	350,51	0,035	12,310	6,155	9,160		9,160
	9*10	171,15	0,035	6,011	3,005			
	9*res	23,67	0,000	0,000	0,000			
10	10*9	171,15	0,035	6,011	3,005	18,117		18,117
	10*11	516,87	0,035	18,152	9,076			
	10*22	343,74	0,035	12,072	6,036			
11	11*10	516,87	0,035	18,152	9,076	19,004		19,004
	11*15	23,63	0,035	0,830	0,415			
	11*12	541,75	0,035	19,026	9,513			
12	12*11	541,75	0,035	19,026	9,513	20,917		20,917
	12*13	262,09	0,035	9,204	4,602			
	12*14	387,35	0,035	13,604	6,802			
13	13*12	262,09	0,035	9,204	4,602	4,602		4,602
14	14*12	387,35	0,035	13,604	6,802	6,802		6,802
15	15*11	23,63	0,035	0,830	0,415	9,586		9,586
	15*16	297,9	0,035	10,462	5,231			
	15*17	224,4	0,035	7,881	3,940			
16	16*15	297,9	0,035	10,462	5,231	5,231		5,231
17	17*15	224,4	0,035	7,881	3,940	18,225		18,225
	17*18	476,54	0,035	16,736	8,368			
	17*19	336,94	0,035	11,833	5,917			
18	18*17	476,54	0,035	16,736	8,368	8,368		8,368
19	19*17	336,94	0,035	11,833	5,917	15,584		15,584
	19*20	138,26	0,035	4,856	2,428			
	19*21	412,27	0,035	14,479	7,239			
20	20*19	138,26	0,035	4,856	2,428	2,428		2,428
21	21*19	412,27	0,035	14,479	7,239	7,239	17,000	24,239
22	22*4	272,22	0,035	9,560	4,780	20,283		20,283
	22*6	132,49	0,035	4,653	2,326			
	22*8	406,64	0,035	14,281	7,141			
	2*10	343,74	0,035	12,072	6,036			
23	23*2	194,71	0,035	6,838	3,419	3,419		3,419

V-7-5-3-état actuel du résea

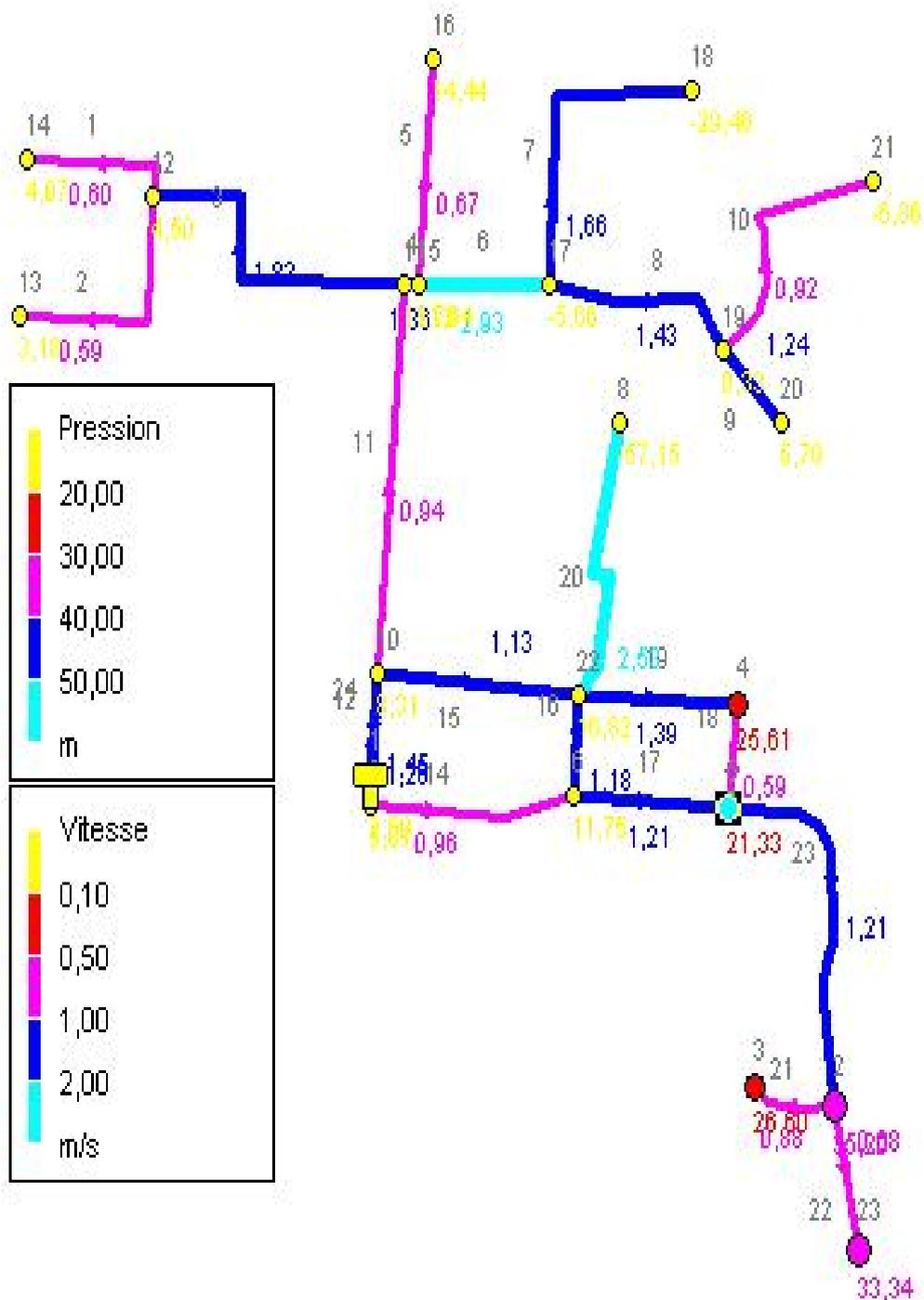


Fig-V-6-schéma du réseau de la zone de bentorkia

Tableau-V-30- résultats de calcul des nœuds de la zone de bentorkia(état actuel)

État des Nœuds du Réseau	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 2	14,21	15,387	49,41	35,2
Noeud 3	19,3	2,495	45,9	26,6
Noeud 4	24,23	7,19	49,84	25,61
Noeud 5	35,49	16,539	56,82	21,33
Noeud 6	47,61	13,137	59,36	11,75
Noeud 8	38,27	7,141	-18,88	-57,15
Noeud 9	55,7	9,16	61,51	5,81
Noeud 10	54,96	18,117	63,27	8,31
Noeud 11	50,32	19,004	62,02	11,7
Noeud 12	45,6	20,917	50,1	4,5
Noeud 13	45,32	4,602	48,5	3,18
Noeud 14	45,12	6,802	49,19	4,07
Noeud 15	50,17	9,586	61,81	11,64
Noeud 16	45,2	5,231	59,64	14,44
Noeud 17	49,51	18,225	43,85	-5,66
Noeud 18	45,25	8,368	15,79	-29,46
Noeud 19	37,04	15,584	37,37	0,33
Noeud 20	23,14	2,428	28,93	5,79
Noeud 21	38,58	7,239	31,72	-6,86
Noeud 22	44,3	20,283	61,12	16,82
Noeud 23	14,09	3,419	47,43	33,34

Tableau-V-31- résultat de calcul des tronçons de la zone de bentorkia(état actuel)

État des	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	262,09	120	0,1	-6,8	0,6	3,47
Tuyau 2	387,35	100	0,1	-4,6	0,59	4,15
Tuyau 3	541,75	150	0,1	32,32	1,83	21,99
Tuyau 4	23,63	250	0,5	66,66	1,36	9,06
Tuyau 5	297,9	100	0,5	5,23	0,67	7,25
Tuyau 6	224,4	150	0,5	51,84	2,93	80
Tuyau 7	476,54	80	0,5	8,37	1,66	58,9
Tuyau 8	336,94	150	0,5	25,25	1,43	19,23
Tuyau 9	138,26	50	0,5	2,43	1,24	61,11
Tuyau 10	412,27	100	0,5	7,24	0,92	13,71
Tuyau 11	516,87	400	0,5	-	0,94	2,42
Tuyau 12	171,15	200	0,5	39,43	1,26	10,3
Tuyau 14	350,51	200	0,5	30,27	0,96	6,12
Tuyau 15	343,74	250	0,5	55,32	1,13	6,27
Tuyau 16	132,49	150	0,5	20,89	1,18	13,23
Tuyau 17	265,15	200	0,5	38,03	1,21	9,59
Tuyau 18	137,26	20	0,5	0,19	0,59	50,89
Tuyau 19	272,22	80	0,5	-7	1,39	41,43
Tuyau 20	406,64	60	0,5	7,14	2,53	196,72
Tuyau 21	142,1	60	0,5	2,49	0,88	24,67
Tuyau 22	194,71	80	0,5	3,42	0,68	10,13
Tuyau 23	539,48	150	0,5	-21,3	1,21	13,75
Tuyau 24	147,7	450	0,5	230,85	1,45	4,94

- **remarque** on remarque d'après les deux tableaux qu'on a la pression négatives dans certains nœuds et des vitesses fortes
- **solution** on changeant les diamètres des certaines tronçons jusqu'à l'équilibre du réseau (les diamètres encaints)

Tableau-V-32- résultat de calcul des nœuds de la zone de bentorkia (apres correction)

État des Nœuds du	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 2	14,21	15,387	55,17	40,96
Noeud 3	19,3	2,495	51,66	32,36
Noeud 4	24,23	7,19	49,84	25,61
Noeud 5	35,49	16,539	56,82	21,33
Noeud 6	47,61	13,137	59,36	11,75
Noeud 8	38,27	7,141	55,69	17,42
Noeud 9	55,7	9,16	61,51	5,81
Noeud 10	54,96	18,117	63,27	8,31
Noeud 11	50,32	19,004	62,02	11,7
Noeud 12	45,6	20,917	59,26	13,66
Noeud 13	45,32	4,602	57,65	12,33
Noeud 14	45,12	6,802	58,35	13,23
Noeud 15	50,17	9,586	61,81	11,64
Noeud 16	45,2	5,231	59,64	14,44
Noeud 17	49,51	18,225	60,57	11,06
Noeud 18	45,25	8,368	51,88	6,63
Noeud 19	37,04	15,584	54,09	17,05
Noeud 20	23,14	2,428	45,64	22,5
Noeud 21	38,58	7,239	48,44	9,86
Noeud 22	44,3	20,283	61,12	16,82
Noeud 23	14,09	3,419	53,19	39,1

Tableau-V-33- résultat de calcul des tronçons de la zone de bentorkia(apres correction)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	262,09	120	0,1	-6,8	0,6	3,47
Tuyau 2	387,35	100	0,1	-4,6	0,59	4,15
Tuyau 3	541,75	200	0,1	32,32	1,03	5,1
Tuyau 4	23,63	250	0,5	66,66	1,36	9,06
Tuyau 5	297,9	100	0,5	5,23	0,67	7,25
Tuyau 6	224,4	250	0,5	51,84	1,06	5,52
Tuyau 7	476,54	100	0,5	8,37	1,07	18,23
Tuyau 8	336,94	150	0,5	25,25	1,43	19,23
Tuyau 9	138,26	50	0,5	2,43	1,24	61,11
Tuyau 10	412,27	100	0,5	7,24	0,92	13,71
Tuyau 11	516,87	400	0,5	-117,99	0,94	2,42
Tuyau 12	171,15	200	0,5	39,43	1,26	10,3
Tuyau 14	350,51	200	0,5	30,27	0,96	6,12
Tuyau 15	343,74	250	0,5	55,32	1,13	6,27
Tuyau 16	132,49	150	0,5	20,89	1,18	13,23
Tuyau 17	265,15	200	0,5	38,03	1,21	9,59
Tuyau 18	137,26	20	0,5	0,19	0,59	50,89
Tuyau 19	272,22	80	0,5	-7	1,39	41,43
Tuyau 20	406,64	100	0,5	7,14	0,91	13,35
Tuyau 21	142,1	60	0,5	2,49	0,88	24,67
Tuyau 22	194,71	80	0,5	3,42	0,68	10,13
Tuyau 23	539,48	200	0,5	-21,3	0,68	3,07
Tuyau 24	147,7	450	0,5	230,85	1,45	4,94

V-7-6- la zone de centre ville**V-7-6-1- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe)**

N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q _n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
2	2*3	143,420	0,023	3,281	1,640	4,926
	2*4	174,840	0,023	4,000	2,000	
	2*16	112,420	0,023	2,572	1,286	
	2*res	14,090	0,023	0,000	0,000	
3	3*2	143,420	0,023	3,281	1,640	1,640
4	4*2	174,840	0,023	4,000	2,000	7,295
	4*5	120,630	0,023	2,759	1,380	
	4*10	342,290	0,023	7,830	3,915	

Suite de Tableau V-34-						
N° Nœuds(suite)	N° Tronçons	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n
		(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
5	5*4	120,630	0,023	2,759	1,380	6,277
	5*6	83,730	0,023	1,915	0,958	
	5*9	344,480	0,023	7,880	3,940	
6	6*5	83,730	0,023	1,915	0,958	7,636
	6*7	238,810	0,023	5,463	2,731	
	6*8	345,050	0,023	7,893	3,947	
7	7*6	238,810	0,023	5,463	2,731	2,731
8	8*6	345,050	0,023	7,893	3,947	4,919
	8*9	85,030	0,023	1,945	0,973	
9	9*5	344,480	0,023	7,880	3,940	6,263
	9*8	85,030	0,023	1,945	0,973	
	9*10	118,060	0,023	2,701	1,350	
10	10*4	342,290	0,023	7,830	3,915	5,265
	10*9	118,060	0,023	2,701	1,350	
11	11*12	340,900	0,023	7,798	3,899	3,899
12	12*11	340,900	0,023	7,798	3,899	10,184
	12*13	549,490	0,023	12,570	6,285	
13	13*12	549,490	0,023	12,570	6,285	10,479
	13*14	136,790	0,023	3,129	1,565	
	13*17	229,860	0,023	5,258	2,629	
14	14*13	136,790	0,023	3,129	1,565	4,497
	14*15	21,740	0,023	0,497	0,249	
	14*18	234,610	0,023	5,367	2,683	
15	15*14	21,740	0,023	0,497	0,249	4,423
	15*16	122,270	0,023	2,797	1,398	
	15*19	242,650	0,023	5,551	2,775	
16	16*2	112,420	0,023	2,572	1,286	5,463
	16*15	122,270	0,023	2,797	1,398	
	16*20	242,970	0,023	5,558	2,779	
17	17*13	229,860	0,023	5,258	2,629	4,112
	17*18	129,670	0,023	2,966	1,483	
18	18*17	129,670	0,023	2,966	1,483	6,335
	18*19	191,400	0,023	4,378	2,189	
	18*22	232,780	0,023	5,325	2,662	
19	19*18	191,400	0,023	4,378	2,189	6,231
	19*15	242,650	0,023	5,551	2,775	
	19*20	110,710	0,023	2,533	1,266	
20	20*16	242,970	0,023	5,558	2,779	8,054
	20*19	110,710	0,023	2,533	1,266	
	20*21	350,460	0,023	8,017	4,008	
21	21*20	350,460	0,023	8,017	4,008	4,008
22	22*18	232,780	0,023	5,325	2,662	11,181
	22*23	538,700	0,023	12,323	6,162	
	22*24	206,040	0,023	4,713	2,357	
23	23*22	538,700	0,023	12,323	6,162	6,162
24	24*22	206,040	0,023	4,713	2,357	2,357

V-7-6-2- Détermination des débits des nœuds (cas de pointe+incendie)

Tableau V-35- : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)								
N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q n	0.5Q _r	Q n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
2	2*3	143,420	0,023	3,281	1,640	4,926		4,926
	2*4	174,840	0,023	4,000	2,000			
	2*16	112,420	0,023	2,572	1,286			
	2*res	14,090	0,023	0,000	0,000			
3	3*2	143,420	0,023	3,281	1,640	1,640		1,640
4	4*2	174,840	0,023	4,000	2,000	7,295		7,295
	4*5	120,630	0,023	2,759	1,380			
	4*10	342,290	0,023	7,830	3,915			
5	5*4	120,630	0,023	2,759	1,380	6,277		6,277
	5*6	83,730	0,023	1,915	0,958			
	5*9	344,480	0,023	7,880	3,940			
6	6*5	83,730	0,023	1,915	0,958	7,636		7,636
	6*7	238,810	0,023	5,463	2,731			
	6*8	345,050	0,023	7,893	3,947			
7	7*6	238,810	0,023	5,463	2,731	2,731		2,731
8	8*6	345,050	0,023	7,893	3,947	4,919		4,919
	8*9	85,030	0,023	1,945	0,973			
9	9*5	344,480	0,023	7,880	3,940	6,263		6,263
	9*8	85,030	0,023	1,945	0,973			
	9*10	118,060	0,023	2,701	1,350			
10	10*4	342,290	0,023	7,830	3,915	5,265		5,265
	10*9	118,060	0,023	2,701	1,350			
11	11*12	340,900	0,023	7,798	3,899	3,899	17,000	20,899
12	12*11	340,900	0,023	7,798	3,899	10,184		10,184
	12*13	549,490	0,023	12,570	6,285			
13	13*12	549,490	0,023	12,570	6,285	10,479		10,479
	13*14	136,790	0,023	3,129	1,565			
	13*17	229,860	0,023	5,258	2,629			
14	14*13	136,790	0,023	3,129	1,565	4,497		4,497
	14*15	21,740	0,023	0,497	0,249			
	14*18	234,610	0,023	5,367	2,683			
15	15*14	21,740	0,023	0,497	0,249	4,423		4,423
	15*16	122,270	0,023	2,797	1,398			
	15*19	242,650	0,023	5,551	2,775			
16	16*2	112,420	0,023	2,572	1,286	5,463		5,463
	16*15	122,270	0,023	2,797	1,398			
	16*20	242,970	0,023	5,558	2,779			
17	17*13	229,860	0,023	5,258	2,629	4,112		4,112
	17*18	129,670	0,023	2,966	1,483			
18	18*17	129,670	0,023	2,966	1,483	6,335		6,335
	18*19	191,400	0,023	4,378	2,189			
	18*22	232,780	0,023	5,325	2,662			
19	19*18	191,400	0,023	4,378	2,189	6,231		6,231
	19*15	242,650	0,023	5,551	2,775			
	19*20	110,710	0,023	2,533	1,266			
20	20*16	242,970	0,023	5,558	2,779	8,054		8,054
	20*19	110,710	0,023	2,533	1,266			
	20*21	350,460	0,023	8,017	4,008			
21	21*20	350,460	0,023	8,017	4,008	4,008		4,008
22	22*18	232,780	0,023	5,325	2,662	11,181		11,181
	22*23	538,700	0,023	12,323	6,162			
	22*24	206,040	0,023	4,713	2,357			
23	23*22	538,700	0,023	12,323	6,162	6,162		6,162
24	24*22	206,040	0,023	4,713	2,357	2,357		2,357

Tableau-V-36- résultat de calcul des noeuds de la zone de centre ville(état actuel)

État des Noeuds du Réseau	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 2	37,78	4,926	67,32	29,54
Noeud 3	29,3	1,64	66,97	37,67
Noeud 4	13,43	7,295	65,43	52
Noeud 5	12,83	6,277	51,72	38,89
Noeud 6	13	7,636	49,53	36,53
Noeud 7	13,12	2,731	31,12	18
Noeud 8	12,8	4,919	49,53	36,73
Noeud 9	13,54	6,263	49,62	36,08
Noeud 10	16,2	5,265	49,82	33,62
Noeud 11	12,13	3,899	56,04	43,91
Noeud 12	12,55	10,184	56,04	43,49
Noeud 13	13	10,479	56,8	43,8
Noeud 14	13,2	4,497	56,89	43,69
Noeud 15	13,42	4,423	57,47	44,05
Noeud 16	12,95	5,463	61,72	48,77
Noeud 17	15	4,112	55,51	40,51
Noeud 18	15,34	6,335	55,5	40,16
Noeud 19	14,68	6,231	55,47	40,79
Noeud 20	15,02	8,054	55,46	40,44
Noeud 21	13,98	4,008	-7692,97	-7706,95
Noeud 22	14,94	11,181	32,44	17,5
Noeud 23	12,73	6,162	15,1	2,37
Noeud 24	18,37	2,357	32,12	13,75

Tableau-V-37- résultat de calcul des tronçons de la zone de centre ville(état actuel)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 29	14,09	400	0,1	134,34	1,07	2,36
Tuyau 30	143,42	80	0,5	1,64	0,33	2,44
Tuyau 31	174,84	200	0,5	40,39	1,29	10,8
Tuyau 32	112,42	200	0,5	-87,38	2,78	49,79
Tuyau 33	120,63	100	0,5	21,11	2,69	113,68
Tuyau 34	83,73	100	0,5	10,05	1,28	26,16
Tuyau 35	238,81	50	0,5	2,73	1,39	77,06
Tuyau 36	345,05	150	1	-0,32	0,02	0
Tuyau 37	85,03	150	1	-5,23	0,3	1,05
Tuyau 38	118,06	150	1	-6,71	0,38	1,71
Tuyau 39	342,29	100	1	11,98	1,52	45,61
Tuyau 40	344,48	100	0,5	4,79	0,61	6,1
Tuyau 41	340,9	800	0,5	-3,9	0,01	0
Tuyau 42	549,49	200	0,5	-14,08	0,45	1,37
Tuyau 43	136,79	300	0,5	-29,15	0,41	0,7
Tuyau 44	21,74	200	0,5	-63,48	2,02	26,41
Tuyau 45	122,27	200	0,5	-72,94	2,32	34,79
Tuyau 46	242,97	100	1	8,98	1,14	25,75
Tuyau 47	229,86	100	0,5	4,59	0,58	5,61
Tuyau 48	129,67	100	0,5	0,47	0,06	0,08
Tuyau 49	191,4	200	0,5	4,27	0,14	0,14
Tuyau 50	110,71	200	0,5	3,08	0,1	0,08
Tuyau 51	242,65	100	1	-5,04	0,64	8,22
Tuyau 52	234,61	200	0,5	-29,83	0,95	5,94
Tuyau 53	232,78	100	0,5	19,7	2,51	99,07
Tuyau 54	350,46	20	0,5	4,01	12,76	22109,3
Tuyau 55	206,04	100	0,5	2,36	0,3	1,55
Tuyau 56	538,7	80	0,5	6,16	1,23	32,19

- **remarque** on remarque d'après les deux tableaux qu'on a la pression négative dans certains nœuds et des vitesses fortes
- **solution** on changeant les diamètres des certaines tronçons jusqu'à l'équilibre du réseau (les diamètres encins)

Tableau-V-38- résultat de calcul des nœuds de la zone de centre ville (après correction)

État des Nœuds du Réseau	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud 2	37,78	4,926	67,32	29,54
Noeud 3	29,3	1,64	65,76	36,46
Noeud 4	13,43	7,295	65,43	52
Noeud 5	12,83	6,277	64,81	51,98
Noeud 6	13	7,636	64,21	51,21
Noeud 7	13,12	2,731	45,8	32,68
Noeud 8	12,8	4,919	61,46	48,66
Noeud 9	13,54	6,263	61,37	47,83
Noeud 10	16,2	5,265	62,28	46,08
Noeud 11	12,13	3,899	57,88	45,75
Noeud 12	12,55	10,184	62,34	49,79
Noeud 13	13	10,479	65,69	52,69
Noeud 14	13,2	4,497	65,93	52,73
Noeud 15	13,42	4,423	66,11	52,69
Noeud 16	12,95	5,463	66,64	53,69
Noeud 17	15	4,112	64,63	49,63
Noeud 18	15,34	6,335	64,43	49,09
Noeud 19	14,68	6,231	63,2	48,52
Noeud 20	15,02	8,054	62,52	47,5
Noeud 21	13,98	4,008	57,68	43,7
Noeud 22	14,94	11,181	61,69	46,75
Noeud 23	12,73	6,162	44,35	31,62
Noeud 24	18,37	2,357	57,14	38,77

Tableau-V-39- résultat de calcul des tronçons de la zone de centre ville (après correction)

État des Arcs du Réseau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuvau 29	14.09	400	0.1	134.34	1.07	2.36
Tuvau 30	143.42	60	0.5	1.64	0.58	10.87
Tuvau 31	174.84	200	0.5	40.39	1.29	10.8
Tuvau 32	112.42	300	0.5	-87.38	1.24	5.98
Tuvau 33	120.63	200	0.5	27.76	0.88	5.16
Tuvau 34	83.73	150	0.5	15.32	0.87	7.19
Tuvau 35	238.81	50	0.5	2.73	1.39	77.06
Tuvau 36	345.05	100	1	4.96	0.63	7.95
Tuvau 37	85.03	20	0.5	0.04	0.12	1.06
Tuvau 38	118.06	20	0.5	-0.07	0.22	7.71
Tuvau 39	342.29	100	1	5.34	0.68	9.2
Tuvau 40	344.48	100	0.5	6.16	0.78	9.97
Tuvau 41	340.9	80	0.5	-3.9	0.78	13.09
Tuvau 42	549.49	150	0.5	-14.08	0.8	6.09
Tuvau 43	136.79	250	0.5	-28.71	0.58	1.73
Tuvau 44	21.74	250	0.5	-64.12	1.31	8.39
Tuvau 45	122.27	300	0.5	-74.65	1.06	4.38
Tuvau 46	242.97	100	1	7.27	0.93	16.96
Tuvau 47	229.86	100	0.5	4.15	0.53	4.62
Tuvau 48	129.67	20	0.5	0.04	0.13	1.51
Tuvau 49	191.4	100	0.5	4.92	0.63	6.43
Tuvau 50	110.71	100	0.5	4.79	0.61	6.11
Tuvau 51	242.65	100	1	-6.1	0.78	11.99
Tuvau 52	234.61	200	0.5	-30.91	0.98	6.38
Tuvau 53	232.78	150	0.5	19.7	1.11	11.78
Tuvau 54	350.46	80	0.5	4.01	0.8	13.82
Tuvau 55	206.04	60	0.5	2.36	0.83	22.07
Tuvau 56	538.7	80	0.5	6.16	1.23	32.19



V-8-Équipement du réseau de distribution

V-8-1- Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier, émail ciment et PEHD et par fois le fonte

V-8-2- Appareils et accessoires du réseau

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

V-8-2-1- Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre se fait à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

V-8-2-2- Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

V-8-2-3- Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'écoulement de l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

V-8-2-4- Ventouses

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

V-8-2-5- Robinets de vidange

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

V-8-2-6- Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V-8-2-7- pièces spéciales de raccord

- a) **les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages
- f) **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite le placement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

V-9-Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le redimensionnement d'une partie de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair, et cette redimensionnement et la nouvelle répartition des débits est le but essentiel de notre étude sur ce sujet



VI-1- Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est la conduite en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites deadduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible deentraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance deétudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résulte une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure

VI-2- Protection des conduites contre le coup de bélier

VI-2-1- Définition

Le coup de bélier est une onde de pression positive ou négative provoquée par une variation du régime hydraulique et se propageant dans le milieu constitué par le eau et la conduite qui la contient, cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou **célérité** qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible elle se réfléchit sur les obstacles et en particulier sur les extrémité de la conduite en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées

VI-2-2- Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système deAEP.
- 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.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI-2-3-Les risques dus au coup de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI-2-3-1- Risque de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide 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 c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la



pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux de étanchéité seront délogés).

VI-2-3-2- 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. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche de conduit intérieur du tuyau.

VI-2-3-3- Fatigue des conduites

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI-2-4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

VI-2-4-1- Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en

dépression sur toute la longueur.

VI-2-4-2- Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

VI-2-4-3/ Phase 03

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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

VI-2-4-4/ Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.



VI-2-5-Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI-2-5-1- Les volants d'inertie

Le volant est une masse tournante liée à l'arbre de la pompe c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe grâce à l'énergie cinétique accumulée en effet l'arrêt intempestif d'une pompe se traduit par suppression brutale de fourniture extérieure d'énergie alors que pour continuer à progresser dans une conduite de refoulement l'eau a continué à exiger une puissance mécanique produit de débit en poids par la hauteur manométrique totale

VI-2-5-2- Les soupapes de décharge

Une soupape de décharge est un organe qui s'ouvre (et laisse donc passer un certain débit) dès que la pression dépasse une valeur prédéterminée matérialisée par exemple par un ressort tare elle apporte donc une solution au problème du coup bélier lorsque l'onde de pression due à celle-ci est positive puisque l'ouverture brusque de la soupape crée une onde de pression négative qui peut compenser plus ou moins complètement la précédente

VI-2-5-3- vanne à fermeture lente

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires car elle ne remédie en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe il s'agit en fait davantage de limiter l'intensité du coup bélier qui se produit que d'y apporter remède

VI-2-5-4- Les cheminées d'équilibre

Dans le premier cas l'ouvrage réalise prend le nom de **cheminée d'équilibre** il est constitué essentiellement par une colonne partiellement remplie d'eau communicant par le bas avec la conduite à protéger et ouverte à l'air libre à la partie supérieure ce qui nécessite généralement un assez grand développement vertical justifiant son appellation

Lorsque par exemple la pompe cesse d'être alimentée la partie de la conduite placée après la **cheminée d'équilibre** continue tant que l'écoulement ce produit à prendre de l'eau dans celle-ci dont le niveau décroît d'une quantité $^a H$ qui détermine et donc limite la valeur de l'onde de pression négative dans la conduite protégée on voit ainsi immédiatement que cette disposition n'est pas optimale puisque la valeur de $^a H$ est constamment variable et n'atteint que momentanément la valeur extrême admise on remédie parfois à cette imperfection en réalisant une **cheminée d'équilibre à expansion** de section plus faible mais présentant au dessus et au dessous du niveau moyen des volumes d'expansion à grande surface horizontale ainsi le niveau atteint rapidement l'un des volumes d'expansion et ensuite le niveau varie peu on peut

montrer que le volume total d'une telle **cheminée d'équilibre** est toujours inférieur à celui d'une cheminée à section constant pour même valeur maximal de $^a H$

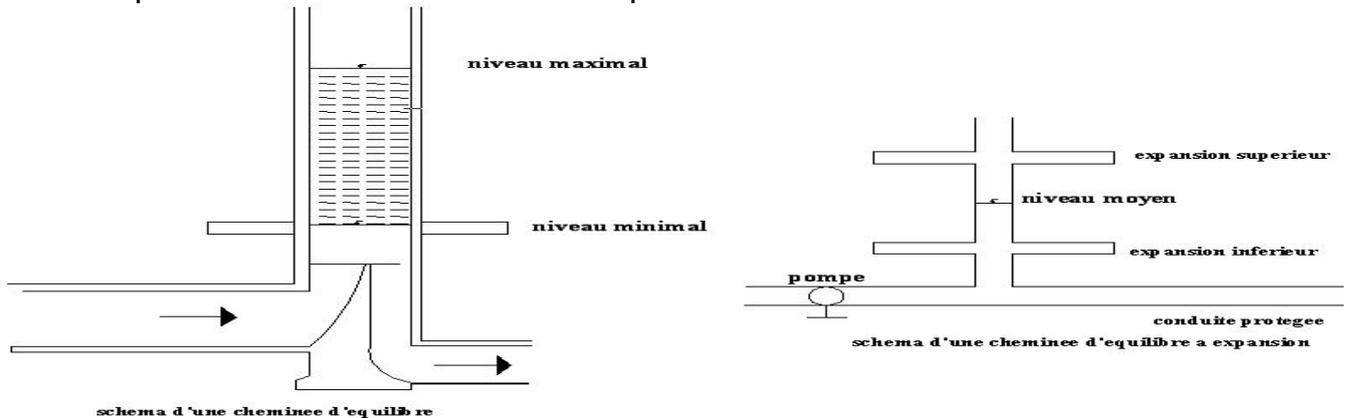


Fig.VI-1-schéma de Cheminée d'équilibre

VI-2-5-5- Les réservoirs d'air

Il est fréquent que la topographie des lieux combinée à une grande hauteur de pompage interdise l'implantation près de la pompe d'une cheminée comporte un niveau libre à pression atmosphérique à cause de trop grand développement vertical d'un tel ouvrage il est toutefois possible d'éviter cet inconvénient en admettant au dessus du niveau libre dans l'anti bélien une pression à la pression atmosphérique cet anti bélien est alors constitue par un réservoir sous pression capable de fournir l'eau que la pompe peut momentanément plus fournir ou à l'inverse de recevoir au démarrage de celle-ci le débit que la conduite ne peut pas absorber instantanément

Le fonctionnement de réservoir anti bélien est dans son principe identique à celui d'une cheminée d'équilibre ainsi lors de l'arrêt rapide de la pompe le niveau dans ce réservoir diminue à mesure qu'il fournit le bénéfice (décroissant en fonction de temps) nécessaire à la conduite pour éviter de trop fortes dépressions mais ici la valeur instantanée de ΔH est moins due à la baisse de niveau géométrique de l'eau dans ce réservoir qu'à la diminution de la pression de l'air à l'intérieur de celle-ci cette décompression est d'ailleurs accompagnée momentanément d'une variation de température de l'air qui rend les calculs moins précis et moins simples

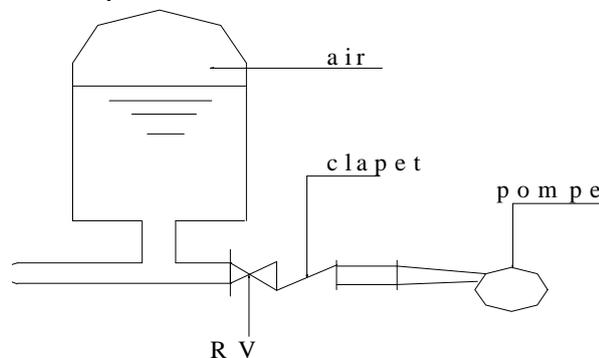


Fig.VI-2- Principe de disposition du réservoir d'air anti bélien

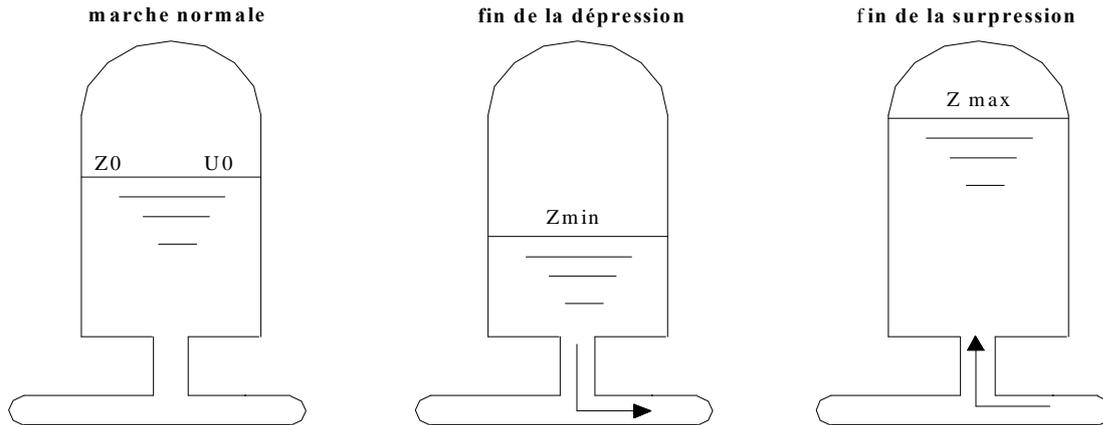


Fig. VI-3- Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

VI-2-6- Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule de **B.SALAH**

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k2a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - v_s)}}} \text{ (m/s)}$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e_m : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient d'élasticité de l'eau $k=2.07 \cdot 10^9 \text{ Pa}$

a rayon intérieur de la conduite (m)

v_m coefficient de poisson de matériau de la conduite=0.46(pvc) et 0.3(acier)

v_s coefficient de poisson du sol entourant la conduite =0.33

E_m module de young de matériau de la conduite = $3 \cdot 10^3 \text{ Mpa}$ (pvc)

E_m module de young de matériau du sol considéré =200 Mpa

VI-2-7- Calcul simplifié d'un réservoir d'air

On fait le calcul de réservoir d'air de la station de pompage qui refoule l'eau vers R1 et R2

L'application de la formule de **B.SALAH** donne une valeur de célérité d'onde pour PEHD (pvc) de **$c=748.26 \text{ m/s}$**

➤ **La conduite R6-R1**

$Z_0 = H_g + 10 = 34 + 10 = 44 \text{ m}$

$H_g + c \cdot V_0 / g = 34 + 748,26 \cdot 1,02 / 9.81 = 34 + 77.80 = 111.80 \text{ m}$

C=la célérité de la conduit=la vitesse de l'onde de vibration=748.26 m/s

V_0 =la vitesse dans la conduite de refoulement=1.02 m/s

$Z_{max} = 111.80 + 10 = 121.80 \text{ m}$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{2.79}{2.79} \approx 2.79 \\ & \frac{v_0^2}{2gZ_0} \approx 0.0012 \end{aligned} \right\} \text{ d'après l'abaque de vibert } \frac{2.79}{2.79} \approx 0.005$$



$$Z_0 = H_g + 10 = 17.3 + 10 = 27.3 \text{ m}$$

$$H_g + c \cdot V_0 / g = 17.3 + 748.26 \cdot 1.42 / 9.81 = 17.3 + 14.97 = 32.27 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 32.27 + 10 = 42.27 \text{ m}$$

Donc le volume de réservoir de coup de bélier est égale=**104.06 litres**

➤ **La conduite R6-R1**

$$Z_0 = H_g + 10 = 17.3 + 10 = 27.3 \text{ m}$$

$$H_g + c \cdot V_0 / g = 17.3 + 748.26 \cdot 1.42 / 9.81 = 17.3 + 14.97 = 32.27 \text{ m}$$

C=la célérité de la conduit=la vitesse de l'onde de vibration=748.26 m/s

V₀=la vitesse dans la conduite de refoulement=1.42 m/s

$$Z_{\max} = 32.27 + 10 = 42.27 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{V_0}{2gZ_0} &= \frac{1.42}{2 \cdot 9.81 \cdot 27.3} = 0.0038 \\ \frac{V_0}{2gZ_0} &= 1.55 \end{aligned} \right\} \text{ d'après la table de vibert } \frac{Z}{Z_0} = 0.05$$

$$Z = 0.05 \cdot Z_0 = 0.05 \cdot 27.3 = 1.365 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{c \cdot V_0}{g} \cdot \frac{Z}{Z_0} = 17.3 + 10 + \frac{748.26 \cdot 1.42}{9.81} \cdot \frac{1.365}{27.3} = 17.3 + 10 + 4.06 = 31.36 \text{ m}$$

Donc le volume de réservoir de coup de bélier est égale=**111.63 litres**

➤ **On réalise un seul réservoir de capacité 111.63+104.06=215.69 litres**

Remarque :

La méthode de **VIBERT** est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air ; et on la choisit parce qu'elle est valable pour les petites installations (comme c'est dans notre cas).

VI-2-8-Conclusion

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti-bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.



VI-3- Protection des conduites contre la corrosion

VI-3-1- Généralités

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal ou électrochimiques. La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Avec la nature du sol
- Avec des installations électriques à courant continue situées à proximité des conduites.

Au cas où ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Donc la corrosion est une oxydation du métal, or cette dernière entraîne une perte d'électron alors que la réduction sera un gain.

Pour éliminer ce phénomène de corrosion, il faut de façon faire stopper toute perte d'électrons.

Les métaux sont classés selon leur potentiel. C'est le métal qui possède le plus grand potentiel par rapport à un autre qui est la cathode est se trouve donc protégé.

Pour le métal possédant le plus faible potentiel, se dissous anodiquement.

VI-3-2-Les facteurs influençant la corrosion

- a- **L'eau** : elle même, n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer, ont des effets importants sur la corrosion.
- b- **PH** : pH d'une eau de dépend de la teneur en gaz dissous tels que CO_2 et les H_2S .

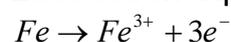
On remarque dans la pratique, que si le pH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier, donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

- c- **Température** : Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.
- d- **Métal** : L'acier dans notre cas ; qui était couplé dans un milieu de potentiel différent sera constamment attaqué si une protection ne sera envisagée.

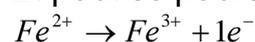
VI-3-3-Mécanisme de la corrosion

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif et en entrant en solution, il va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut être écrite de la manière suivante :



Et peut se poursuivre sous la forme :



VI-3-4-La corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit avec la nature du sol soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation en forme de caractères très caractéristiques ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuse ou filandreuse annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

VI-3-5-Fonctionnement d'une pile de corrosion

La corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac électrolyte lorsqu'on plonge deux métaux différents, on considère par exemple le fer et le magnésium. Ces deux métaux à potentiels d'équilibre différents, reliés électriquement et plongés dans un électrolyte forment une pile ; le métal dont le potentiel est plus faible (anode) se dissout, l'autre métal (cathode) se trouve protégé, voir (figure N°.VIII-1)

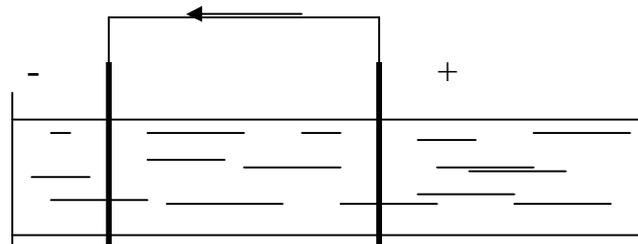


Figure N°VI-5-e fer est protégé. le Mg est attaqué

VI-3-6-Pile de concentration

Elle se obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes. En terme d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileuses humides et peu aérées sont anodiques par contre les terres calcaires sableux secs et bien aérées sont cathodiques ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes voir la figure ci-dessous.

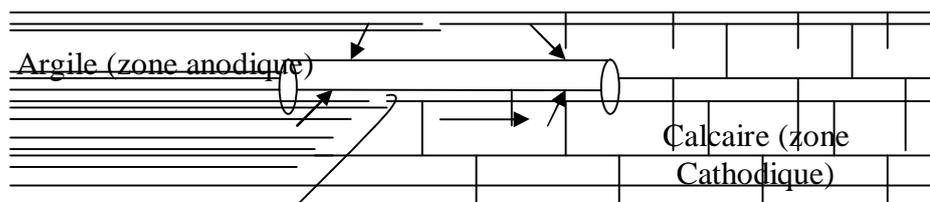


Figure N° VI-6- corrosion par formation de pile

VI-3-7-Protection contre la corrosion externe

VI-3.7.1 Les revêtements

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtement, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques ou des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

VI-3.7.1.1 Revêtements à protection passive

Ce revêtement a pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité etc.).

VI-3.7.1.2 Revêtements à protection active

Dans ce mécanisme de protection, on place le support dans un domaine de non corrodabilité, soit par le revêtement lui-même (revêtement galvanique, cimentation) soit par un système de protection complémentaire (protection cathodique).

VI-3.7.2. Protection cathodique

Le dispositif qu'il faut prendre en vue d'éviter les cas de corrosion cités précédemment, est de procéder nécessairement à une protection cathodique.

Elle consiste :

- Soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de la cathode.
- Soit à relier la conduite d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

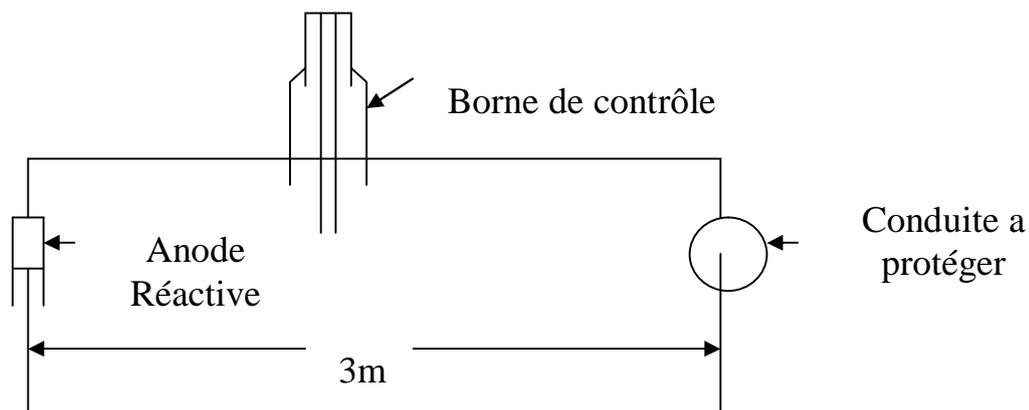


Figure N° VI-7:- protection cathodique par anode

- **Domaine d'application de la protection cathodique :**

Elle vise principalement les conduites en acier, la canalisation en acier avec ses joints soudés supportera facilement à la protection cathodique.

La protection des conduites par soutirage de courant est représentée dans la figure suivante.

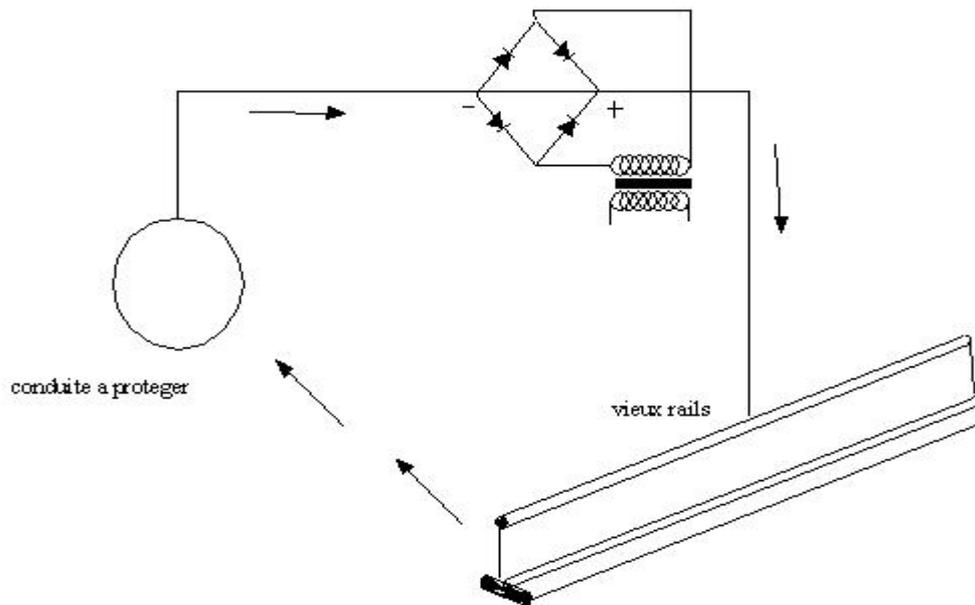


Figure VI-8-Soutirage de courant



Fig. VI-9-Schéma montre le dispositif de la protection cathodique
VI-3-8- Corrosion interne des canalisations :

Il arrive que des eaux fortement minéralisées provoquent dans la canalisation des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et en résulte des attaques locales du métal et notamment des perforations.

Le fer qui se présente dans l'eau même à de petites doses [0,10 mg/l] peut également être la cause de perforation en flocculant sous forme d'oxyde. Il constitue des dépôts, donc des piles très actives, et il apparaît sous chaque concrétion une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

Il faudra prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité [$< 2000 \text{ } \Omega\text{-cm}$] et une teneur en fer faible.

Ces eaux toutes capables de détériorer rapidement un réseau.

Il faut éviter toutes entrées d'air ou dégagement gazeux (aspiration défectueuse des pompes), toutes les tourbillons etc.



En vue de remédier aux inconvénients :

- Exiger un revêtement intérieur en interposant un film entre le eau et le métal constitué d'un enduit bitumineux.
- Eviter les faibles vitesses.
- L'exécution des travaux devra être ensuite suivie attentivement, la pose de canalisations en particulier les (joints correctement exécutés).

VI-3-9-Conclusion

La protection cathodique est un moyen efficace (économiquement que pratiquement) de lutte contre la corrosion des conduites et des pertes qui s'en suivent.

La protection cathodique n'est pas utilisée seulement pour les conduites nues mais aussi pour celles revêtues sachant qu'un défaut de revêtement dans un endroit de la conduite peut provoquer des dégâts plus rapides que pour la canalisation nue.

En fin l'efficacité de la protection cathodique est fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

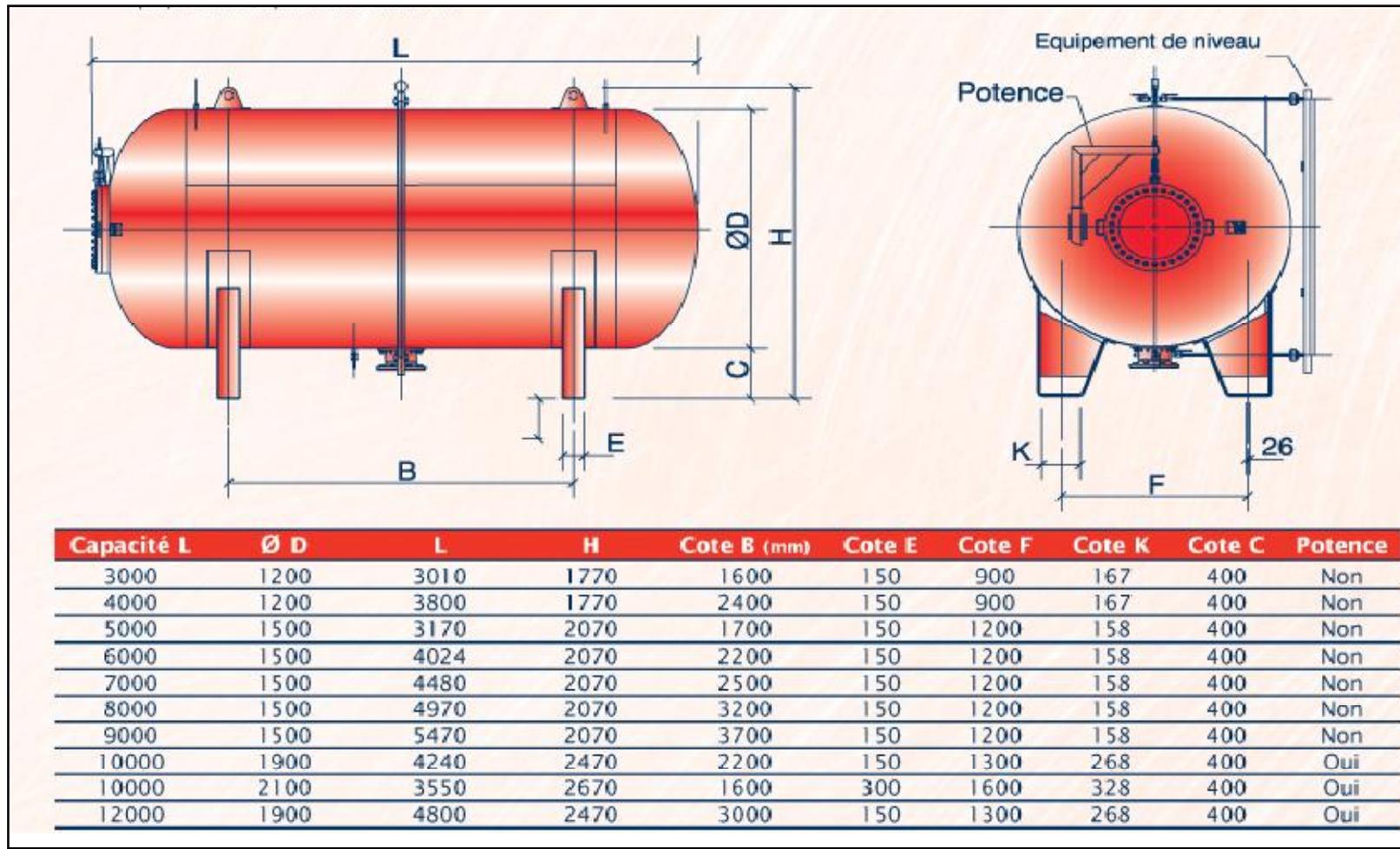


Figure VI-4- Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydro fort CHARLATTE.





VII-1- Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII-2-Différents travaux à entreprendre

VII-2-1-Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser la assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.



e) Coulage du béton

pour la construction de génie civil de la station de pompage Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Le demi -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

f) Maçonnerie

pour la construction des murs de la station de pompage Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII-2-1-1-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

La station de pompage a les dimensions suivantes :

l : largeur = 18 m

L : longueur = 22 m

C_f : Coté de fouille (carré) = 1,5 m

Poteau bxb = 30x30 cm

Poutres bxb = 40x30 cm

➤ Volumes

Excavation (Fouilles)

Pour une fouille $V = 1,5 * 1,5 * 1,5 = 3.375 \text{ m}^3$

Pour 30 fouilles (toutes les fouilles) ; $V_{ex} 30 * 3.375 = 101.25 \text{ m}^3$

⇒ $V_{ex} = 101.25 \text{ m}^3$.

Béton de propreté

Le béton de propreté occupe une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille donc pour une fouille $V_{bp} = 1.5 * 1.5 * 0.1 = 0,225 \text{ m}^3$

Pour les 30 fouilles $V_{bpf} = 0.225 * 30 = 6.75 \text{ m}^3$.

Béton armé

Semelles

Dans chaque semelle on a une couche de béton armé de 30 cm, donc pour chaque semelle on a le volume de béton armé $V = 1.5 * 1.5 * 0.3 = 0.675 \text{ m}^3$, le volume pour toutes les semelles est : $V_s = 0.675 * 30 = 20.25 \text{ m}^3$

⇒ $V_s = 20.25 \text{ m}^3$

Demi . poteaux

Pour chaque demi . poteau $V = 0.3 * 0.3 * 1.6 = 0.144 \text{ m}^3$

on a 30 demi . poteaux, donc :

$V_{dp} = 30 * 0.144 \Rightarrow V_{dp} = 4.32 \text{ m}^3$

Remblais



Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

Semelles

On remplit les vides non occupés par le béton, donc pour chaque semelle si le volume total est $V_0 = 3.375\text{m}^3$, et le volume occupé par le béton de propreté est $V_1 = 0,225\text{m}^3$, le volume occupé par le béton armé est $V_2 = 0.675\text{m}^3$ et le volume occupé par le demi poteau (jusqu'à sa moitié) est $V_3 = 0.3 \cdot 0.3 \cdot 1.1 = 0.099\text{m}^3$; le volume de remblai pour chaque semelle est :

$$V_q = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3.375 - (0.225 + 0.675 + 0.099) = 2.376\text{m}^3$$

$$\text{Donc pour 30 semelles } V = 2.376 \cdot 30 = 71.28\text{m}^3$$

$$V_{\text{qf}} = (22 \cdot 18 \cdot 0.5) - (0.3 \cdot 0.3 \cdot 0.5 \cdot 30) = 196.65\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_t = 196.65 + 71.28 = 267.93\text{m}^3}$$

Les poutres inférieures

Le volume total est $V_e = 0.3 \cdot 0.45 \cdot ((18 \cdot 6 + 22 \cdot 5) - 30) = 25.38\text{m}^3$

$$\Rightarrow \mathbf{V_e = 25.38\text{m}^3}$$

Chape inférieure

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = 0,07 \cdot 18 \cdot 22 = 27.72\text{m}^3$$

$$\Rightarrow \mathbf{V_c = 27.72\text{m}^3}$$

Poteaux

Le volume correspondant pour chaque poteau est $V = 3 \cdot 0,3 \cdot 0,3 = 0.27\text{m}^3$; donc pour 30 poteaux le volume de béton est $V_p = 30 \cdot 0,27$

$$\Rightarrow \mathbf{V_p = 8.1\text{m}^3}$$

Poutres supérieures

Ils ont la même géométrie que les poutres inférieures (longrines) donc le même volume qui est $\mathbf{V_{ps} = 25.38\text{m}^3}$.

Chape supérieure

Puisque cette chape est identique à la chape inférieure (épaisseur et surface) donc on a le même volume de béton armé ;

$$\mathbf{V_{cs} = 27.72\text{m}^3}$$

Brique

On utilise deux types de briques ;

- Briques de 30x20x10 (Longueur. Hauteur. Largeur)
- Surface du mur $S = 2 \cdot 2 \cdot (3 \cdot (18 + 22 - 0,3 \cdot 11)) = 220.2\text{m}^2$
- surface d'une seule brique : $S_p = 0,3 \cdot 0,2 = 0,06\text{m}^2$

$$N_b = 440.4 / 0,06 = 7340 \text{ briques.}$$

Nombre de brique qu'il faut commandé est

$$N_b + 50 = 7340 + 50 = 7390 \text{ briques}$$



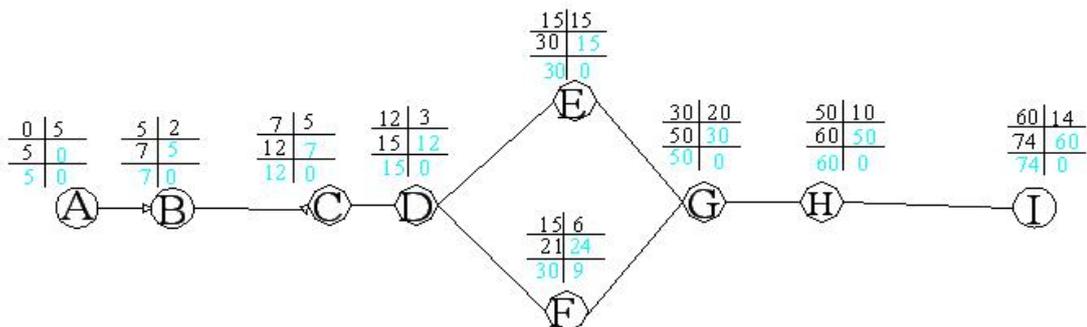
Tableau VII-1-volume des travaux de la station de pompage

Désignation de travaux	Unité	Quantité	
Excavation	m ³	101,25	
Béton de propreté		6,75	
Béton armé			
Semelle	m ³	20,25	
Demi . poteaux		4,32	
Poutres inferieures		25,38	
Chape inférieure		27,72	
Poteaux		8,1	
Poutres supérieures		25,38	
Chape supérieure		27,72	
Remblais			267,93
Brique		pieces	7390

VII-2-1-2-Planification des travaux

les taches sont les suivantes

- A-installation de chantier
- B-excavation des fouilles
- C-coulage des demi-poteaux
- D-remblai des fouilles
- E- coulage de la chape inferieure
- F-coulage des poteaux
- G-coulage de la chape supérieure
- H-réalisation des murs
- I-travaux de finition



reseau à noeuds de station de pompage

Fig VII-1-reseau à nœud de la station de pompage

Le schéma critique est **A-B-C-D-E-G-H-I**



les résultats de calcul de planification à l'aide de méthodes de tableau :

Tableau VII-2-calcul de planification de la station de pompage

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	5	0	5	0	5	0
B	2	5	7	5	7	0
C	5	7	12	7	12	0
D	3	12	15	12	15	0
E	15	15	30	15	30	0
F	6	15	21	24	30	9
G	20	30	50	30	50	0
H	10	50	60	50	60	0
I	14	60	74	60	74	0

TR le temps nécessaire pour la réalisation de l'opération

DP les dates plutôt

DCP date de commencement au plutôt

DFP date de finition au plutôt

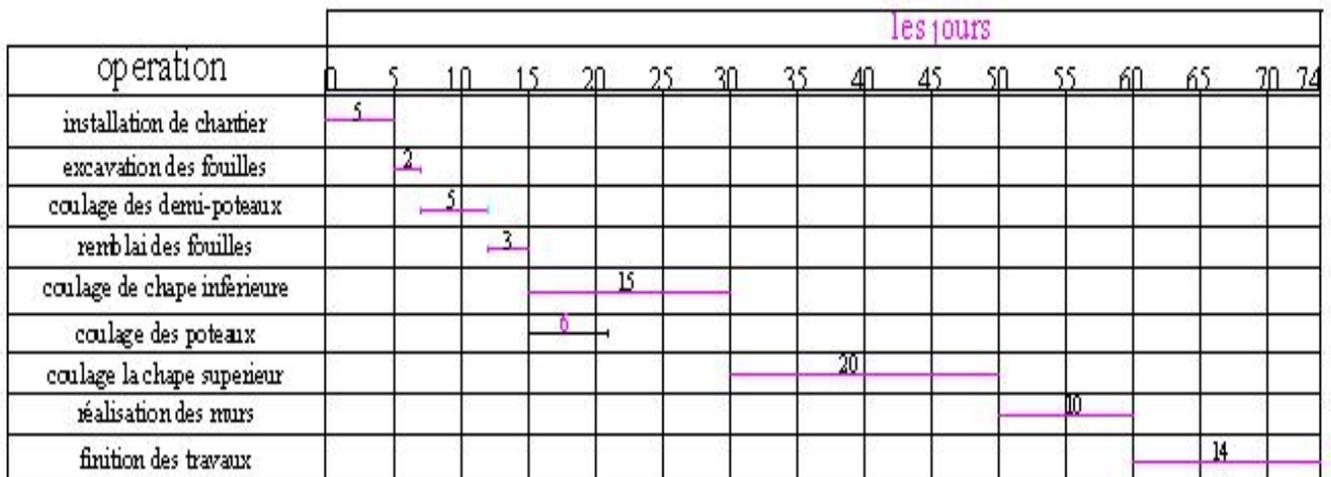
DPP les dates plus tard

DCPP date de commencement au plus tard

DFPP date de finition au plus tard

MT la marge totale

Tableau VII-3-diagramme de GANTT de la station de pompage



planing des travaux,diagramme de gantt



VII-2-2-Travaux concernant les adductions

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution de s tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblais sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction d es regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII-2-2-1-Calcul des volumes des travaux des adductions

On a les caractéristiques des conduites d'adduction

Tableau-VII-4- les caractéristiques des conduites d'adduction projetées

conduite	longueur	débit	Diamètre	matériau
Écoulement par refoulement				
R6-R1	2070	50	250	PEHD
R6-R2	800	70	250	
Écoulement gravitaire				
R6-R4	825	100	200/250	PEHD
R6-A	2265	180	315/400	
A-R3	605	80	250	
A-R7	320	100	315	

a) Déblais d'excavation le volume d'excavation est en fonction de diamètre de la conduite , on a choisi la forme de tranche la plus simple réalisable

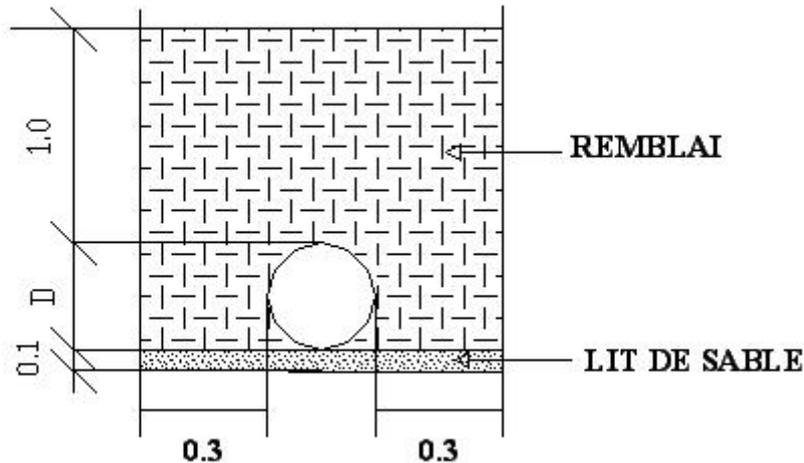


Fig VII-2-tranchée de la conduite

Tableau-VII-5-calcul du volume de déblai excave de tranche

conduite	diamètre	largeur de tranche	hauteur de tranche	section excavée	longueur	volume excave
caractéristique	D(mm)	b=0,6+D(m)	h=1,1+D(m)	S _{exc} =b*h(m ²)	L (m)	V _{exc} =L*S _{exc} (m ³)
Écoulement par refoulement						
R6-R1	250	0,85	1,35	1,1475	2070	2375,325
R6-R2	250	0,85	1,35	1,1475	800	918
Écoulement gravitaire						
R6-R4	250	0,85	1,35	1,1475	825	946,6875
R6-A	400	1	1,5	1,5	2265	3397,5
A-R3	250	0,85	1,35	1,1475	605	694,2375
A-R7	315	0,915	1,415	1,294725	320	414,312
					total	8746,062

b) Lit de sable

Le long de la adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = b * h * L$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

h : épaisseur du lit de sable, h = 10 cm ;

L : longueur de la tranche (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau suivant :

Tableau-VII-6-calcul du volume de lit de sable de la tranchée

Volume de lit de sable						
conduite	diamètre	largeur de tranchée	hauteur de tranchée	section de sable	longueur	volume de sable
caractéristique	D(mm)	b=0,6+D(m)	h=0,1(m)	Ss=b*h(m ²)	L (m)	Vs =L*Ss(m ³)
Écoulement par refoulement						
R6-R1	250	0,85	0,1	0,085	2070	175,95
R6-R2	250	0,85	0,1	0,085	800	68
Écoulement gravitaire						
R6-R4	250	0,85	0,1	0,085	825	70,125
R6-A	400	1	0,1	0,1	2265	226,5
A-R3	250	0,85	0,1	0,085	605	51,425
A-R7	315	0,915	0,1	0,0915	320	29,28
					total	621,28

c) Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ avec S_c : section de la conduite (m²); D : diamètre de la conduite (m).

$V_c = S_c * L$ avec V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau suivant :

Tableau-VII-7-calcul du volume des conduites

volume des conduite					
conduite	diamètre	section	longueur	volume des	
caractéristique	D(mm)	S= *d ² /4	L (m)	Vs =L*Ss(m ³)	
Écoulement par refoulement					
R6-R1	250	0,049	2070	101,559	
R6-R2	250	0,049	800	39,25	
Écoulement gravitaire					
R6-R4	250	0,049	825	40,477	
R6-A	400	0,126	2265	284,484	
A-R3	250	0,049	605	29,683	
A-R7	315	0,078	320	24,925	
				total	520,379

d) Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé) (m³)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.(m³)

V_s : volume du lit de sable.(m³)

$$A.N : V_r = 8746,062 - 621,28 - 520,379 \text{ m}^3 \Rightarrow V_r = 7604,403 \text{ m}^3$$



VII-2-2-2-Planification des travaux

- J -Exécution des tranchées.
- K- Aménagement du lit de sable
- L - La mise en place des canalisations en tranchée
- M- Assemblage des tuyaux.
- N - Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- O- Remblai des tranchées et compacte

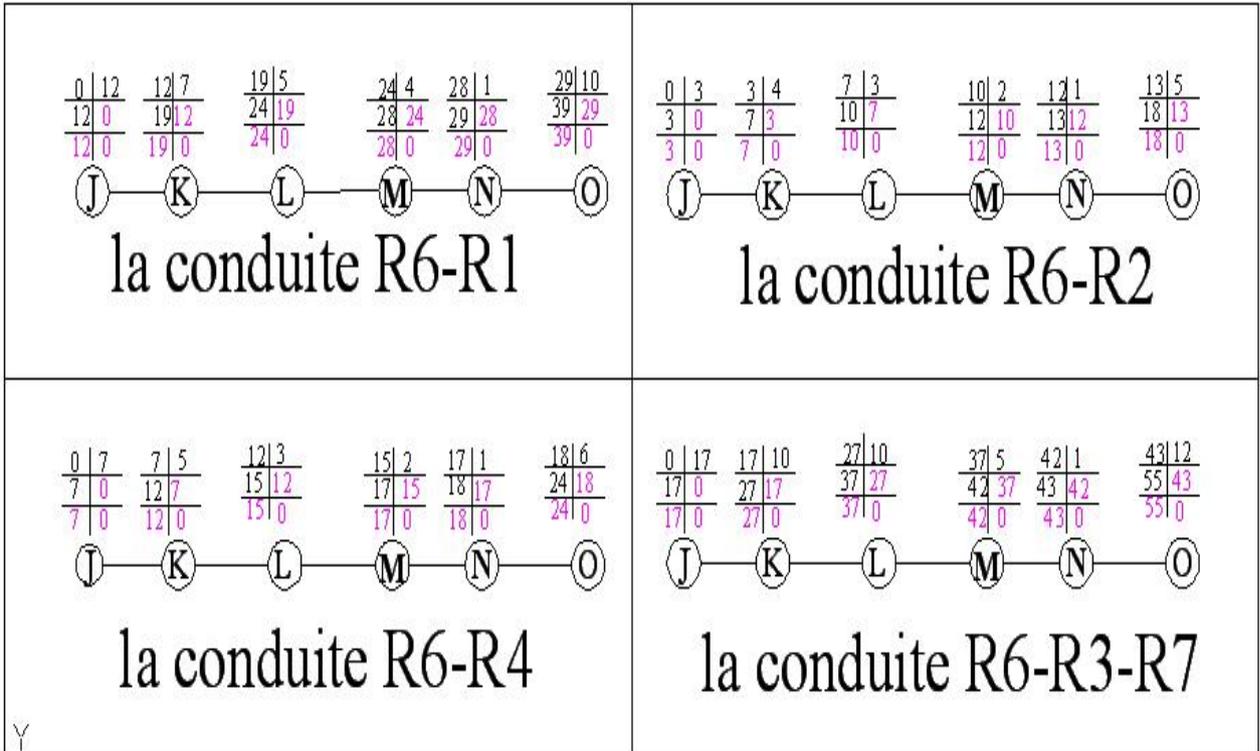


Fig VII-3-reseau à nœud des conduites d'adductions

Le schéma critique est **J-K-L-M-N-O**

Tableau VII-8-diagramme de GANTT de la conduite R6-R1

operation	les jours								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
execution des tranchees	12								
amenagement de lit de sable			7						
pose de conduite				5					
assemblage des conduites					4				
les essais d'etanchiete						1			
remblai et compacte							10		

diagramme de gantt de conduite R6-R1



Tableau VII-9-diagramme de GANTT de la conduite R6-R2

operation	les jours				
	0	5	10	15	20
execution des tranches	3				
amenagement de lit de sable	4				
pose de conduite	3				
assemblage des conduites	2				
les essais d'etanchiete	1				
remblai et compacte	5				

diagramme de gantt de la conduite R6-R2

Tableau VII-10-diagramme de GANTT de la conduite R6-R4

operation	les jours					
	0	5	10	15	20	25
execution des tranches	7					
amenagement de lit de sable	5					
pose de conduite	3					
assemblage des conduites	2					
les essais d'etanchiete	1					
remblai et compacte	6					

diagramme de gantt de conduite R6-R4

Tableau VII-11-diagramme de GANTT de la conduite R6-R3-R7

operation	les jours											
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
execution des tranches	17											
amenagement de lit de sable	10											
pose de conduite	10											
assemblage des conduites	5											
les essais d'etanchiete	1											
remblai et compacte	12											

diagramme de gantt de conduite R6-R3-R7

N.B : 3 le dure l'opération

VII-3-le devis estimatif des travaux**Tableau VII-12- devis estimatif de la station de pompage**

Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(D.A)	Montant(D,A)
Excavation	m ³	101,25	400	40500
Béton de propreté		6,75	8000	54000
Béton armé				
Semelle	m ³	20,25	35000	4860450
Demi . poteaux		4,32		
Poutres inferieures		25,38		
Chape inférieure		27,72		
Poteaux		8,1		
Poutres supérieures		25,38		
Chape supérieure		27,72		
Brique	pièces	7390	15	110850
Remblais pour station de pompage	m ³	267,93	400	107 172
maçonnerie	-	-	-	400000
			totale	5 572 972

Tableau VII-13- devis des travaux des adductions

Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(D,A)	Montant(D,A)
deblai Excavation	m ³	8746,06	400	3498424
lit de sable		621,28	1500	931920
remblai compacte		7604,403	400	3041761,2
prix des conduites et pose de canalisation	m	4300	Ø 250=2290	9847000
		320	Ø 315=2500	800000
		2265	Ø 400=3000	6795000
			totale	24914105

NB : les prix unitaires sont fournis par la DHW de BOUMERDES

VII-4-Engins

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

VII-4-1- Pelle hydraulique

➤ La pelle mécanique sert à l'extraction et au transport de tous types de Matériaux. Les modèles les plus récents sont munis d'un moteur diesel associé à une transmission hydraulique. Généralement, la pelle mécanique sur chenilles convient aux gros terrassements en continu, et les pelles sur pneus pour les excavations de moindre importance sur un terrain de bonne tenue. On distingue différentes variantes de pelles suivant le godet qui les équipe. Le godet le plus couramment utilisé a une capacité maximum de 1,5 m³.

- La pelle est dite en butte lorsque son godet est disposé l'ouverture vers le haut. L'équipement rétro permet, entre autre, de creuser des tranchées étroites, des canaux ainsi que le curage de fossés.



Fig VII-4-schéma de pelle hydraulique à pneu équipée à retro

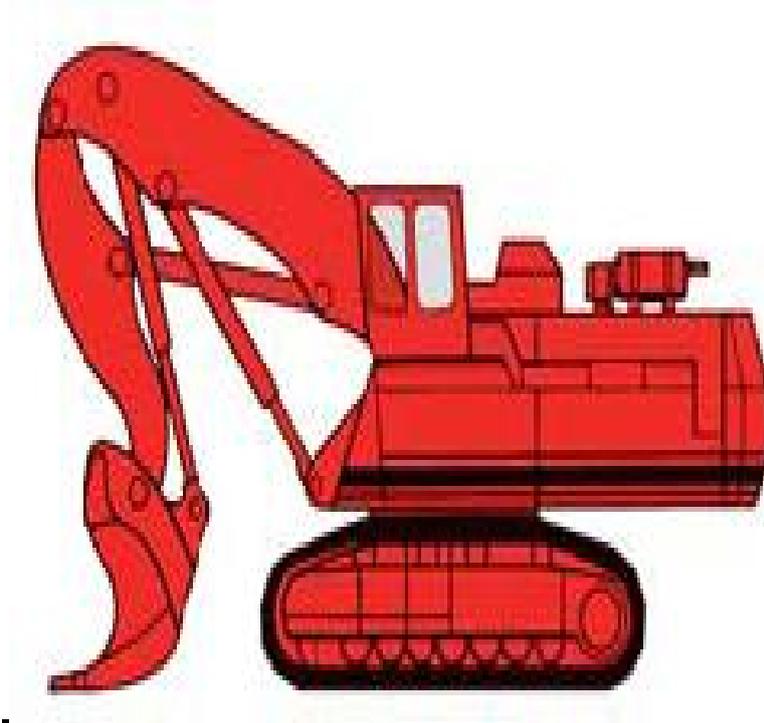


Fig VII-5-schéma de pelle hydraulique à chenille équipée à butte

VII-4-2- Les doser à chenille

Le bulldozer (ou boteur) est un puissant engin de excavation et de refoulement de terre et de roche sur une distance allant jusqu'à 100 m et dont la lame peut mesurer 5 m de large. Un scarificateur (sorte de soc) peut être fixé à l'arrière de l'engin en vue de désagrèger les sols compacte

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet de baisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

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

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

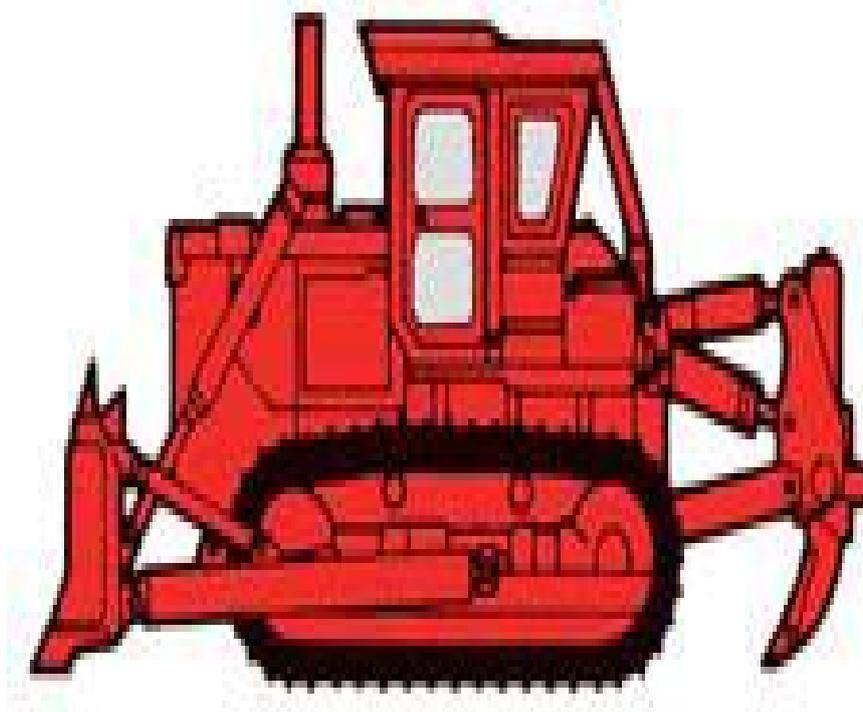


Fig VII-6-schéma de doser à chenille

VII-4-3-Chargeur(retro-chargeur)

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Fig VII-7-schéma d'un retro-chargeur



VII-4-4-Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VII-5-CONCLUSION

- Dans ce chapitre on a calculé les volumes des terres à excaver et à remblaiers pour faire l'estimation du temps de réalisation du projet ; en déterminant aussi les caractéristiques des engins à choisir.
- Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans notre étude, on a fait une analyse sur le site de la région d'étude, et d'après l'extension de la commune de boudouaou, on a déterminé les besoins pour l'horizon 2035; le réaménagement de tracé et les calculs du système d'AEP (source, adduction, stockage, distribution) étaient pour que le réseau fonctionne dans des bonnes conditions . Les canalisations sont en plusieurs matériaux (acier, fonte, PEHD, AMC) , donc une étude de protection contre la corrosion était faite pour un bon fonctionnement du réseau.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Enfin je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A.LENCASTRE** « Hydraulique générale », Edition Eyrolles, Paris 1983.
- [2] **ANDRE. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II Eyrolles, Paris 1977.
- [3] **B.SALAH** :« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.
- [4] **J. BOUNIN** « Hydraulique urbaine », Tome II Eyrolles, Paris 1982.
- [5] **DEGREMONT** : « Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement» tome I, Editions Eyrolles Paris 1978.
- [6] **M.MEUNIER** « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression», ENGREF, Paris 1980.
- [7] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.
- [8] **Pipeline engineering GMBH** «Protection cathodique contre la corrosion».