

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj El Amir Abdelkader (w. Tissemsilt).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-11

APA Citation (توثيق APA):

Azzaz Rahmani, Farouk (2011). Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj El Amir Abdelkader (w. Tissemsilt)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

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:

**ETUDE DU SCHEMA DIRECTEUR D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE BORDJ
EL-AMIR. ABDELKADER (W.TISSEMSILT)**

Présenté par :

M^r AZZAZ RAHMANI FAROUK

Promotrice :

M^{me} KAHLERRAS.M

Devant le jury composé de :

President: M^r B.SALAH

Examineurs: M^{me} W.MAHMOUDI

M^r A.HACHEMI

M^{me} S.BELLABAS

M^r M.BOUZIANE

Octobre 2011

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- *Mes très chers parents .*
- *Tous mes frères ABDELKADER, IZZEDDINE, FAYSSAL et sœurs IMANE et ASMAA.*
- *Toute ma famille.*
- *Mes cousins et mes cousines.*
- *Tous mes amis de BORDJ EL-EMIR AËK,*
- *A mes amis ABDELHAMID, EBRAHIM, MOUHAMED, ABDELKADER, MOUFIDA,*
- *Tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*
- *Tous mes amis de l'école .*
- *Tous mes amis de la cité Soumaa 3.*
- *Tous mes amis de l'ENSH.*

AZZAZ RAHMANI FAROUK

Remerciements

Tous d'abord je tiens à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice « M^{me} KAHLERRAS MALIKA » de m'avoir orienté et pour ces conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but de mener à bien ce projet de fin d'étude.

- A M^r SALAH BOUALAME qui m'a beaucoup aidé et que je n'oublie pas ses services.

- Mes remerciements vont également à Mme DERNOUNI.F, Mr AMARI et Mme BARBACHE..., et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de L'ENSH.

-A mes amis ABDELHAMIDE et MOUFIDA pour la saisie de cette thèse.

-Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

AZZAZ RAHMANI FAROUK

ملخص:

أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط النوعي للدراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة برج الأمير عبد القادر من أجل الاستجابة نوعيا وكميا للطلبات المتزايدة للسكان, دراستنا ستحلل كل جوانب الأزمة على مستوى الشبكة و تحلها.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan spécifique de l'étude du réseau d'A.E.P de la ville de BORDJ EL-EMIR ABDELKADER a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population. Notre étude analysera tout les aspects du problème au niveau de notre réseau et les résoudre.

Abstract

The memory of our last studies consist to join all points Which touch the specific plan of the A.W.P net's renewal of BORDJ EL-EMIR ABDELKADER in order to answer qualitively and quantitatively to the growing needs of the population. Our study will analyze all problem aspect on level of our network and resolve them.

SOMMAIRE :

Introduction générale

Chapitre I :

Présentation de la ville

I.1/ Situation géographique	1
I.2/ Analyse du milieu naturelle	2
I.2.1) Topographie	2
I.2.2) Géologie	2
I.2.3) Hydrogéologie	3
a) Puits et Sources	3
b) forages	3
c) Eaux superficielles	4
I.2.4) Climat.....	4
a) Le climat.....	4
b) la température	4
c) la pluviométrie	4
I 3/ Les réservoirs	5
Conclusion	5

Chapitre II :

Calcul des besoins en eau

Introduction	6
II-1/ Estimation de la population future	6
II-2/ Consommation moyenne journalière	7
II-3/ Besoins en eau par catégorie	7
II-3-1/ Besoins domestiques	7
II-3-2/ Besoins administratifs.....	8
II-3-3/ Besoins scolaires	9
II-3-4/ Besoins sanitaires	9
II-3-5/ Besoins socioculturels	10
II-3-6/ Besoins commerciaux	11
II-3-7/ Besoins d'arrosage	12
II-4/ Récapitulation des besoins en eaux de la ville	12
II-5/ Comparaison entre les ressources et les besoins	13

Chapitre III :

Etude de variation de la consommation

Introduction	14
III.1. Variation de la consommation	14
III.2. Etude de la variation des débits journaliers	14
III.3. Etude de la variation des débits horaires	16
III.3.1) Consommation maximale horaire	16

III.3.2) Consommation minimale horaire	17
III.3.3) Débit moyen horaire	18
III.3.4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habita.....	19
Conclusion	22

Chapitre IV :

Réseau de distribution

Introduction	23
IV.1-Classification du réseau de distribution	23
IV.1.1- classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération	23
IV.1.1.a .réseau unique	23
IV.1.1.b .réseau en zones étagées	23
IV-1- 2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau.....	24
IV-1-2-a réseau ramifié	24
IV-2-2-b Les réseaux maillés	24
IV-2- Conception d'un réseau	25
IV-3- Principe de tracé d'un réseau maillé	25
IV-4- Calcul hydraulique du réseau maillé	25
IV.4.1- Calcul des débits	26
a) Calcul des débits en route	26

b) Détermination du débit spécifique	26
c) Détermination des débits en route pour chaque tronçon	26
IV.4.2. Calcul des débits	27
a. Cas de pointe	27
-- La première zone	27
-- La deuxième zone	28
b. Cas de pointe + incendie	29
IV-5- Vérification de la vitesse dans le réseau	38
IV-6- Calcul du réseau maillé par la méthode de	
« HARDY – CROSS ».....	38
- 1 ^{ère} lois des nœuds (1 ^{ère} lois de KIRCHOUFF).....	38
- 2 ^{ème} lois des mailles (2 ^{ème} lois de KIRCHOFF).....	39
IV-6-1- Détermination du débit correctif	40
IV-6-1-1- Principe de la méthode de HARDY –CROSS	40
IV-6-1-2- Calcul du débit correctif	40
IV-6-2- calcul du réseau	42
IV-6-3 -Capacités pour la Modélisation Hydraulique	42
IV-6-4 Formule utilisé	43
a- Cas de pointe	44
1-Etat des nœuds	44
1-2- la zone I.....	44

1-2- la zone II	46
2-Etat des tronçons	48
2-1: Zone I	48
2-2 Zone II	51
b-Cas de pointe plus incendie	54
1-Etat des nœuds	54
1-1 Zone I	54
1-2- la zone II	56
2-Etat des tronçons	58
2-1: Zone I	58
2-2 Zone II	61
IV-6-5- Interprétation	64
IV-7- Equipement du réseau de distribution	64
IV-7-1- Type de canalisations	64
IV-7-2- Appareil et accessoires du réseau	64
a- Les robinets-vannes	64
b- Poteaux d'incendie	65
c- Les cônes	65
d- Les Tés et les croix	65
e- Les coudes	65
f- Les ventouses	65
g- Les compteurs	65
h- Robinets de décharge	65

IV-8-Conclusion	65
-----------------------	----

Chapitre V :

Les réservoirs

V.1) Rôle des réservoirs	66
V.2) Emplacement des réservoirs	66
V.3) Principe de fonctionnement	67
V.4) Détermination de la capacité	67
V.4.1) Principe de calcul	67
V.4.2) Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation	68
V.5) Détermination du volume de la bache	70
V.6) Dimensionnement du réservoir	70
V.7) Les équipements des réservoirs	71
V.7.1) Conduite d'adduction	71
V.7.2) Conduite de distribution	72
V.7.3) Conduite du trop-plein	72
V.7.4) Conduite de vidange	73
V.7.5) Conduite BY-PASS	73
V.7.6) Matérialisation de la réserve d'incendie	74
V.8) Conclusion	74

Chapitre VI :

Etude de l'adduction

Introduction	75
VI-1) Choix du tracé	75
VI-2) Choix de type de tuyau	76

VI-3) Détermination du diamètre de la conduite d'adduction	76
Conclusion	78

Chapitre VII :

Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Introduction	79
VII-1) Causes du coup de bélier	79
VII-2) Risques dus aux coups de bélier	79
a) Cas de la surpression	80
b) Cas de dépression	80
c) Fatigue de la canalisation	80
VII-3). Description des phénomènes physiques	80
VII.3.1) État d'équilibre d'un système hydraulique	80
VII-3.2) Onde élastique et oscillation en masse	81
VII-3.3) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions	81
VII-4) Protection contre le coup de bélier	82
a-Vanne à fermeture lente	82
b- Soupape de décharge	82
c-Energie minimale nécessaire pendant l'arrêt de la pompe	83
d-Volant d'inertie	83
VII-5) Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	83
VII-6) Conclusion	85

Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Introduction	86
VIII-1) Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	86
a) Matérialisation	86
b) Nivellement	86

VIII-2) Excavation des tranchées	86
VIII-2.1) Enlèvement de la couche végétale	87
VIII-2.2) Excavation	87
VIII-2.2.1) Profondeur (Htr)	87
VIII-2.2.2) Largeur de la tranchée	88
VIII-2.3) Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation	88
VIII-2.3.1) Pelle équipée en rétro	89
VIII-2.3.2) Pelle équipée en butée	89
VIII-2.3.3) Rendement d'exploitation de la pelle choisie	90
VIII-2.3.4) La durée d'excavation	91
VIII-2.3.5) Aménagement du lit de pose des conduites	91
VIII-3) Pose des conduites	91
VIII-4) Epreuve de joint et de la canalisation	91
VIII-5) Remblaiement de la tranchée	92
VIII-7) Conclusion	92
Conclusion générale	

La liste des tableaux :

Tableau n° I-1: températures moyennes (1996 –2010)	4
Tableau n° I-2 : précipitations moyennes (1996 –2010).....	5
Tableau N°II-1 : Besoins domestiques.....	8
Tableau N°II-2 : évaluation des besoins administratifs.....	8
Tableau II-3 : évaluation des besoins scolaires.....	9
Tableau N°II-4 : évaluation des besoins sanitaires.....	9
Tableau N°II-5 : évaluation des besoins socioculturels.....	10
Tableau N°II-6 : évaluation des besoins commerciaux.....	11
Tableau N°II-7 : évaluation des besoins d’arrosage.....	12
Tableau N°II-8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	12
Tableau N°III.1 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.....	16
Tableau N°III.2 : β_{\max} en fonction du nombre d’habitants.....	17
Tableau N° III.3: β_{\min} en fonction du nombre d’habitants	18
Tableau N° III.4.: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la commune.....	19
Tableau N°III-5: Variation des débits horaires de la ville.....	20
Tableau N°IV.1 : Récapitulatif des débits de calcul de la première zone (cas de pointe).....	28

Tableau N°IV.2 : Récapitulatif des débits de calcul de	
la deuxième zone (cas de pointe)	28
Tableau N° IV.3 : détermination des débits aux nœuds	
de la zone I (cas de pointe).....	30
Tableau N°IV-4 : détermination des débits aux nœuds	
de la zone II (cas de pointe)....	32
Tableau N° IV-5 : détermination des débits aux nœuds	
de la zone I (cas de pointe+incendie).....	34
Tableau N° VI-6: détermination des débits aux nœuds	
de la zone II (pointe+incendie).....	36
Tableau N° IV.7 : état des nœuds du réseau de la zone I	44
Tableau N° IV-8 : état des nœuds du réseau de la zone II.....	46
Tableau N° IV-9 : Calcul des paramètres hydrauliques	
de la zone I« Cas de pointe».....	48
Tableau N-IV-10 : Calcul des paramètres hydrauliques	
de la zone II« Cas de pointe »	51
Tableau N° IV-11 : état des nœuds du réseau de la zone I.....	54
Tableau N° IV-12 : état des nœuds du réseau de la zone II.....	56
Tableau N° IV-13 : Calcul des paramètres hydrauliques	
de la zone I« Cas de pointe».....	58

Tableau IV-14: Calcul des paramètres hydrauliques de la zone II« Cas de pointe »	61
Tableau V-1 : détermination de la capacité du réservoir.....	69
Tableau VI.1 : Calcul des pertes de charges.....	77
Tableau V-1 : Détermination de la capacité du réservoir.....	78
Tableau VII.1 : Calcul de la célérité	84
Tableau VII.2 Valeurs du coup de bélier.....	84
Tableau VII.3 : Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.....	85
Tableau VIII.1 Calcul du volume à excaver	89
Tableau VIII.2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	90.

La liste des figures :

Figure N I-1:Carte de situation administrative	2
Figure N III -1 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération.....	21
Figure N III -2 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	21
Figure N IV-1 : schéma explicatif du réseau	29
Figure N IV-2- Etat des nœuds de la zone I (cas de pointe).....	45
Figure N IV-3 Etat des nœuds de la zone II (cas de pointe).....	47
Figure N IV-4 Etat des tronçons de la zone I (cas de pointe).....	50
Figure N IV-5 Etat des tronçons de la zone II (cas de pointe).....	53
Figure N IV-6 Etat des nœuds de la zone I (cas de pointe+ incendie).....	55
Figure N IV-7 Etat des nœuds de la zone II (cas de pointe + incendie).....	57
Figure N IV-8 Etat des tronçons de la zone I (cas de pointe + incendie).....	60
Figure N IV-9 Etat des tronçons de la zone II (cas de pointe + incendie).....	63
Figure N°V-1 : conduite d'adduction	71

Figure N° V-2 : conduite de distribution	72
Figure N°V-3 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	73
Figure N° VIII-1 : Pelle mécanique.....	88

Liste des planches :

Planche n°1 : Plan de masse du centre-ville BORDJ EL-AMIR

ABDELKADER.

Planche n°2 : Profil en long de la conduite R1000-N32.

Planche n°3 : Profil en long de l'adduction FORAGR-R1000.

INTRODUCTION

Introduction générale :

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de part son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

Vu que la quantité d'eau disponible décroît d'année en année, nous devons réfléchir à des solutions et des stratégies pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire à tous les consommateurs.

Les quantités d'eau, en Algérie, sont pour l'instant peut suffisantes grâce à la mobilisation des eaux de surfaces, des eaux souterraines et même des eaux conventionnelles, mais à l'avenir, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de **BOURDJ EL-AMIR ABDELKADER** (wilaya de **TISSEMSILT**).

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation succincte de la ville, l'estimation des besoins de la ville, variation de la consommation, réseau de distribution, étude des ouvrages de stockage, de l'adduction, la protection du réseau contre le coup de bélier, l'organisation des différents opérations aboutissant à la réalisation du projet.

I.1/ Géographie :

La ville de **BORDJ EL AMIR AEK** est une daïra qui fait partie de wilaya de **TISSEMSILT** (occupe la partie nord/est), elle est située dans la partie sud du bassin versant de **OUSERSENIS**, elle est limitée au nord par le massif de **CHELEF** et au sud par **NAHR OUASSEL**. Elle comprend des agglomérations secondaires ; **SEKAKA**, **SIDI MOSSBAH**, et **SIDI MAGRARI**, Au dernier découpage administratif de 1985 l'ensemble de ces communes compte une superficie de 261Km².et de 10194 habitants au dernier recensement en 2008.

La commune de **BORDJ EL AMIR AEK** se situe à 85km de la ville de **TISSEMSILT**, elle est limitée par:

La commune de **TAREK IBN ZIAD** (W : **AIN DEFLA**) au nord.

La commune de **BOUAICH** (W : **MEDIA**) au sud.

La commune de **THENIET EL HAD** et **EL YOUSOUFIA** à l'ouest.

La commune de **DERRAG** (W : **MEDIA**) à l'est.

Les coordonnées Lambert de la commune sont les suivantes :

$X_1=397,05$ km.

$Y_1=422,75$ km.

$X_2=396,84$ km.

$Y_2=438,25$ km.

Chapitre I : Présentation de la ville

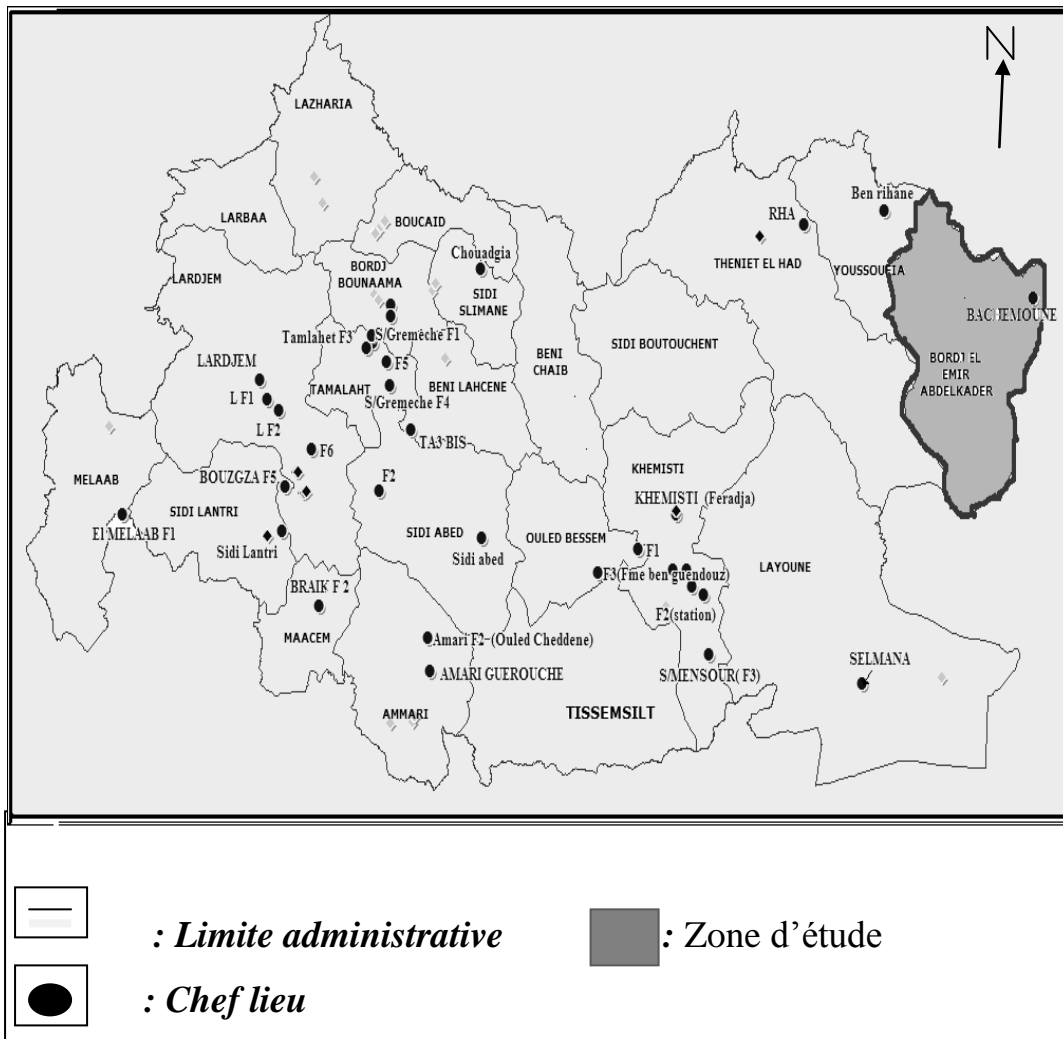


Figure n° I-01: Carte de situation administrative

I.2/ Analyse du milieu naturel :

I.2.1) Topographie :

La ville de **BORDJ EL AMIR AEK** est caractérisée par une forte dénivelée dont les altitudes varient de : 200m à 110m du OUEST vers le EST.

I.2.2) Géologie :

La zone d'étude est représentée par les sols suivants:

Chapitre I : Présentation de la ville

-Sols minéraux sont représentés par des régosols: affouement de roches marneux ou marno-calcaires.

-Sols à caractères verticaux évoluant des collusions marneux en bas de pente

-Sols à accumulations calcaires peu répandues.

I.2.3) Hydrogéologie :

a) Puits et Sources:

La commune de **BORDJ EL AMIR AEK** dispose un nombre important de puits et sources éparpillés au niveau du territoire avec des débits variables.

La source la plus importante est celle qui débite au réservoir, cette source qui fut captée par des spécialistes engagés dans le domaine durant la construction des immeubles ordonnées par AMIR ABDELKADER sous la patinoire de KHALIFA BENALLEL en 1838 et 1841. Le captage effectué par des bois de genévrier (TAGA) qui on essaye de moderniser dans les années 1930 et 1940 par l'utilisation du béton, malheureusement cette opération fut par un échec ou la moitié du débit disparue à titre indicatif ce fameux de captage à servir à former des moulinets à eau pendant la présence de l'AMIR AEK. L'état actuelle de la source est en bonne, son débit varie de 20 à 23 l/s entre l'été et l'hiver selon la pluviométrie, lors des abondants des pluies est souvent mélange a de la terre ce qui nécessite des murs de protection. Sa cote de terrain naturel est de 1136m

La deuxième source aussi elle à un débit important qui varie entre 17 à 21 l/s

b) forages :

La commune de **BORDJ EL AMIR AEK** dispose sur deux forages le premier alimente la petite agglomération de SEKAKA. Et le deuxième alimente le réservoir 1000m³, de débit 17 l/s.

Chapitre I : Présentation de la ville

c) Eaux superficielles :

En matière d'eau superficielle la commune est traversée par un ensemble d'oueds tel que OUED TAZA et OUED BOUKHOUID et d'un nombre de cours d'eau à ruissellement temporaire.

I.2.4) Climat :

a) Le climat :

La région de **BORDJ EL AMIR AEK** est caractérisée par un climat de type semi aride obéissant à la particularité du bassin versant de l'OUERSENIS ; hiver humide et été chaud, l'orographie et la position latitudinaire joue un rôle important dans la variation des nuance climatique de cette région.

b) la température :

L'analyse des données thermométrique montre deux saisons bien distinctes divisant l'année en une saison froide et autre chaude

La saison froide allant du mois d'octobre à avril la température atteindre un minimale de moins 3°C.

La saison chaude allant du mois mai à septembre la température atteindre un maximale de plus de 34°C.

Le tableau n° I-1: températures moyennes (1996 – 2010) :

mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
T C°	9.5	12.05	12.4	14.1	15.2	24.8	25.3	29.6	25.5	21	12.6	9.5

Source: APC

c) la pluviométrie :

Les précipitations sont marquée par irrégularité saisonnière et par conséquent une inégale distribution annuelle ces précipitations varient entre 350mm à 500mm par an.

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau n° I-2 : précipitations moyennes (1996 – 2010) :

paramètre	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitation (mm)	25	22.7	83	99	49	32.7	29	22.2	35.4	125.4	105	170.1

Source: APC

I 3/ Les réservoirs :

Le stockage existant s'élève a $1200m^3$

-*Premier réservoir de $1000m^3$* : c'est un réservoir semi-enterré alimenté par la source de RAS TAZA, réalisée en 1992, son état est bon, sa cote est :

Cote de terrain naturel de : CTN 1127.05 m.

Cote de trop plein de : CTP 1134.30 m.

-*Deuxième réservoir de $200m^3$* : c'est une bâche d'eau joue un rôle d'une brise charge.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville de **BORDJ EL AMIR AEK** .Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qu'est la conception d'un nouveau réseau de la ville de **BORDJ EL AMIR AEK** afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

CHAPITRE II

CALCUL DES BESOINS EN EAU

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II-1/ Estimation de la population future :

En 2008, la population de la ville de **BORDJ EL AMIR AEK** était de 10194 habitants. (Source A.P.C).

Etant donné que la ville est en pleine extension, nous travaillons pour un horizon

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots \text{(II-1)}$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu (2040).
- P_0 : population de base ou de l'année de référence (2008).
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence (32 ans).
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
 - Du niveau de vie de la population ;
 - Du développement socioculturel ;

Le taux d'accroissement est de 3.2%, d'après l'A.P.C

Donc :

$$P_{2031} = 27932 \text{ hab}$$

II-2/ Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \dots \dots \dots \text{(II-2)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- Q_i : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II-3/ Besoins en eau par catégorie :

II-3-1/ Besoins domestiques :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$. et de 150 à 200 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet et d'après l'A.P.C, et comme notre agglomération est grande, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$.

Tableau N°II-1 : Besoins domestiques :

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q_{moy,j} (m³/j)
2008	10194	150	152.91
2031	27932	150	4189.8

II-3-2/ Besoins administratifs :

Tableau N°II-2 : évaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
Siège daïra	employé	42	15	0,63
Siège A.P.C	employé	50	15	0,75
Contribution des impôts	employé	8	15	0,12
Sûreté nationale	agent	45	25	1,125
Gendarmerie	agent	36	25	0,9
Protection civile	unité	1	25000	25
Casernes	unité	1	30000	30
Total				58,53

II-3-3/ Besoins scolaires :

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Le tableau N°II-3 résume les résultats.

Tableau II-3 : évaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
2 Ecole primaire	élève	983	15	14,75
2 C.E.M	élève	880	15	13,2
Lycée	élève	487	15	7,3
Crèche	enfant	120	15	1,8
Total				37,05

II-3-4/ Besoins sanitaires

Tableau N°II-4 : évaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Centre de santé	Patient	60	20	1,2
Polyclinique	Patient	100	20	2
Maternité	lit	25	250	6,25
totale				9,45

II-3-5/ Besoins socioculturels :

Tableau N°II-5 : évaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Mosquée	fidèle	1500	20	30
Centre culturel	adhèrent	400	15	6
Bibliothèque	lecteur	120	15	1,8
Salle omnisport	m ²	2000	5	10
stade	vistière	2	10000	20
Totale				67,8

II-3-6/ Besoins commerciaux :

Tableau N°II-6 : évaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Marché	m ²	1500	5	7,5
Restaurant	repas	1000	30	30
Cafés	client	3000	10	30
Boutique	m ²	4000	3	12
Boulangerie	unité	2	500	1
Boucherie	unité	4	50	0,2
Bain maure	unité	1	38000	38
Douche publique	unité	3	28000	84
Toilette publique	unité	2	1400	2,8
Abattoir	unité	1	5000	5
Station service	unité	1	6000	6
Total				216,5

II-3-7/ Besoins d'arrosage :

Tableau N°II-7 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
Jardin publique	m ²	1000	5	5

II-4/ Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville de **BORDJ EL AMIR AEK** sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N°II-8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q_{moy,j} (m³/j)
Domestiques	4189,8
Administratifs	85,53
Scolaires	37,05
Sanitaires	9,45
Commerciaux	216,5
Socioculturels	6,8
Arrosage	5
Total	4550.13

II-5/ Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage et les sources existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y à un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose d'un forage donnant un débit actuel de 17 l/s et une source qui donne un débit de 20 l/s et l'autre source qui donne un débit de 17 l/s donc un débit total de 4665,6 m³/j. alors que les besoins totaux de la ville sont de 4550.13 m³/j, donc il y à un excès égal à :

$$D = 4665,6 - 4550,13 = 115,47 \text{ m}^3/\text{j}.$$

CHAPITRE III

ETUDE DE VARIATION DE LA CONSOMMATION

Introduction :

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de connaître la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

III.1. Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi les quelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

III.2. Etude de la variation des débits journaliers :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K_{minj} .

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}j} * K_{\max j} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(III-1)}$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy}j} * K_{\min j} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(III-2)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy}j}$: débit moyen journalier (m³/j).

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m³/j).

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier (m³/j).

$K_{\max j}$: varie entre 1.1 à 1.3

Pour notre cas nous prenons $K_{\max j} = 1,3$ pour les besoins domestiques et **1.1** pour les autres besoins

$K_{\min j}$: varie entre 0,7 à 0,9

Pour notre cas nous prenons $K_{\min j} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

Le tableau suivant représente la Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Tableau N°III.1 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Cetegorie des besoins	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	K_{maxj}	$Q_{maxj}(m^3/j)$	K_{minj}	$Q_{minj}(m^3/j)$
Domestiques	4189.8	1,3	5446.7	0,9	3770.82
Administratifs	85,53	1,1	94,08	0,7	59,87
Scolaires	37,05	1,1	40,76	0,7	25,94
Sanitaires	9,45	1,1	10,40	0,7	6,62
Commerciaux	216,5	1,1	238,15	0,7	151,55
Socioculturels	6,8	1,1	7,48	0,7	4,76
Arrosage	5	1,1	5,5	0,7	3,5
Total	4550.13		5843.07		4023.06

III.3.Etude de la variation des débits horaires :

III.3.1) Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots (III.3)$$

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. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,2$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant :

Tableau N°III.2 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant *10³	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Donc pour notre cas on prend $B_{\max} = 1,59$; d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,2 * 1,59 = 1,91.$$

$$\boxed{K_{\max,h} = 1,91} .$$

II.3.2) Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le **coefficient d'irrégularité minimale horaire** $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (III.4)$$

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**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,6$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° III.3 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° III.3: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,4$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,6 * 0,57 = 0,342.$$

$$\boxed{K_{\min,h} = 0,342}.$$

II.3.3) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \times \beta_{\min} \quad \text{..... (III.5)}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$$\text{Donc : } Q_{moy,h} = \frac{584,87}{24}$$

$$Q_{moy,h} = 243,46 m^3/h$$

Tableau N° III.4.: Calcul des consommations maximales, minimales, horaires pour la commune :

La ville	Qmoy, h [m ³ /h]	Kmin, h	Qmin, h [m ³ /h]	Kmax, h	Qmax,h [m ³ /h]
TAZA	243.46	0.342	83.26	1.91	465

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants

II.3.4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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 (**voir l'annexe 3**)

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne les (entre 10000 et 50000 hab.). (Puisque le nombre d'habitants à l'année **2040** sera 27932 hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau N°/ **III. 5.**

Tableau N°III-5: Variation des débits horaires de la ville

Heure	Agglomération		Le débit cumulé	
	$Q_{\max j} = 5843.07/j$		$Q_{\max j}$	
h	%	m ³ /h	%	Qc
0-01	1,5	87.65	1,5	87.65
01-02	1,5	87.65	3	175.3
02-03	1,5	87.65	4,5	262.95
03-04	1,5	87.65	6	350.6
04-05	2,5	146.08	8.5	496.68
05-06	3,5	204.51	12	701.19
06-07	4,5	262.94	16.5	964.13
07-08	5,5	321.37	22	1285.5
08-09	6,25	365.19	28.25	1650.69
09-10	6,25	365.19	34.5	2015.88
10-11	6,25	365.19	40.75	2381.07
11-12	6,25	365.19	47	2746.26
12-13	5	292.15	52	3038.41
13-14	5	292.15	57	3330.56
14-15	5,5	321.37	62.5	3651.93
15-16	6	350.58	68.5	4002.51
16-17	6	350.58	74.5	4353.09
17-18	5,5	321.37	80	4674.46
18-19	5	292.15	85	4966.61
19-20	4,5	262.94	89.5	5229.55
20-21	4	233.72	93.5	5463.27
21-22	3	175.29	96.5	5638.56
22-23	2	116.86	98.5	5755.42
23-24	1,5	87.65	100	5843.07
Total	100%	5843.07		

Chapitre III : Etude de variation de la consommation

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 87.65 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 365.19 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes

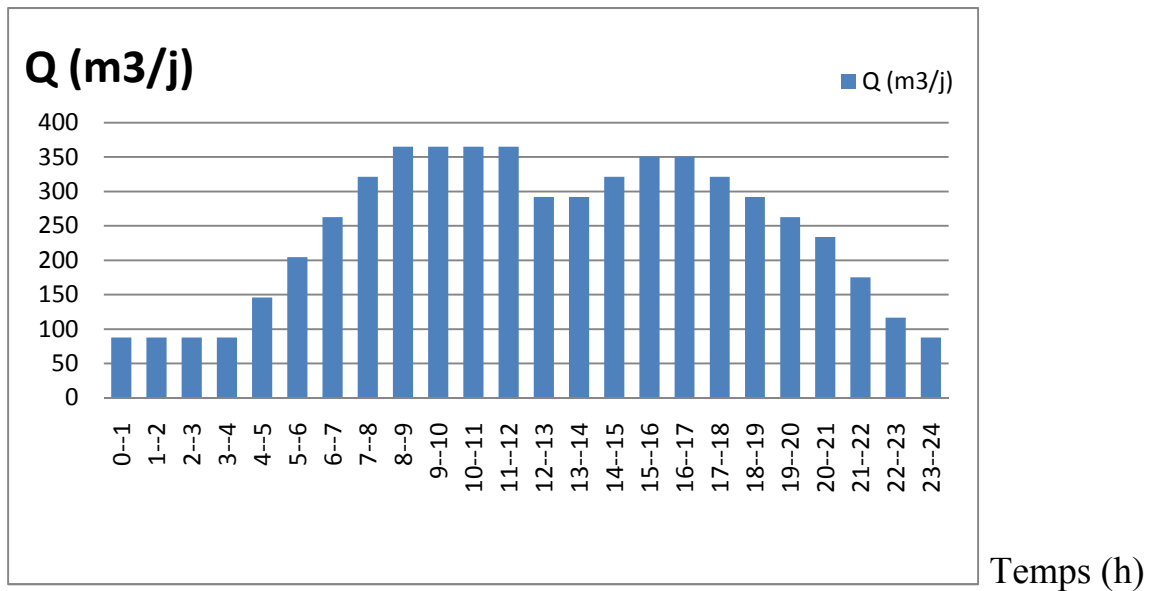


Figure III -1 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération

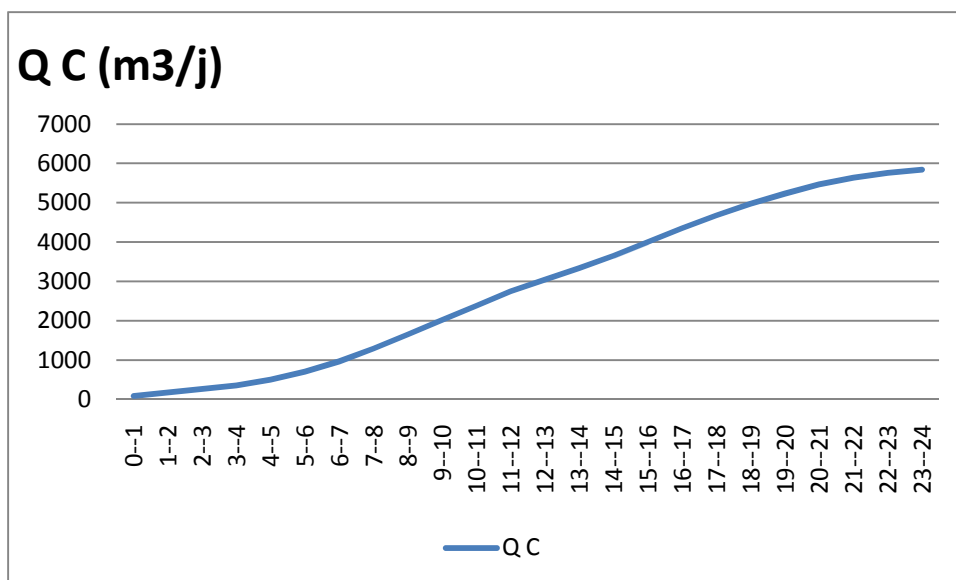


Figure III -2 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

CHAPITRE IV

RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction:

La distribution consiste à fournir pour chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante.

IV.1-Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

IV.1.1- classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

IV.1.1.a .réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

IV.1.1.b .réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

Remarque :

Comme dans notre cas la dénivelée entre le point le plus haut et le point le plus bas de l'agglomération est de $200-60= 140$ m= 14 Bars alors que la limite de pression de service est de 6 bars, donc on doit placer une brise charge environ de 130m, pour briser la charge en deux et en retranchant les pertes de charge nous restant dans la fourchette de pressions raisonnable

IV-1- 2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :

IV-1-2-a réseau ramifié :

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent,

Ce réseau n'assure aucune distribution de retour

Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau.

IV-2-2-b 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.

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

IV-2- 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.

IV-3- 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.

IV-4- Calcul hydraulique du réseau maillé :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue 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 débit supposé concentrés aux nœuds.

IV.4.1- Calcul des débits :

a) 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 :

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots\dots\dots \text{VI-1}$$

Avec :

Q_{cons} : débit consommé.

$\sum Q_r$: somme des débits routes

$\sum Q_{\text{conc}}$: somme des débits concentrés

b) Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau :

$$Q_{\text{sp}} = \sum Q_r / \sum L \dots\dots\dots \text{VI-2}$$

c) Détermination des débits en route pour chaque tronçon :

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

$$Q_{\text{ni}} = 0.5 \sum Q_{\text{ri-k}} + \sum Q_{\text{ci}} \dots\dots\dots \text{VI-3}$$

Ou :

$\sum Q_{\text{ri-k}}$: est la somme des débits de route des tronçons relié au nœud.

$\sum Q_{\text{ci}}$: somme des débits concentrés au nœud.

Remarque :

Tant que l'agglomération est allongée avec un dénivelé important on doit faire la distribution à l'aide d'un réseau étagé, pour cela on divise l'agglomération en deux zones la première est alimentée par le réservoir et la deuxième est alimentée par la première à l'intermédiaire d'une bache d'eau.

IV.4.2. Calcul des débits

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 365,19 \text{ m}^3/\text{h} = 101,44 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 101,44 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 9367,22 \text{ m; donc : } Q_{\text{spc}} = 101,44 / 9367,22 = 0,0108 \text{ l/s/m}$$

$$\text{Finalement on a donc : } Q_{\text{spc}} = 0,0108 \text{ l/s/m}$$

--La première zone :

Cette zone assure un débit de consommation et un débit concentré pour la consommation de la deuxième zone qui est égale à la somme des débits route de cette dernière (débit spécifique multiplié par la somme des longueurs)

$$Q_{\text{cons}} = Q_{\text{spc}} * \sum L_{i1} = 0,0108 * 5103 = 55,11 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{conc}} = 55,11 \text{ l/s}$$

Tableau N°IV.1 : Récapitulatif des débits de calcul de la première zone (cas de pointe) :

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	101,44
	Q_{conc} (l/s)	46,33
	Q_{route} (l/s)	55,11
	∑L_{i1} (m)	5103
	Q_{spc} (l/s/m)	0,0108

-- La deuxième zone :

Tableau N°IV.2 : Récapitulatif des débits de calcul de la deuxième zone (cas de pointe) :

Heure de pointe (08 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	46,33
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	46,33
	∑L_{i1} (m)	4290
	Q_{spc} (l/s/m)	0,0108

b. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud n°32.

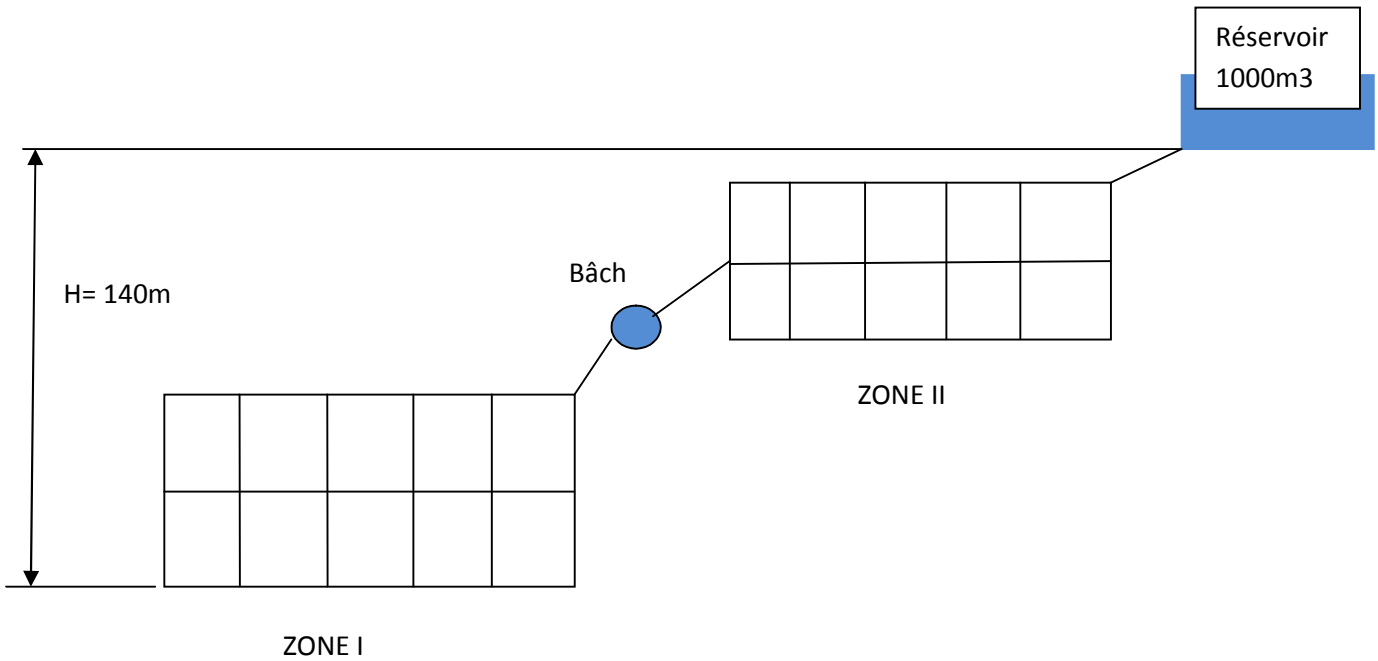


Figure N IV-1 : Schémas explicatif du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau N° IV.3 : détermination des débits aux nœuds de la zone I (cas de pointe)

N°	N°	longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
NŒUD	TRONCON	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
1	R1*1	79.2	0.0108	0.8582	0.4291	2.713
	1*2	180.4	0.0108	1.9548	0.9774	
	1*3	232.65	0.0108	2.5210	1.2605	
2	2*1	180.4	0.0108	1.9548	0.9774	3.84
	2*3	154.4	0.0108	1.6731	0.8366	
	2*5	375.6	0.0108	4.0701	2.035	
3	3*1	232.65	0.0108	2.521	1.2605	3.234
	3*2	154.4	0.0108	1.6731	0.8365	
	3*4	212.2	0.0108	2.2994	1.1497	
4	4*3	212.2	0.0108	2.2994	1.1497	3.823
	4*8	376.6	0.0108	4.0809	2.0404	
	4*9	116.7	0.0108	1.2646	0.6322	
5	5*2	375.65	0.0108	4.0706	2.0353	5.4
	5*6	68.1	0.0108	0.7379	0.3689	
	5*13	552.1	0.0108	5.9827	2.9913	
6	6*5	68.1	0.0108	0.7379	0.3689	2.52
	6*9	40.6	0.0108	0.4399	0.2199	
	6*10	357.4	0.0108	3.8728	1.9364	
7	7*8	126.5	0.0108	1.3707	0.6854	2.624
	7*9	149.5	0.0108	1.62	0.81	
	7*11	208	0.0108	2.2539	1.127	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau IV-3

8	8*4	376.6	0.0108	4.0808376	2.0404188	5.225
	8*7	126.5	0.0108	1.370754	0.685377	
	8*15	488	0.0108	5.287968	2.643984	
9	9*4	116.7	0.0108	1.2645612	0.6322806	1.663
	9*7	149.5	0.0108	1.619982	0.809991	
	9*6	40.6	0.0108	0.4399416	0.2199708	
10	10*6	357.4	0.0108	3.8727864	1.9363932	3.223
	10*11	41	0.0108	0.444276	0.222138	
	10*12	197.1	0.0108	2.1357756	1.0678878	
11	11*7	208	0.0108	2.253888	1.126944	3.151
	11*10	41	0.0108	0.444276	0.222138	
	11*15	333	0.0108	3.608388	1.804194	
12	12*10	197.1	0.0108	2.1357756	1.0678878	2.57
	12*13	69.4	0.0108	0.753102	0.376551	
	12*14	207.5	0.0108	2.24847	1.124235	
13	13*5	552.1	0.0108	5.9825556	2.9912778	4.89
	13*12	69.5	0.0108	0.753102	0.376551	
	13*14	280.2	0.0108	3.0362472	1.5181236	
14	14*12	207.5	0.0108	2.24847	1.124235	50.33
	14*13	280.2	0.0108	3.0362472	1.5181236	
	14*15	209	0.0108	2.264724	1.132362	
	14*B	42	0.0108	0.455112	0.227556	
15	15*11	333	0.0108	3.608388	1.804194	5.58
	15*8	488	0.0108	5.287968	2.643984	
	15*14	209	0.0108	2.264724	1.132362	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau N°IV-4 : détermination des débits aux nœuds de la zone II (cas de pointe)

16	16*B	50.5	0.0108	0.5472	0.2736	1.582
	16*17	143	0.0108	1.5496	0.7748	
	16*21	97.8	0.0108	1.0598	0.5299	
17	17*16	143	0.0108	1.5496	0.7748	2.5956
	17*18	335.5	0.0108	3.6355	1.8178	
18	18*17	335.5	0.0108	3.6355	1.8178	4.1122
	18*19	59	0.0108	0.6393	0.3197	
	18*30	364.5	0.0108	3.9498	1.9749	
19	19*18	59	0.0108	0.6393	0.3197	1.961
	19*21	107	0.0108	1.1595	0.5797	
	19*20	201.6	0.0108	2.1846	1.0922	
20	20*19	201.6	0.0108	2.1846	1.0923	3.933
	20*27	165	0.0108	1.7879	0.894	
	20*30	329.6	0.0108	3.5716	1.7858	
21	21*16	97.8	0.0108	1.0598	0.5299	2.5725
	21*19	107	0.0108	1.1595	0.5797	
	21*22	101.1	0.0108	1.0955	0.5478	
22	21*23	173	0.0108	1.8747	0.9373	1.482
	22*21	101.1	0.0108	1.0955	0.5478	
	22*23	67.7	0.0108	0.7336	0.3668	
	22*24	101	0.0108	1.0945	0.5472	
23	23*21	173	0.0108	1.8747	0.9373	1.8396
	23*22	67.7	0.0108	0.7336	0.3668	
	23*24	99	0.0108	1.0729	0.5364	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau N° IV-4

24	24*22	101	0.0108	0.5472	0.2736	1.504
	24*25	70.3	0.0108	1.5495	0.7748	
	24*26	103.6	0.0108	1.0598	0.5299	
25	25*23	99	0.0108	1.5496	0.7748	1.6871
	25*24	70.3	0.0108	3.6355	1.8178	
	25*26	143	0.0108	3.6355	1.8178	
26	26*24	103.6	0.0108	0.6393	0.3197	1.8747
	26*25	143	0.0108	3.9498	1.9749	
	26*27	100	0.0108	0.6393	0.3197	
27	27*26	100	0.0108	1.1595	0.5797	3.8552
	27*28	282	0.0108	2.1846	1.0923	
	27*29	144.7	0.0108	2.1845	1.0923	
	27*20	212	0.0108	1.788	0.894	
28	28*27	165	0.0108	3.5716	1.7858	3.142
	28*29	256.8	0.0108	1.058	0.5299	
29	29*27	144.7	0.0108	1.1595	0.5797	3.8515
	29*28	256.8	0.0108	1.0955	0.5478	
	29*31	297.5	0.0108	1.8747	0.9373	
30	30*18	364.5	0.0108	1.0955	0.5478	4.5286
	30*20	329.6	0.0108	0.7336	0.3668	
	30*31	152.3	0.0108	1.0945	0.5472	
31	31*30	152.3	0.0108	1.8747	0.9373	3.992
	31*29	297.5	0.0108	0.7336	0.3668	
	31*32	306.8	0.0108	1.0728	0.5364	
32	32*31	306.8	0.0108	1.0945	0.5472	1.8297

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau N° IV-5 : détermination des débits aux nœuds de la zone I (cas de pointe+incendie)

N°	N°	longueur	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
NŒUD	TRONCON	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
1	R1*1	79.2	0.0108	0.8582	0.4291	2.7133
	1*2	180.4	0.0108	1.9548	0.9774	
	1*3	232.65	0.0108	2.5210	1.2605	
2	2*1	180.4	0.0108	1.9548	0.9774	3.836
	2*3	154.4	0.0108	1.6731	0.8366	
	2*5	375.6	0.0108	4.0701	2.035	
3	3*1	232.65	0.0108	2.521	1.2605	3.234
	3*2	154.4	0.0108	1.6731	0.8365	
	3*4	212.2	0.0108	2.2994	1.1497	
4	4*3	212.2	0.0108	2.2994	1.1497	3.8225
	4*8	376.6	0.0108	4.0809	2.0404	
	4*9	116.7	0.0108	1.2646	0.6322	
5	5*2	375.65	0.0108	4.0706	2.0353	5.3932
	5*6	68.1	0.0108	0.7379	0.3689	
	5*13	552.1	0.0108	5.9827	2.9913	
6	6*5	68.1	0.0108	0.7379	0.3689	2.5196
	6*9	40.6	0.0108	0.4399	0.2199	
	6*10	357.4	0.0108	3.8728	1.9364	
7	7*8	126.5	0.0108	1.3707	0.6854	2.6235
	7*9	149.5	0.0108	1.62	0.81	
	7*11	208	0.0108	2.2539	1.127	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau N° IV-5

8	8*4	376.6	0.0108	0,7616	0,3808	5.2224
	8*7	126.5	0.0108	0,7616	0,3808	
	8*15	488	0.0108	1,36	0,68	
9	9*4	116.7	0.0108	1,36	0,68	1.6628
	9*7	149.5	0.0108	7,888	3,944	
	9*6	40.6	0.0108	4,5424	2,2712	
10	10*6	357.4	0.0108	2,8832	1,4416	3.2226
	10*11	41	0.0108	0,7344	0,3672	
	10*12	197.1	0.0108	2,8832	1,4416	
11	11*7	208	0.0108	4,76	2,38	3.151
	11*10	41	0.0108	1,768	0,884	
	11*15	333	0.0108	2,8832	1,4416	
12	12*10	197.1	0.0108	1,36	0,68	2.7349
	12*13	69.5	0.0108	1,36	0,68	
	12*14	207.5	0.0108	1,224	0,612	
13	13*5	552.1	0.0108	1,768	0,884	5.0557
	13*12	69.5	0.0108	1,224	0,612	
	13*14	280.2	0.0108	0,952	0,476	
14	14*12	207.5	0.0108	0,816	0,408	3.9163
	14*13	280.2	0.0108	0,952	0,476	
	14*15	209	0.0108	0,816	0,408	
	14*B	42	0.0108	3,264	1,632	
15	15*11	333	0.0108	0,272	0,136	5.3674
	15*8	488	0.0108	3,264	1,632	
	15*14	209	0.0108	0,272	0,136	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau N° IV-6: détermination des débits aux nœuds de la zone II (pointe+incendie)

16	16*B	50.5	0.0108	0.5472	0.2736	1.582
	16*17	143	0.0108	1.5496	0.7748	
	16*21	97.8	0.0108	1.0598	0.5299	
17	17*16	143	0.0108	1.5496	0.7748	2.5956
	17*18	335.5	0.0108	3.6355	1.8178	
18	18*17	335.5	0.0108	3.6355	1.8178	4.1122
	18*19	59	0.0108	0.6393	0.3197	
	18*30	364.5	0.0108	3.9498	1.9749	
19	19*18	59	0.0108	0.6393	0.3197	1.961
	19*21	107	0.0108	1.1595	0.5797	
	19*20	201.6	0.0108	2.1846	1.0922	
20	20*19	201.6	0.0108	2.1846	1.0923	3.933
	20*27	165	0.0108	1.7879	0.894	
	20*30	329.6	0.0108	3.5716	1.7858	
21	21*16	97.8	0.0108	1.0598	0.5299	2.5725
	21*19	107	0.0108	1.1595	0.5797	
	21*22	101.1	0.0108	1.0955	0.5478	
22	21*23	173	0.0108	1.8747	0.9373	1.482
	22*21	101.1	0.0108	1.0955	0.5478	
	22*23	67.7	0.0108	0.7336	0.3668	
	22*24	101	0.0108	1.0945	0.5472	
23	23*21	173	0.0108	1.8747	0.9373	1.8396
	23*22	67.7	0.0108	0.7336	0.3668	
	23*24	99	0.0108	1.0729	0.5364	

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau N° IV.6

24	24*22	101	0.0108	0.5472	0.2736	1.504
	24*25	70.3	0.0108	1.5495	0.7748	
	24*26	103.6	0.0108	1.0598	0.5299	
25	25*23	99	0.0108	1.5496	0.7748	1.6871
	25*24	70.3	0.0108	3.6355	1.8178	
	25*26	143	0.0108	3.6355	1.8178	
26	26*24	103.6	0.0108	0.6393	0.3197	1.8747
	26*25	143	0.0108	3.9498	1.9749	
	26*27	100	0.0108	0.6393	0.3197	
27	27*26	100	0.0108	1.1595	0.5797	3.8552
	27*28	282	0.0108	2.1846	1.0923	
	27*29	144.7	0.0108	2.1845	1.0923	
	27*20	212	0.0108	1.788	0.894	
28	28*27	165	0.0108	3.5716	1.7858	3.142
	28*29	256.8	0.0108	1.058	0.5299	
29	29*27	144.7	0.0108	1.1595	0.5797	3.8515
	29*28	256.8	0.0108	1.0955	0.5478	
	29*31	297.5	0.0108	1.8747	0.9373	
30	30*18	364.5	0.0108	1.0955	0.5478	4.5286
	30*20	329.6	0.0108	0.7336	0.3668	
	30*31	152.3	0.0108	1.0945	0.5472	
31	31*30	152.3	0.0108	1.8747	0.9373	3.992
	31*29	297.5	0.0108	0.7336	0.3668	
	31*32	306.8	0.0108	1.0728	0.5364	
32	32*31	306.8	0.0108	1.0945	0.5472	18,297

Remarque :

Le signe (*) désigne : du nœud...au nœud... .

IV-5- 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.

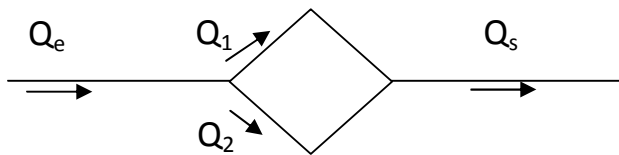
IV-6- Calcul du réseau maillé par la méthode de

« 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) :**



Avec :

Q_e : débit entrant.

Q_s : débit sortant

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

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \dots \dots \dots \text{VI-4}$$

• **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.

$$Q = V \cdot S = 4 \cdot V / \pi D^2 \dots\dots\dots \text{VI-5}$$

$$\boxed{V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}} \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{VI-6}$$

- ✓ V: la vitesse d'écoulement
- ✓ S: la section de la conduite

En fin

$$\Delta H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots\dots\dots \text{VI-7}$$

$$\Delta H_t = r \cdot Q^2 \dots\dots\dots \text{VI-8}$$

Avec ;

r : résistance de la conduite.

Pour une bonne sécurité, et pour tenir compte de l'accroissement éventuel de la consommation, de l'incertitude du sens réel d'écoulement dans un réseau maillé, de la présence possible de dépôt en certains endroits, le coefficient de rugosité :

$$\xi = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{T_i} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2 \dots\dots\dots \text{VI-9}$$

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

IV-6-1- Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \dots\dots\dots VI-10$$

Q_0 : Débit supposé. (L/s)

Q_1 : débit corrigé. (L/s)

ΔQ_0 : débit corrective. (L/s)

On a :

$$\Delta H_T = rQ_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2 \dots\dots\dots VI-11$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum r (Q_0^2 + Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0$$

ΔQ_0 : est très petit par rapport à Q_0 .

IV-6-1-1- 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.

IV-6-1-2- Calcul du débit correctif :

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots VI-12$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot L \dots\dots\dots VI-13$$

λ : coefficient de frottement évolué par.

Chapitre IV : Réseau de distribution

- Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots\dots\dots \text{VI-14}$$

- La formule de NIKHRADZE :

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

Les pertes de charge singulière sont estimée a 15% des pertes de charge linéaires :

Alors.

$$\Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L \dots\dots\dots \text{VI-15}$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L \dots\dots\dots \text{VI-16}$$

Soit : $L_e = 1.15 L$ (La longueur équivalente)

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

Alors : $\Delta Q_0^2 \approx 0$

Donc : $\sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$

$$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$$

D'où :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots \text{VI-17}$$

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

- correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQ_i
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

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} .

Chapitre IV : Réseau de distribution

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 inférieures à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

IV-6-2- calcul du réseau :

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

IV-6-3 -Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules suivantes :
Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).

- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

IV-6-4 Formule utilisé

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 et à tous les liquides.

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

Où:VI-18

HL = pertes de charges (m)

g = accélération de la pesanteur (m/s^2)

L = longueur du tuyau (m)

d = diamètre du tuyau (m)

v = vitesse d'écoulement (m/s),

f = facteur de friction.

Q = débit (m^3/s)

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

Les tableaux suivants donnent tous les résultats pour les calculs hydrauliques

Chapitre IV : Réseau de distribution

a- Cas de pointe :

1- Etat des nœuds :

1-1 Zone I :

Tableau N° IV.7 : état des nœuds du réseau de la zone I :

N° de nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	L/S	m	m
1	201	2.713	213	12
2	191	3.836	211.86	20.86
3	194	3.234	211.17	17.17
4	176	3.822	209.71	33.71
5	180	5.933	209.64	29.64
6	180	2.52	208.9	28.9
7	170	2.624	207.03	37.03
8	153	5.223	206.22	53.22
9	179.5	1.663	209.24	29.74
10	158.5	3.223	205.21	46.71
11	157	3.151	204.84	47.84
12	147.5	2.47	203.49	55.99
13	139.5	4.885	202.92	63.42
14	137	50.33	201.75	64.75
15	149.3	5.58	203.87	54.57
R	211.5	-----	213.5	2

Chapitre IV : Réseau de distribution

1-2- la zone II

Tableau N° IV-8 : état des nœuds du réseau de la zone II

N° de nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	L/S	m	m
16	120	1.582	136.44	16.44
17	122	2.593	135.92	13.92
18	104	4.112	132.27	28.27
19	108	1.961	133.43	25.43
20	96	3.933	127.06	31.06
21	106	2.572	135.67	29.67
22	95	1.482	134.83	39.83
23	97	1.84	133.95	36.95
24	87	1.5	134.13	47.13
25	85	1.687	133.3	48.3
26	78	1.875	132.1	54.1
27	87	3.855	131.48	44.48
28	76.5	3.14	112.99	36.49
29	78	3.85	126.92	48.92
30	84	4.53	117.45	33.45
31	75	3.99	113.72	38.72
32	60	1.83	90.84	30.84
Bâche	137	----	137	0

Chapitre IV : Réseau de distribution

2-Etat des tronçons :

2-1: Zone I

Tableau N° IV-9 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone I« Cas de pointe»

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
1	R	1	87.73	350	148.97	1.55	5.65
2	1	2	180.4	300	105.69	1.5	6.37
3	1	3	232.65	200	40.56	1.29	7.88
4	2	3	152	40	0.41	0.33	4.51
5	3	4	212.2	200	37.74	1.2	6.86
6	2	5	375.6	300	101.44	1.44	5.89
7	4	9	116.7	200	28.59	0.91	4.04
8	4	8	376.6	90	5.32	0.84	9.28
9	5	6	66.89	200	48.59	1.55	11.16
10	6	9	40.88	40	-0.58	0.46	8.43
11	5	15	552.92	200	46.93	1.49	10.44
12	6	10	357.27	200	46.64	1.48	10.31
13	9	7	149.31	150	26.35	1.49	14.83
14	8	7	126.5	63	-1.69	0.54	6.41
15	7	11	208.41	150	22.04	1.25	10.52
16	8	13	460.97	63	1.79	0.57	7.15
17	10	11	40.11	40	0.61	0.49	9.37

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau IV- 9

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
18	10	12	197.4	200	42.81	1.36	8.74
19	15	14	280.2	200	39.78	1.27	7.59
20	12	14	207.37	200	41.9	1.33	8.39
21	12	15	69.4	63	1.57	0.5	5.58
22	11	13	230.16	150	19.5	1.1	8.32
23	13	14	196.67	150	16.41	0.93	5.98
24	14	B	40,3	200	47.76	1.52	64.75

Chapitre IV : Réseau de distribution

2-2 Zone II :

Tableau N-IV-10 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone II « Cas de pointe »

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
25	B	16	54.57	200	46.33	1.47	10.18
26	16	17	143	90	3.25	0.51	3.68
27	17	18	335.5	40	0.66	0.53	10.88
28	16	21	94.42	200	41.5	1.32	8.24
29	21	19	106.89	110	-13.87	1.46	20.88
30	18	19	58.98	90	-7.92	1.25	19.79
31	21	22	100.48	150	19.54	1.11	8.35
32	21	23	173	90	5.52	0.87	9.94
33	22	24	105.52	150	-17.33	0.98	6.64
34	23	25	99	90	4.41	0.69	6.5
35	22	23	67.53	40	0.73	0.58	13.04
36	24	25	69.38	63	-2.34	0.75	11.88
37	25	26	143	90	-5.07	0.8	8.45
38	24	26	102.69	110	13.48	1.42	19.79
39	26	27	100.32	150	16.67	0.94	6.17
40	19	20	196.07	63	3.98	1.28	32.54
41	18	30	364.5	63	4.47	1.43	40.64

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau N-IV-10

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
42	20	30	329.6	40	-1.12	0.89	29.13
43	20	27	165.32	40	-1.07	0.85	26.75
44	27	28	301.51	40	1.65	1.32	61.33
45	28	29	278.4	40	-1.49	1.18	50.07
46	27	29	144.39	90	10.1	1.59	31.54
47	29	31	288.06	63	4.76	1.53	45.83
48	30	31	141.73	40	1.06	0.84	26.33
49	31	32	307	40	1.83	1.46	74.52

Chapitre IV : Réseau de distribution

b-Cas de pointe plus incendie :

1-Etat des nœuds :

1-1 Zone I :

Tableau N° IV-11 : état des nœuds du réseau de la zone I :

N° de nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	L/S	m	m
1	201	2.71	212.9	11.9
2	191	3.84	211.48	20.48
3	194	3.23	210.73	16.73
4	176	3.82	208.98	32.98
5	180	5.93	208.73	28.73
6	180	2.52	207.8	27.8
7	170	2.62	205.67	35.67
8	153	5.22	204.93	51.93
9	179.5	1.66	208.4	28.9
10	158.5	3.22	203.13	44.63
11	157	3.15	202.83	45.83
12	147.5	2.47	200.89	53.39
13	139.5	4.89	200.3	60.8
14	137	67.33	198.61	61.61
15	149.3	5.58	201.39	52.09
R	211.5	----	213.5	2

Chapitre IV : Réseau de distribution

1-2- la zone II :

Tableau N° IV-12 : état des nœuds du réseau de la zone II

N° de nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	L/S	m	m
16	120	1.58	136.68	16.68
17	122	2.59	136.12	14.12
18	104	4.11	130.99	26.99
19	108	1.96	131.9	23.9
20	96	2.93	127.44	31.44
21	106	2.57	135.23	29.23
22	95	1.48	133.26	38.26
23	97	1.84	132.33	35.33
24	87	1.5	131.48	44.48
25	85	1.69	131.11	46.11
26	78	1.88	129.96	51.96
27	87	3.86	128.13	41.13
28	76.5	3.14	111.15	34.65
29	78	3.85	126.41	48.41
30	84	4.53	122.75	38.75
31	75	3.99	116.36	41.36
32	60	18.83	104.78	44.78
Bâche	137	----	137	0

Chapitre IV : Réseau de distribution

2-Etat des tronçons :

2-1: Zone I

Tableau N° IV-13 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone I « Cas de pointe plus incendie »

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
1	R	1	87.73	350	164.79	1.71	6.87
2	1	2	180.4	300	117.82	1.67	7.86
3	1	3	232.65	200	44.26	1.41	9.32
4	2	3	152	40	0.43	0.34	4.94
5	3	4	212.2	200	41.45	1.32	8.22
6	2	5	375.6	300	113.56	1.61	7.32
7	4	9	116.7	200	31.87	1.01	4.97
8	4	8	376.6	90	5.76	0.91	10.78
9	5	6	66.89	200	54.47	1.73	13.92
10	6	9	40.88	40	-0.78	0.62	14.79
11	5	15	552.92	200	53.15	1.69	13.27
12	6	10	357.27	200	52.73	1.68	13.07
13	9	7	149.31	150	29.43	1.67	18.34
14	8	7	126.5	63	-1.61	0.52	5.85
15	7	11	208.41	150	25.2	1.43	13.6
16	8	13	460.97	63	2.14	0.69	10.04
17	10	11	40.11	40	0.54	0.43	7.43

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau N-IV-13

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
18	10	12	197.4	200	48.97	1.56	11.33
19	15	14	280.2	200	45.78	1.46	9.95
20	12	14	207.37	200	48.3	1.54	11.03
21	12	15	69.4	63	1.79	0.58	7.2
22	11	13	230.16	150	22.58	1.28	11.02
23	13	14	196.67	150	19.84	1.12	8.6
24	14	B	40,3	200	46.59	1.48	61.61

Chapitre IV : Réseau de distribution

2-2 Zone II :

Tableau N-IV-14: Calcul des paramètres hydrauliques de la zone II« Cas de pointe »

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
25	B	16	54.57	250	62.33	1.27	5.81
26	16	17	143	90	3.39	0.53	3.96
27	17	18	335.5	40	0.79	0.63	15.28
28	16	21	94.42	200	57.36	1.83	15.39
29	21	19	106.89	110	-17.07	1.8	31.19
30	18	19	58.98	110	-11.81	1.24	15.34
31	21	22	100.48	150	30.45	1.72	19.6
32	21	23	173	90	7.27	1.14	16.77
33	22	24	105.52	150	-28.22	1.6	16.92
34	23	25	99	90	6.18	0.97	12.3
35	22	23	67.53	40	0.75	0.6	13.8
36	24	25	69.38	40	-0.44	0.35	5.25
37	25	26	143	90	-4.94	0.78	8.04
38	24	26	102.69	150	26.28	1.49	14.74
39	26	27	100.32	150	29.34	1.66	18.23
40	19	20	196.07	63	3.3	1.06	22.74
41	18	30	364.5	90	8.49	1.33	22.6

Chapitre IV : Réseau de distribution

Suite du tableau N-IV-14

N° de tronçon	Du nœud	Au nœud	longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	LPS	m/s	m/km
42	20	30	329.6	40	-0.76	0.61	14.21
43	20	27	165.32	40	-0.39	0.31	4.21
44	27	28	301.51	40	1.58	1.26	56.31
45	28	29	278.4	40	-1.56	1.24	54.81
46	27	29	144.39	150	23.51	1.33	11.9
47	29	31	288.06	110	18.1	1.9	34.92
48	30	31	141.73	63	4.72	1.52	45.15
49	31	32	307	110	18.83	1.98	37.71

IV-6-5- Interprétation :

La première variante à un seul réservoir, une addiction moyennement faible, pression meilleur, vitesse acceptable appart quelle que tronçons

La deuxième variante à deux réservoirs, une addiction supérieure a la première et reste les pressions, les vitesses acceptable appart quelle que tronçons.

Donc économiquement la première variante c'est la meilleur.

IV-7- Equipement du réseau de distribution :

IV-7-1- Type de canalisations :

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD de longueur qui peut atteindre 6 m pour les grands diamètres et des roulant pour les petites diamètres. L'épaisseur est de 14mm à 18 mm. les diamètre utilises dans notre réseau variant entre 90 mm et 400mm

IV-7-2- Appareil et accessoires du réseau :

Essayons de faire un dénombrement sommaire sur les accessoires qui peuvent être utilises pour l'équipement de notre réseau

a- Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettent l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits.

b- Poteaux d'incendie :

Ils doivent être raccordés sur des conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar

c- Les cônes :

Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents, ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autre accessoires.

d- Les Tés et les croix :

Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.

e- Les coudes :

Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction

f- Robinets de décharge :

Ce sont des robinets places aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange a l'intérieur d'un regard en maçonnerie

g- Les compteurs :

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

h- Les ventouses :

Nous prévoyons des ventouses aux endroits de chaque point haut pour éliminer les cantonnements d'air car la présence d'air peut occasionner la coupure de la veine liquide

IV-8-Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET.

CAPITRE V

LES RESERVOIRS

V.1) Rôle des réservoirs :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer des débits aux heures de pointe, ils permettent de combattre efficacement les incendies les réservoirs offrent les avantages suivants :

Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.

Simplification l'exploitation.

Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.

Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.

Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.

Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

Jouer le rôle de relais.

V.2) Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

Le point de plus bas à alimenter.

La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).

Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.

L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :

Simplicité de réalisation du coffrage.

Etanchéité plus facile à réaliser.

V.3) Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

Les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularisation importante.

Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

V.4) Détermination de la capacité :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

V.4.1) Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extrêmes cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

V.4.2) Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation :

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation graphique N°-III-1

Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.

En conséquence , la 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 N° 39 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³ le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{P\% \cdot Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots V-1$$

P % : représente le maximum des restes de Q_{maxj} en pourcentage.

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir

Chapitre V : Les réservoirs

Tableau N°V-1 : détermination de la capacité du réservoir

Heures	consommation horaires de O max.i	refoulement d'eau	arrivée d'eau le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau le réservoir
H	En %	En %	En %	En %	En %
0--1	1,5	0	-	1,5	4,5
1--2	1,5	0	-	1,5	3
2--3	1,5	0	-	1,5	1,5
3--4	1,5	0	-	1,5	00
4--5	2,5	5	2,5	-	2,5
5--6	3,5	5	1,5	-	4
6--7	4,5	5	0.5	-	4,5
7--8	5,5	5	-	0,5	4
8--9	6,25	5	-	1,25	2,75
9--10	6,25	5	-	1,25	1,5
10--11	6,25	5	-	1,25	0,25
11--12	6,25	5	-	1,25	-1
12--13	5	5	-	0	-1
13--14	5	5	-	0	-1
14--15	5,5	5	-	0,5	-1,5
15--16	6	5	-	1	-2,5
16--17	6	5	-	1	-3,5
17--18	5,5	5	-	0,5	-4
18--19	5	5	-	0	-4
19--20	4,5	5	0,5	-	-3,5
20--21	4	5	1	-	-2,5
21--22	3	5	2	-	-0,5
22--23	2	5	3	-	2,5
23--24	1,5	5	3,5	-	6
total	100	100	14,5	14,5	

$$V_u = \frac{10 * 5843,07}{100} = 584,307 \text{ m}^3$$

$$V_T = 584,307 + 120 = 704,307 \text{ m}^3$$

Donc : $V_T = 704,307 \text{ m}^3$

On prend un réservoir de volume $V = 750 \text{ m}^3$

V.5) détermination du volume de la bache :

C'est bache d'eau qui joue le rôle d'une brise charge et elle ne doit pas avoir un volume important. Le volume a avoir c'est lui qui assure l'alimentation pendant une heure.

$$V_B = \Sigma Q_n(z_{II}) \cdot 3600 \dots\dots\dots V-2$$
$$= 46,33 \cdot 3600 = 166,8 \text{ m}^3$$

$$V_B = 175 \text{ m}^3$$

$\Sigma Q_n(z_{II})$: La somme des débits nodales de la zone II

Remarque :

Le volume des réservoirs existant est de **1000 m³** ce qui largement suffisant. De même le volume de la bache qui existe est suffisant il est de 200 m³

V.6) Dimensionnement du réservoir :

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$\boxed{V = (\pi D^2 / 4) \cdot H} \text{ donc } D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \dots\dots\dots V-3$$

V : volume du réservoir (m³)

D : diamètre du réservoir (m)

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

Chapitre V : Les réservoirs

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.

Donc :

La cuve et la tour seront exécutées en béton armé

La cuve doit être visitable et ventilée

la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages

la chambre des vannes se situe au pied de la tour ou se trouvent réunies les vannes

l'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

V.7) Les équipements des réservoirs :

V.7.1) Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure N°V-1).

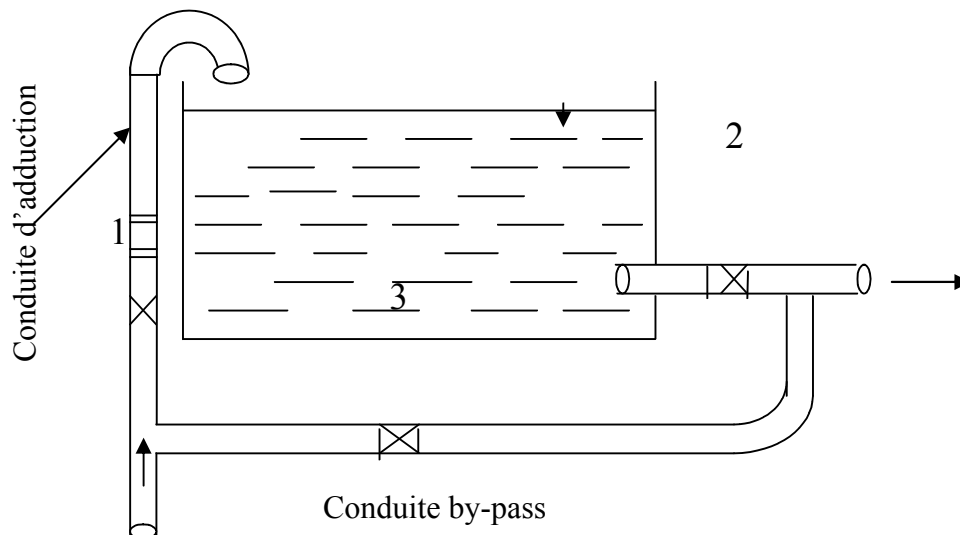


Figure N°V-1 : conduite d'adduction

A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

V.7.2) Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure N° V-2).

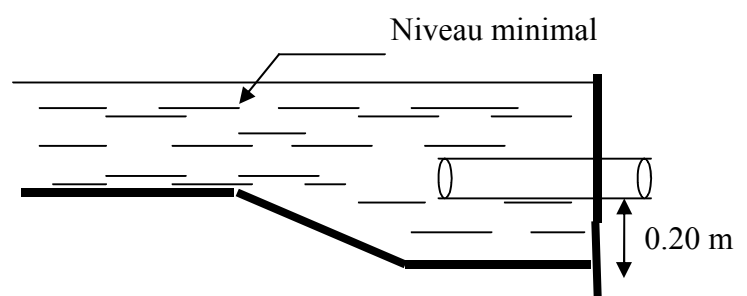


Figure N° V-2 : conduite de distribution

V.7.3) Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

V.7.4) Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (Figure N°V-3)

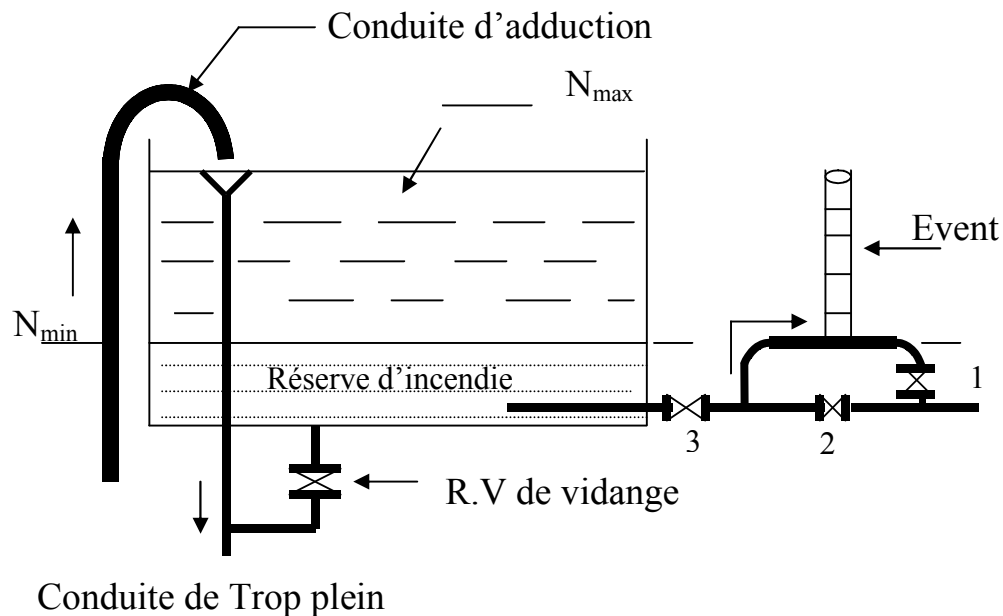


Figure N°V-3 : Matérialisation de la réserve d'incendie

V.7.5) Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (figure N°V-1). Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,

En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

V.7.6) Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (N°V-3) présentée un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte ' qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

Lèvent d'un siphon interdit l'utilisation du au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

V.8) Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter des réservoirs ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé le volume du réservoir existant est suffisant.

Donc, il n'est pas nécessaire de projeter un autre réservoir

La prochaine étape est donc de procéder à une adduction pour alimenter ce réservoir.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction :

L'adduction étant définie comme le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation. Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

L'adduction à écoulement gravitaire :

Cette adduction peut être en charge ou sans charge, l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée mais il est conditionné par la pente et la pesanteur.

L'adduction à écoulement par refoulement :

A ce niveau elle ne peut être qu'en charge, dans ce cas la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation ou des zones de desserte.

On peut aussi énumérer l'adduction mixte.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction gravitaire c'est-à-dire qu'à partir d'une bêche au niveau de la source jusqu'au réservoir d'alimentation.

VI-1) Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.

En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.

Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de 3260 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection

contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

VI-2) Choix de type de tuyau :

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre ; la pression, la condition de pose et de critères d'ordre économique qui reposent sur le prix de fourniture et de transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier qui sont plus économiques que celle en fonte, et 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'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

VI-3) Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour la détermination de la conduite d'une adduction gravitaire on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ($\Delta H_d = \Delta H$). La charge disponible est la différence entre la côte du radier de la bache au niveau de la source et la côte de trop plein du réservoir, pour le calcul de la charge disponible on utilise la relation suivante :

$$\Delta H_d = C_r - C_{T_p} \dots \dots \dots (VI-1)$$

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Avec :

ΔH_d : charge disponible ;

Cr : côte du radier de la bêche ;

CT_p : côte de trop plein du réservoir de distribution ;

Le Tableau V.1 donne les valeurs de pertes de charge :

Tableau VI.1 C alcul des pertes de charges :

	C _d	C _{tp}	ΔH
Source- R1000	1145	1136	9
Source – R1000	1155	1136	12
Forage- R1000	1217	1136	81

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K.L.Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots(VI-2)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge ;

Q : débit journalier en (m³/s) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

D : diamètre de la conduite ;

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;

Donc le diamètre est de :

Le résultat de calcul des diamètres d'adductions sont récapitulés dans le Tableau VI.2 :

Tableau VI.2 Calcul des diamètres d'adductions :

	Q(l/s)	L(m)	k	m	β	ΔH	D(mm)	DN(mm)
Source 1- R1000	20	77	0,00179	5,3	2	9	103,86	125
Source 2 -R1000	17	345	0,00179	5,3	2	12	122,78	125
Forage- R1000	17	3260	0,00179	5,3	2	110	130,83	150

DN : diamètres normalisés

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à des conduites de diamètres 125mm et 150 mm qui permettent de véhiculer les débits jusqu'aux réservoirs de stockage. En tenant compte de la protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation.

Pour diminuer ce dernier, il faut qu'on installe un anti-Bélier au niveau des conduites d'adductions, c'est pour cela notre prochain chapitre sera la protection des conduites contre le coup de bélier.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Introduction :

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 l'eau et par 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 extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

VII-1) Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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 d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;

VII-2) Risques dus aux coups de bélier :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

a) Cas de la 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 d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative, négative à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation :

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

VII-3). Description des phénomènes physiques :

VII.3.1) État d'équilibre d'un système hydraulique :

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

(ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

VII-3.2) Onde élastique et oscillation en masse :

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

VII-3.3) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions :

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielles et cinétiques pour chercher à atteindre un nouveau équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VII-4) Protection contre le coup de bélier :

Les exemples ci-dessous montrent qu'il est impératif de prendre des précautions contre les effets du coup de bélier. Un certain nombre de dispositions peuvent être prises à cet égard, que nous allons examiner plus ou moins brièvement dans ce qui suit, en fonction de l'importance qu'elles peuvent prendre dans les adductions d'eau potable.

a-Vanne à fermeture lente :

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

b- Soupape 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 taré ; elle apporte donc une solution au problème du coup de bélier lorsque l'onde de pression due à celui-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.

Toutefois, une soupape exige une surveillance et un entretien suivis ; en effet si elle venait à ne pas fonctionner, la conduite ne serait plus protégée, et pourrait alors se rompre. De plus, la soupape de décharge ne protège pas la canalisation contre une onde négative, puisqu'elle ne peut introduire l'eau qui serait alors nécessaire.

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

c-Energie minimale nécessaire pendant l'arrêt de la pompe :

Pour éviter une onde de dépression trop forte (qui par réflexion peut devenir une onde de surpression) lors d'une manque subit de puissance sur la pompe, il est nécessaire de pouvoir fournir une certaine quantité d'énergie au moment de ce défaut.

d-Volant d'inertie :

Le volant d'inertie 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.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique ; celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe, grâce au ralentissement progressif du volant. Dans la pratique, le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

VII-5) Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Alliévi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{483 + \frac{D}{e}}} \dots \dots \dots \text{VII-1}$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Pour l'acier : $K = 0,50$

Les résultats de calcul de la célérité sont récapitulés dans le Tableau VI.1 :

Tableau VII.1 : Calcul de la célérité :

	D (mm)	e (mm)	k	a (m/s)
Forage-R1000	150	8	0,5	1303,59

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

$$b = \frac{z.L.V_0}{g.a} \dots\dots\dots \text{VII-2}$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s ;

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

•La surpression :

$$H_s = H_g + b$$

•La dépression:

$$H_d = H_g - b$$

Les valeurs du coup de bélier sont données dans le Tableau VII.2 :

Tableau VII.2 : Valeurs du coup de bélier :

	L(m)	V_0 (m/s)	b(m)	H_g	H_s	H_d
Forage-R1000	3260	0,96	127,6	81	208,6	-46,6

Chapitre VII : Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

Le temps de fermeture de la vanne est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2L}{a} \dots \dots \dots \text{VII-3}$$

t_r : temps de fermeture de la vanne (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

a : célérité d'onde (m/s) ;

Le temps de fermeture de la vanne est donné dans le Tableau VII.3 :

Tableau VII.3 : Calcul du temps de fermeture de la vanne

	L(m)	a(m/s)	t_r (s)
Forage-R1000	3260	1291,98	5

VII-6) Conclusion :

Les effets des coups de bélier peuvent être fatals dans un réseau d'adduction, c'est pour cela que l'installation des moyens anti-béliers est primordiale malgré ces solutions qui ont vu le jour n'éradiquent pas le phénomène (Coup de bélier), par contre elles le limitent.

Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées ;

VIII-1) Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a) Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VIII-2) Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VIII-2.1) Enlèvement de la couche végétale :

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

VIII-2.2) Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs ;
- Pour protéger la canalisation contre le gel ;

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

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

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

La profondeur de la tranchée « Htr »

La largeur de la tranchée « b »

VIII-2.2.1) Profondeur (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Htr = h_1 + h + D \dots\dots\dots (VIII-1)$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : h=1 m.

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

D'où : Htr = 1,15 + D (m).

VIII-2.2.2) Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

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

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VIII-2.3) Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier



Figure VIII.1 : Pelle mécanique

VIII-2.3.1) Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau ;
- Peut excaver dans la direction de la machine ;
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux;

VIII-2.3.2) Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune de deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau VIII.1 Calcul du volume à excaver :

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m ²)	v(m ³)
40	1781	0,64	1,19	0,762	1357,12
63	1003	0,663	1,213	0,8	802,4
90	1300	0,69	1,24	0,85	1105
110	762	0,71	1,26	0,89	678,18
125	431	0,725	1,275	0,924	398,24
150	3260	0,75	1,3	0,975	3178,5
160	1343	0,76	1,31	1	1343
200	2323	0,8	1,35	1,08	2508,84
250	55	0,85	1,40	1,19	65,45
315	557	0,915	1,465	1,34	746,38
400	88	1	1,55	1,55	136,4
Volume total (m ³)					12319,51

Chapitre VIII : Organisation de chantier

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est 12319,51 m³

Remarque : A travers ces volumes calculés, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VIII.2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est inférieure à 20000 m³ et supérieure à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,65 m³.

VIII-2.3.3) Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T \times K_f} \text{ m}^3/\text{h} \dots\dots\dots(\text{VIII-2})$$

Avec :

q : capacité du gobet 0,65 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend

T_c = 20 s.

AN :

$$R_p = \frac{3600 \times 0,6 \times 0,8 \times 0,8}{2 \times 1,2} = 62,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 499,2 m³/j.

VIII-2.3.4) La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ Jours} \dots \dots \dots \text{ (VIII-3)}$$

V : volume du sol excavé (m³)

RP : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$AN : T = \frac{1231591}{49,2} = 24,68 \text{ jours}$$

VIII-2.3.5) Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VIII-3) Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

VIII-4) Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle

sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VIII-5) Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

VIII-7) Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Notre travail a englobée tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre travail, nous avons donné une très grande importance au coté technique, tel que le dimensionnement du réseau, après avoir estimé tous les besoins de l'agglomération à l'horizon de calcul en fonction de la ressource existée et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés. Une vérification du volume de stockage a été faite, par la suite aucun réservoir n'a été projeté puisque le réservoir existant assure notre demande.

Enfin, j'espère que ce modeste travail servira comme une référence pour étude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de BORDJ EL-EMIR ABDELKADER.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] CHARLATTE (Réservoir hydraulique).
- [2] DUPONT ; Hydraulique urbaine (Tome II)
Edition Eyrolles paris 1979.
- [3] LAVOISIER.L ; Mémento du gestionnaire d'AEP et de
L'assainissement Edition Loynnaise 1994.
- [4] MEMENTO Technique de l'eau (2eme édition) ; Tome I.
- [5] J.BONIN.A ; Aide mémoire d'hydraulique urbaine
Edition Eyrolles paris 1982.
- [6] SALEH.B ; Cours d'alimentation en eau potable
- Edition ENSH Soumaà 1994.
- Mémoires de fin d'étude
- [7] Alimentation en eau potable des centres ruraux de SIDI AMAR,
MERAD ET MEUNACER (W.TIPAZA) (M^{elle} : BOUZIANE
Fatima Zohra)
- [8] Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de
AIN ROMANA (W.BLIDA) (Mr.: ABDERAHIM SAKINE
ABDERAHIM)

Annexes

Tableau : variation du coefficient β_{\min}

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

Tableau : variation du coefficient β_{\max}

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

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

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).