

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 réseau d'alimentation en eau potable de la ville
d'Imlel Azazga (w. Tizi Ouzou) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0035-13

APA Citation (APA توثيق):

Larbi, Siham (2013). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville
d'Imlel Azazga (w. Tizi Ouzou)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE D'IMLEL AZAZGA
(WILAYA DE TIZI-OUZOU)**

Présenté par :

M^{elle} LARBI Siham

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L. TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R. KERID	M A.A	Examineur
M^r M. BELALI	M A.B	Examineur
M^{me} S.BERBACHE	M A.A	Promotrice

Septembre 2013

Dédicace

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

- Mon très cher père et ma très chère mère.
- Mes frères et sœurs.
- Mes belles sœurs et mon beau frère.
- Mes neveux et nièces.
- Mon futur époux Omar.
- Toute ma famille.
- Tous mes amis sans exception.

SIHEM

Remerciement

Je tiens à remercier tout particulièrement mes parents pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été utiles tout le long de mes études.

Toute ma gratitude à ma promotrice Mme BERBACHE, pour m'avoir accordée sa confiance pour mener à bien ce projet.

Mes remerciements également :

A tous ceux qui ont contribué à ma formation.

Aux membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

SIHEM

ملخص :

سنعد مذكرتنا هذه لدراسة شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب لمدينة إملل عزازقة "ولاية تيزي وزو" بصدد إرضاء الحاجيات الكمية و النوعية للمستهلك، طبقا لمخطط التنمية الوطنية، و هذا بدراسة أبعاد كل المنشآت الضرورية لضمان تدفق كاف، ضغط مقبول لكل المستهلكين و توفير الأدوات اللازمة للمسيرين بهدف ضمان تشغيل الشبكة.

RESUME :

Nous élaborons ce mémoire intitulé: Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'IMLEL AZAZGA (W.TIZI-OUZOU), dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan du développement national et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires, afin d'assurer un débit suffisant, une pression acceptable pour tous les consommateurs et de donner des outils aux gestionnaires dans le but d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

ABSTRACT:

This study is entitled: Study of the network of drinking water supply of the town of IMLEL AZAZGA (W. TIZI-OUZOU), with an aim of satisfying quantitatively and qualitatively consumers' needs in water, in accordance with the plan of the national development and this, by dimensioning all the necessary works, in order to ensure a flow sufficient, a pressure acceptable for all the consumers and of giving tools to the managers with the aim of ensuring the good performance of the network.

Sommaire

	Page
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I-1 Introduction.....	2
I-2 Situation géographique.....	2
I-3 Situation topographique	3
I-3-1 Relief.....	4
I-3-2 Pente.....	4
I-4 Situation géologique et hydrogéologique.....	4
I-4-1 Situation géologique.....	4
I-4-2 Situation hydrogéologique.....	5
I-5 Situation climatique.....	5
I-5-1 Climat	5
I-5-2 Pluviométrie.....	5
I-5-3 Température.....	6
I-5-4 Vent.....	6
I-6 Ressources en eau.....	7
I-7 Ouvrages de stockages.....	8
I-8 Conclusion.....	9
Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération	
II-1 Introduction.....	10
II-2 Evolution de la population.....	10
II-3 Estimation des besoins.....	11
II-4 Catégories des besoins	11
II-4-1 Estimation des besoins en eau domestiques.....	11
II-4-2 Les besoins des équipements.....	12
II-4-2-1 Besoins administratifs	12
II-4-2-2 Besoins socioculturels:.....	13
II-4-2-3 Besoins en eau sanitaires.....	13
II-4-2-4 Besoins en eau scolaires	13
II-4-2-5 Besoins en eau commerciaux	14
II-4-3 Récapitulation des besoins en eau de la ville d'IMLEL.....	14
II-5 Variation des débits de consommation dans le temps	15
II-5-1 Variations journalières.....	15
II-5-2 Variations horaires.....	16
II-5-2-1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire $K_{\max, h}$	16
II-5-2-2 Coefficient d'irrégularité minimale horaire $k_{\min, h}$	16

II-6 Détermination des débits journaliers.....	17
II-6-1 Débit maximal journalier.....	17
II-6-2 Débit minimal journalier.....	18
II-7 Détermination des débits horaires.....	19
II-7-1 Débits horaires.....	19
II-7-2 Débit maximum horaire.....	19
II-7-3 Débit minimum horaire.....	19
II-8 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	19
II-9 Graphique de consommation.....	22
II-10 Conclusion	23

Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution

III-1 Introduction	24
III-2 Classification du réseau de distribution	24
III-2-1 Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	24
III-2-1-1 Réseau unique	24
III-2-1-2 Réseau en zones étagées	24
III-2 -2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau.....	24
III-2-2-1 Réseau ramifié	25
III-2-2-2 Réseau étagé	25
III-2-2-3 Réseau maillé	25
III-3 Conception d'un réseau	26
III-4 Choix du type de matériaux	26
III-5 Calcul hydraulique du réseau maillé	27
III-5-1 Détermination des débits.....	27
III-5-1-1 Débit route	27
III-5-1-2 Débit spécifique	27
III-5-1-3 Débit au nœud	28
III-5-1-4 Cas de pointe	28
III-5-1-5 Cas de pointe + incendie	30
III-6 Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement de la répartition arbitraire.....	32
III-7 Calcul des paramètres hydrauliques	35
III-8 Commentaire	41
III-9 Conclusion	41

Chapitre IV : Les réservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomération

IV-1 Introduction	42
IV-2 Définition	42
IV-3 Les fonctions générales des réservoirs	42
IV-3-1 Fonctions techniques du réservoir	43
IV-3-2 Fonctions économiques d'un réservoir	43

IV-4 Classification des réservoirs	43
IV-4-1 Classification selon le matériau de construction	43
IV-4-2 Classification selon la situation des lieux	43
IV-4-3 Classification selon l'usage.....	43
IV-4-4 Classification selon la forme géométrique	43
IV-5 Emplacement de réservoir	44
IV-6 Rôles des réservoirs	44
IV-7 Entretien des réservoirs	45
IV-8 Localisation des réservoirs	45
IV-9 Détermination de la capacité	45
IV-9-1 Principe de calcul.....	46
IV-10 tuyauterie du réservoir.....	48
IV-11 Conclusion	48

Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

V-1 Introduction.....	49
V-2 Les robinets-vannes.....	49
V-2-1 Les robinets-vannes de sectionnement.....	49
V-2-2 Les vannes papillons.....	49
V-2-2-1 Les vannes d'isolement.....	51
V-2-2-2 Les vannes à clapet de non retour.....	51
V-2-2-3 Décharges.....	53
V-2-2-4 Les vannes de réduction de pression.....	53
V-2-2-5 Les vannes d'altitude.....	53
V-3 Les ventouses.....	53
V-4 Régulateur de pression.....	55
V-4-1 Régulateur de pression aval	55
V-4-2 Régulateur de pression amont.....	55
V-5 By-pass.....	56
V-6 Les bouches ou poteaux d'incendie.....	56
V-7 Organes de mesure.....	57
V-8 Pièces spéciales de raccordement.....	59
V-8-1 Coudes	59
V-8-2 Cônes.....	59
V-8-3 Tés.....	59
V-8-4 Les croix de jonction.....	60
V-8-5 Joints de démontage.....	60
V-9 Conclusion.....	60

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

VI-1 Introduction.....	61
------------------------	----

VI-2 Causes du coup de bélier.....	61
VI-3 Risques dus aux coups de bélier.....	61
VI-4 Moyens de prévention.....	63
VI-4-1 Les volants d'inertie.....	63
VI-4-2 Les soupapes de décharge.....	64
VI-4-3 La cheminée d'équilibre.....	64
VI-4-4 Réservoir d'air.....	64
VI-5 Interprétation physique du coup de bélier.....	64
VI-6 Moyen de protection contre le coup de bélier.....	66
VI-7 Interprétation graphique.....	69
VI-8 Conclusion.....	69

Chapitre VII : Pose de canalisation

VII-1 Introduction	70
VII-2 Principe de pose de canalisation.....	70
VII-2-1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	71
VII-2-2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	71
VII-2-2-1 Cas d'un terrain peu consistant.....	71
VII-2-2-2 Cas d'un terrain agressif.....	72
VII-2-2-3 Pose de canalisation en galerie.....	73
VII-2-2-4 Traversée d'une rivière.....	73
VII-2-2-5 Pose de canalisation en pente.....	74
VII-2-2-6 Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées.....	75
VII-3 Les types de tranchées.....	75
VII-4 Sollicitations s'exerçant sur une conduite enterrée.....	77
VII-5 Les hypothèses simplificatrices.....	79
VII-6 Détermination du poids total du tronçon R-N3.....	80
VII-7 Exécution des travaux de pose des canalisations.....	82
VII-7-1 Travaux préliminaires.....	82
VII-7-2 Excavation des tranchées.....	83
VII-7-2-1 La profondeur de tranchée (H tr).....	83
VII-7-2-2 La largeur de tranchée (b).....	83
VII-7-2-3 Choix du coefficient du talus (m).....	84
VII-7-2-4 Volume des déblais des tranchées.....	84
VII-7-3 Aménagement du lit de sable.....	84
VII-7-4 Types de pose.....	84
VII-7-5 Mise en place des canalisations.....	85
VII-7-6 Assemblage des conduites en PEHD.....	85
VII-7-7 Essai d'étanchéité au chantier.....	87
VII-7-8 Enrobage de la canalisation.....	87
VII-7-9 Remblaiement de la tranchée.....	87
VII-7-10 Mise en service du réseau.....	87
VII-8 Prescription spéciale concernant le PEHD.....	88

VII-9 Conclusion.....	88
-----------------------	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail

VIII-1 Introduction.....	89
VIII-2 Installation de chantier.....	89
VIII-2-1 Définition d'un chantier.....	89
VIII-2-2 Plan d'installation de chantier.....	89
VIII-2-3 Rôle de l'installation d'un chantier.....	89
VIII-3 Réalisation du réseau d'AEP	89
VIII-4 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain.....	90
VIII-4-1 Matérialisation de l'axe.....	90
VIII-4-2 Nivellement de la plate-forme de pose.....	90
VIII-5 Excavation des tranchées.....	90
VIII-5-1 Enlèvement de la couche végétale.....	90
VIII-5-2 Excavation.....	90
VIII-6 Choix des engins.....	90
VIII-6-1 Pelle	90
VIII-6-2 Chargeur.....	91
VIII-6-3 Les appareils topographiques : niveleur.....	91
VIII-6-4 Niveleuse.....	91
VIII-7 Planification des travaux.....	92
VIII-7-1 Techniques de la planification	92
VIII-7-2 Les étapes de la planification.....	93
VIII-7-2-1 Collection des informations.....	93
VIII-7-2-2 Décomposition du projet.....	93
VIII-7-2-3 Relations entre les tâches.....	94
VIII-7-2-4 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	94
VIII-7-2-5 Attribution des durées de chaque opération.....	94
VIII-7-2-6 Détermination du chemin critique.....	95
VIII-8 Protection et sécurité de travail.....	95
VIII-8-1 Causes des accidents de travail.....	96
VIII-8-1-1 Facteurs humains.....	96
VIII-8-1-2 Facteurs matériels.....	96
VIII-8-2 Liste des conditions dangereuses.....	96
VIII-8-3 Liste des actions dangereuses.....	97
VIII-8-4 Prévention des accidents de travail.....	97
VIII-8-4-1 Organisation de la prévention.....	97
VIII-8-4-2 Prévention collective.....	97
VIII-8-4-3 Prévention individuelle.....	97
VIII-9 Conclusion.....	98
Conclusion générale.....	99

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

	Page
Tableau I-1 : Pluviométries mensuelles.....	5
Tableau I-2 : Températures mensuelles.....	6
Tableau I-3 : Vitesses du vent.....	6
Tableau I-4 : Caractéristiques de la station de pompage de Djablah.....	7
Tableau I-5 : Les caractéristiques de la station de reprise de Chihani.....	7
Tableau I-6 : Caractéristiques des forages.....	8

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II-1 : Les besoins en eau domestiques.....	12
Tableau II-2 : Les besoins en eau administratifs.....	12
Tableau II-3 : Les besoins en eau socioculturels.....	13
Tableau II-4 : Les besoins en eau sanitaires.....	13
Tableau II-5 : Les besoins en eau scolaires.....	14
Tableau II-6 : Les besoins en eau commerciaux.....	14
Tableau II-7 : Récapitulation de la consommation totale de la ville d'IMLEL.....	14
Tableau II-8 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II-9 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II-10 : Besoins en eau maximale journaliers.....	17
Tableau II-11 : Besoins en eau minimum journaliers.....	18
Tableau II-12 : Calcul la consommation moyenne, maximale, et minimale horaire.....	19
Tableau II-13: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II-14 : Variation de la consommation par heures.....	21

Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.....	28
Tableau III-2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe.....	29
Tableau III-3 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe + incendie.....	31
Tableau III-4 : Calcul des diamètres et des vitesses (cas de pointe).....	33
Tableau III-5 : Calcul des diamètres et des vitesses (cas de pointe+incendie).....	34
Tableau III-6 : Pressions nodales du réseau « cas de pointe »	35
Tableau III-7 : Paramètres hydrauliques du réseau « cas de pointe ».....	36
Tableau III-8 : Pressions du réseau « cas de pointe + incendie ».....	37
Tableau III-9 : Paramètres hydrauliques « cas de pointe + incendie »	38

Chapitre IV : Les réservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomération

Tableau IV-1 : Détermination de la capacité du réservoir.....	47
---	----

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI-1 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier.....	68
--	----

Chapitre VII : Pose de canalisation

Tableau VII-1 : Tableau récapitulatif des résultats de poids et du coefficient de glissement.....	82
---	----

Tableau VII-2 : Coefficient du talus en fonction de la profondeur de la tranchée.....	84
---	----

Chapitre VIII : organisation de chantier et sécurité de travail

Tableau VIII-1 : Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode.....	94
---	----

Tableau VIII-2 : Détermination des délais.....	95
--	----

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

	Page
Figure I-1 : Localisation de la ville IMLEL à AZAZGA.....	2
Figure I-2 : Carte de la wilaya de TIZI OUZOU.....	3

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Figure II-1 : Histogramme de la consommation journalier.....	22
Figure II-2 : Tracé de la courbe de la consommation cumulée.....	22

Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution

Figure III-1 : Pressions pour le cas de pointe.....	39
Figure III-2 : Pressions pour le cas de pointe + incendie.....	40

Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

Figure V-1 : Vanne papillon à brides.....	50
Figure V-2 : Schéma de la vanne papillon.....	50
Figure V-3 : Clapet anti retour à bille DN15-DN100.....	51
Figure V-4 : Clapet à double battant	52
Figure V-5 : Clapet à simple battant	52
Figure V-6 : Clapet à simple battant (à brides)	52
Figure V-7 : Ventouse à trois fonctions (purge des poches, entrée rapide d'air sortie rapide d'air).....	54
Figure V-8 : Ventouse à fonction unique (évacuation des poches).....	54
Figure V-9 : Ventouse à trois fonctions DN60 à 200.....	55
Figure V-10 : Ventouse simple.....	55
Figure V-11 : Régulateur de pression aval.....	55
Figure V-12 : Régulateur de pression amont.....	56
Figure V-13 : Poteau d'incendie.....	57
Figure V-14 : Bouche d'incendie.....	57
Figure V-15 : Manomètre à aiguille.....	58

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VI-1 : Joint de dilatation détruit par un coup de bélier.....	62
Figure VI-2 : Loi de manœuvre de robinet vanne.....	69

Chapitre VII : Pose de canalisation

Figure VII-1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	72
Figure VII-2: Pose de conduites dans un terrain agressif.....	72
Figure VII-3: Pose de canalisation en galerie.....	73
Figure VII-4: Traversée d'une rivière.....	74
Figure VII-5 : Pose de canalisation en pente.....	74
Figure VII-6 : La forme des tranchées.....	76
Figure VII-7 : Mode de pose de la canalisation.....	77
Figure VII-8 : Contraintes mécaniques s'exerçant sur la conduite.....	78
Figure VII-9 : Epure des contraintes extérieures s'exerçant sur une conduite enterrée.....	79
Figure VII-10 : Forces agissant sur la canalisation.....	81
Figure VII-11 : Les raccords électrosoudables.....	86
Figure VII-12 : Cycle de soudage bout à bout.....	86

Liste des planches

Planche N°1 : Plan du réseau projeté de la ville IMLEL AZAZGA (W. TIZI OUZOU).

Planche N°2 : Profil piézométrique en long des tronçons R-3-10-11-13-14-7-8-4-1-2-3 d'IMLEL AZAZGA (W. TIZI OUZOU).

Planche N°3 : Profil piézométrique en long des tronçons R-3-10-12-9-6-5-2-3 d'IMLEL AZAZGA (W. TIZI OUZOU).

Planche N°4 : Plan du réseau de distribution avec accessoires de la ville IMLEL AZAZGA (W. TIZI OUZOU).

Introduction générale

L'eau avant d'être une ressource est une source. C'est la source de la vie car sa seule absence marque la fin de toute existence vivante.

Par ailleurs à la différence des autres ressources notamment l'énergie, l'eau n'est pas substituable. Ainsi pour produire un kwh d'énergie électrique on peut utiliser du pétrole, du nucléaire, du charbon, de l'eau, du gaz, du vent. En revanche on ne peut pas remplacer l'eau par une autre matière tant pour l'agriculture que pour l'alimentation animale et humaine.

A ce double égard (vital et non substituable) l'eau acquiert plus que toute autre ressource un caractère vital et stratégique. Sa maîtrise est synonyme de survie et sera un facteur de puissance ou de faiblesse pour les nations

De nos jours, l'eau représente 71% de l'espace sur la planète, mais 3% de l'or bleu est douce, seulement 0.7 % est accessible à la consommation humaine. Cette quantité d'eau est estimée suffisante.

L'accès à une eau de qualité et en quantité est un enjeu vital. Elle est disputée dans toutes les régions du monde. La gestion de cette ressource est importante pour les sociétés humaines, mais elle est différente selon les pays (Leur niveau de richesse et leur besoin en eau).

Indispensable à la vie, l'eau potable n'est pas accessible à tous. En effet toutes les eaux de la nature sous forme de rivières, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas bonnes à boire. Même une eau d'apparence limpide transporte en son sein toutes sortes de substances inertes et vivantes dont certaines peuvent être nocives pour l'organisme humain. Pour pouvoir être consommée sans danger, l'eau doit donc être traitée, mais la pollution croissante des réserves rend cette opération de plus en plus délicate, obligeant les traiteurs d'eau à constamment innover.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude intitulé l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'IMLEL AZAZGA (W. TIZI-OUZOU) qui sera alimentée par un réservoir de type sur sol déjà existant.

I-1 Introduction

Pour un avant-projet, il est important d'établir un constat et une description de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui nous permettrons de mener à bien notre travail.

I-2 Situation géographique

IMLEL est l'un des 17 villages de la commune d'AZAZGA, ce village est délimité à l'ouest par AZAZGA, à l'est par le village TACHROUFT, au nord par la commune de FREHA de la daïra d'AZAZGA et au sud par le prolongement de l'axe autoroutier de la RN12.

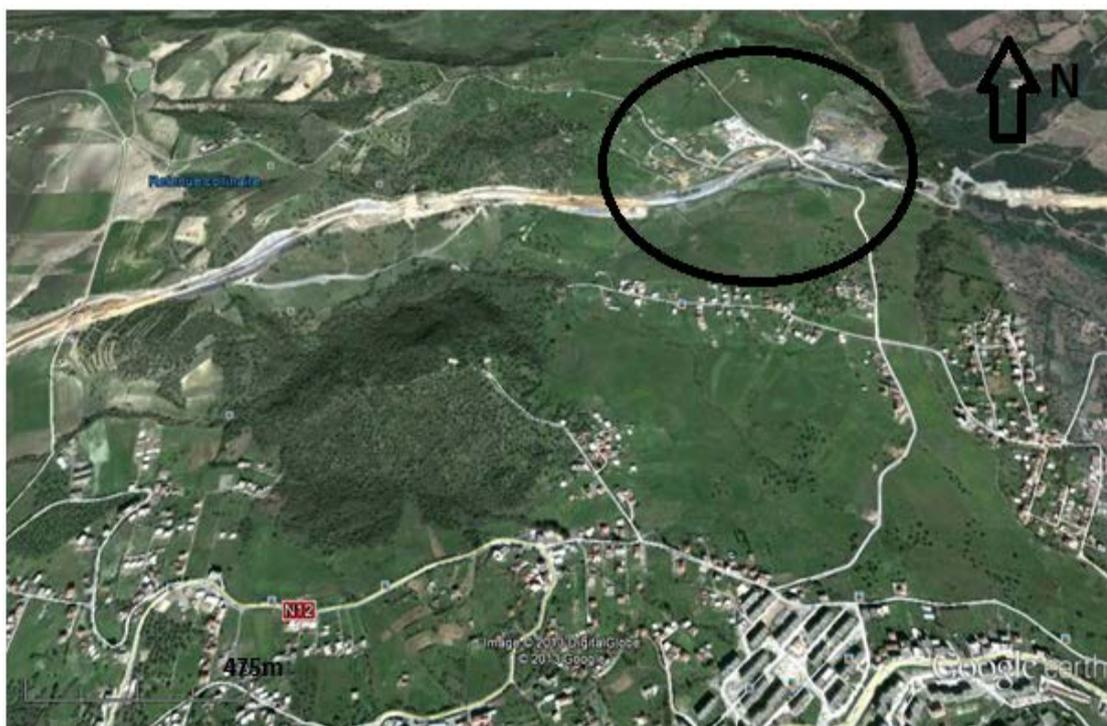


Figure I-1 : Localisation de la ville IMLEL à AZAZGA.

La commune d'AZAZGA se situe dans la partie Nord-est de la grande Kabylie, entre 4°18' et 4°27' longitude est, entre 36°37' et 38°48' latitude nord, à une altitude de 150 à 1014m.

Elle est délimitée :

- au nord par la commune d'AGHRIB et AKERROU
- au sud est par IFIGHA
- au sud-ouest par MEKLA et SOUAMA
- à l'est par YAKOURENE
- à l'ouest par FREHA

La localisation de la commune d'AZAZGA dans la carte de la wilaya de TIZI OUZOU est donnée dans la figure ci-après :



Figure I-2 : carte de la wilaya de TIZI OUZOU.

I-3 Situation topographique

La vallée d'AZAZGA fait partie du bassin versant de haut SEBAOU, ce dernier s'étend sur une superficie de 1500Km². L'altitude de cette commune varie entre 150 à 1014m.

I-3-1 Relief

La commune d'AZAZGA est située sur les versants de l'Atlas Tellien qui sont 3 versants :

Versant vers Ighzer Guelmathène : son caractère montagneux du relief est le mieux manifesté dans les parties nord, nord-est, et est, où se trouvant des régions situées à 500-1000m

Versant sud vers Boubroune : le plateau se termine par un talus et une reprise du plateau en contre bas du boulevard l'Emir Abdelkader.

Versant ouest en direction d'Ighil Bouzel : l'altitude diminue et la partie la moins élevée du territoire (150-200m), est située le long de l'oued SEBAOU qui aussi la frontière ouest de la commune. Cette vallée est la partie la plus fertile et mieux placée pour être irriguée par l'oued dont le débit est de 30 à 120 m³/h

I-3-2 Pente

L'influence de la pente dans cette région est très importante, et a double effet :

- sur le cout de la conception des projets.
- sur le cout des aménagements à prévoir contre les mouvements de terrains d'où les pentes sont données comme suit :
 - À l'est la pente favorable et entre $0 < p < 10\%$
 - Au nord la pente est moyennement favorable $10 < p < 20\%$
 - Au sud la pente est difficilement favorable $p > 30\%$

I-4 Situation géologique et hydrogéologique

I-4-1 situation géologique

La géologie du sol joue un rôle important du point de vue économie et stabilité, car elle détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à mettre en place sur chantier. Cette étude nous renseigne sur la structure et les caractères du sol de la région en général.

Le périmètre urbain du secteur d'étude se caractérise par des formations argileuses sur une assise de marne.

I-4-2 Situation hydrogéologique

Les caractéristiques hydrogéologiques de la région d'AZAZGA se résument comme suit :

- les nappes d'éboulis qui renforcent un fort pourcentage de fines formant une matrice très plastique, à fort chute de pluie, la teneur en eau augmente et le milieu est animé d'un mouvement viscoplastique.
- Les nappes des grès et calcaires lacustres du pliocène ; ces nappes sont libres dans la région sud et captives sous la vallée au nord et est d'où se trouve la nouvelle ville d'IMLEL.
- Une nappe aquifère au nord (Tala Koucheh)

L'écoulement général de ces nappes se fait vers l'ouest.

Notre zone d'étude se trouve à proximité de l'oued Iazzouguène.

I-5 Situation climatique

I 5-1 Climat

La commune d'AZAZGA fait partie du bassin versant de haut SEBAOU.

Le climat de la région d'AZAZGA est de type méditerranéen continental, relativement froid et pluvieux en hiver, chaud et sec en été.

Les données climatiques ont été récoltées au sein de l'ONM et de l'ANRH.

I-5-2 Pluviométrie

Les pluies s'échelonnent sur une période de 5 à 6 mois (novembre à avril) avec de fortes précipitations en décembre, janvier, février et mars.

Les observations pluviométriques du bassin haut SEBAOU remontent à 1865, soit à plus de 140 ans.

La variation de précipitation annuelle de la région varie entre 592 à 1447 mm avec une moyenne annuelle de précipitation de 991 mm d'après l'ANRH de TIZI-OUZOU, qui est illustrée à travers le tableau suivant :

Tableau I-1 : Pluviométries mensuelles en 2012

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Précipitations (mm)	170	122	98	83	50	10	04	07	37	77	122	211

Source : ANRH de TIZI OUZOU.

I-5-3 Température

Les variations de température sont essentiellement dues à la proximité de la forêt et à la présence des montagnes environnantes (TAMGOUT, DJURDJURA et de la mer au nord)

La température mensuelle observée dans la région en été est entre 19°C et 35°C avec parfois des pics à plus de 40°C. Par contre en hiver, elle varie entre 6°C et 15°C, voir le tableau N°I.2 qu'est récapitulatif d'une température mensuelle d'après l'ONM de TIZI-OUZOU.

Tableau I-2 : Températures mensuelles en 2012.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T moy (°C)	5	4.5	9.5	15.9	20.7	28.3	35.4	35.7	32.3	17.3	12.3	4.5

Source : ONM de TIZI OUZOU.

I-5-4 Vent

Les vents qui dominent cette région le long de l'année sont les vents d'ouest, les vents d'est dominant surtout pendant les mois d'été.

Ces vents se caractérisent par une orographie local masquée ; le matin, l'air frais plus dense souffle d'est en ouest de la vallée supérieure vers la partie moins élevée, pendant la journée, l'air chaud s'élève, produisant ainsi un courant compensateur de masse d'air qui atteint les parties supérieures de la vallée en suivant une direction ouest-est.

Les vents les plus forts soufflent en général au cours de l'hiver, cependant les vents orographiques locaux soufflent en été.

Il y eu de citer les organes de siroco enregistrés dans la région qui sont plus fréquents en été (8 à 9 jours au mois de juillet et août)

Des dégâts sérieux peuvent être occasionnés selon l'intensité et la durée de la tempête (ANRH de TIZI-OUZOU).

Tableau I-3 : Vitesses du vent en 2012.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
V _{vent} (m/s)	2.7	3.0	3.1	3.1	3.1	3.0	2.8	2.8	2.7	2.4	2.5	4.5	2.82

Source : ONM de TIZI OUZOU.

Les vents dominants sont du nord-ouest.

I-6 Ressources en eau

En matière de ressources exploitées pour l'AEP d'AZAZGA, la remarque frappante est, que cette ville est alimentée essentiellement par le transfert de TAKSEBTE qu'est divisée en deux parties en arrivant à FREHA. Une partie alimente FREHA et l'autre alimente AZAZGA ET AIT BOUHOUNI avec un diamètre de 400 mm et par trois stations de reprises qui sont comme suit :

➤ *Station de reprise de Djablah (SR1) :*

Les caractéristiques de la station sont mentionnées dans le tableau ci-après :

Tableau I-4 : Caractéristiques de la station de pompage de Djablah.

Bâche de reprise	Groupe électropompe	transformateur	Anti-bélier
Nombre=1 Capacité=500m ³	Nombre : 3 P=315 KW Hmt=228m Q=324 m ³ /h	P=1000KVA In= ? A Nombre : 1	Nombre : 0

➤ *Station de transfert de Chihani : (SR2)*

Les caractéristiques de la station sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau I-5 : Les caractéristiques de la station de reprise de Chihani.

Bâche de reprise	Groupe électropompe	transformateur	Anti-bélier
Nombre=1 Capacité=500m ³	Nombre : 3 P1=132KW Hmt=320m Q=86.4 m ³ /h P2=132KW Hmt=320m Q=86.4 m ³ /h P3=90KW Hmt=50m Q=486m ³ /h	P=1000KVA In=220A Nombre : 1 In=220A In=173A	Nombre : 0

➤ *Station de transfert de Taazibte (SR3)*

La station de pompage de Taazibte collecte l'eau de transfert de (SR2) qui vient de TAKSEBTE et refoule dans une conduite DN300 en PEHD vers un réservoir de stockage de 1000 m³ à Agni Gizène.

Représentation des forages dans le tableau ci-après :

Tableau I-6 : Caractéristiques des forages

Forage et puits	Coordonnée		diamètre	N.S	N.D	profond	Débit exp	Hmt	implantation
	X(m)	Y(m)	mm	m	m	M	m ³ /h	M	
A19a1	646.61	381.48	465	1.8	4	8	29	150	Oued boubhir
A19a3	646.7	381.49	465	1.5	7	9	29	150	Oued boubhir
Azaz-1	646.53	381.61	800	2.7	4.3	10	29	150	Oued boubhir
Azaz-2	646.6	381.57	800	2.5	5.7	10	29	150	Oued boubhir
Azaz-3	646.97	381.22	800	3.4	-	11	29	150	Oued boubhir
Azaz-4	646.01	381.1	800	3.2	-	8	10	130	Oued boubhir
Azaz-5	Emporté par les crues en 1996								Oued boubhir

Cette région comporte donc :

- Cinq forages avec un débit unitaire $Q=28.8$ m³/h et un Hmt=150m.
- Un puits avec un débit $Q=15$ m³/h et Hmt=130m.

I-7 Ouvrages de stockages

En matière de stockage de la commune d'AZAZGA possède cinq réservoirs.

- 2 X 1000
- 1 X 5000
- 1 X 2000
- 1 X 500

I-8 Conclusion

La commune d'AZAZGA a un bon climat (méditerranéen), son relief est pratiquement incliné, une bonne situation hydrogéologique vu la présence des deux nappes.

L'urbanisation effrénée à AZAZGA, l'une des plus anciennes sous-préfectures du pays, et qui a conduit à sa saturation, semble avoir trouvé une solution grâce au lancement de ce nouveau pôle urbain qui va accélérer le développement de cette ville ainsi que toute la wilaya de Tizi-Ouzou.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-1 Introduction

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs formant l'agglomération.

L'évaluation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée (dotation) qui représente la quantité d'eau potable consommée par jour et par usager formant le type de consommateurs, et elle est déterminée en fonction des ressources en eau existantes d'une agglomération.

L'estimation des besoins en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,...) et elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II-2 Evolution de la population

L'estimation de la population future, se fera sur la base de données des programmes projetés dans le cadre du plan d'aménagement.

La détermination des besoins en eau nécessite d'abord une estimation de la population pour l'horizon fixé ultérieurement qui est dans notre cas prévu pour 2038. La relation suivante nous sert de base pour cette estimation en prenant comme horizon de référence 2008.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle soit :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab).

P₀ : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population

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

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} P_0=12500 \\ \tau = 2\% \\ N= 30 \text{ ans} \end{cases} \Rightarrow P_n = 22642 \text{ habitants}$$

II-3 Estimation des besoins

Les quantités d' eau de consommation sont évaluées sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observées au jour de la forte consommation, rapportée par l'unité d'habitants . Cette évaluation des besoins en eau nous exige de fixer une norme appelée la dotation. Celle-ci représente la quantité moyenne d'eau consommée, par jour et par usager formant le type de consommateur .Elle est déterminée en fonction des ressources en eau existantes et le niveau de vie de l'agglomération. Vu le niveau sanitaire et les habitudes hygiéniques des habitants, nous estimons une dotation de 200 litres /jour /habitant en raison de forte demande en eau au futur.

II-4 Catégories des besoins

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la nouvelle ville IMLEL à AZAZGA, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins formant l'agglomération telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins commerciaux
- Besoins socioculturels
- Besoins administratifs

II-4-1 Estimation des besoins en eau domestiques [6]

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \quad (\text{II-2})$$

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

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

D_i : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$

N_i : nombre de consommateurs.

Tableau II-1 : Les besoins en eau domestiques.

Horizon	Population	Dotation ($\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
2008	12500	200	2500
2013	13801	200	2760.2
2020	15853	200	3170.6
2038	22642	200	4528.4

II-4-2 Les besoins des équipements :

La détermination des divers équipements et leurs besoins se base essentiellement sur les différents POS du chef-lieu de la ville ainsi que les différents plans d'aménagement réalisés récemment ou en cour de réalisation. Sachant que ces données proviennent de PDAU de la ville d'IMLEL 2008.

II-4-2-1 Besoins administratifs :

Les besoins administratifs concernant les différents établissements, leurs dotations et leurs débits sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : Les besoins en eau administratifs.

Equipements	Unité	nombre d'unités	Dotation ($\text{l}/\text{j}/\text{unité}$)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
APC	Employé	38	15	0.57
PTT	Employé	32	15	0.48
Gendarmerie	Agent	50	20	1.00
Commissariat	Agent	40	20	0.8
Gare	Employé	30	15	0.45
Subdivision	Employé	20	15	3
Total				5.5

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-4-2-2 Besoins socioculturels :

Les différents besoins des localités socioculturelles concernant notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau II-3 : *Les besoins en eau socioculturels.*

Equipements	Unité	nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Mosquée	Fidèle	1000	5	5
centre culturel	Employé	120	15	1,8
CFPA	étudiant	550	10	5.5
Total				12.3

II-4-2-3 Besoins en eau sanitaires :

Les différents besoins en eau des localités sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : *Les besoins en eau sanitaires.*

Equipements	unité	nombre d'unités	DOTATION (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
centre de sante	Patient	400	15	6
centre des handicapes	Patient	160	15	2.4
Total				8.4

II-4-2-4 Besoins en eau scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau II-5 : Les besoins en eau scolaires.

Equipements	unité	nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
CEM	élève	800	10	8
Lycée	élève	1000	10	10
Ecole primaire	élève	1200	10	12
Total				30

II-4-2-5 Besoins en eau commerciaux :

Les besoins en eau commerciaux des différentes localités de notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau II-6 : Les besoins en eau commerciaux

Equipements	unité	nombre d'unités	dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Locaux commerciaux	m ²	8000	5	40
Centre commerciale	m ²	6500	5	32.5
Total				72.5

II-4-3 Récapitulation des besoins en eau de la ville d'IMLEL:

Les besoins totaux de la ville d'IMLEL des différentes catégories de besoins sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II-7 : Récapitulation de la consommation totale de la ville d'IMLEL.

Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins commerciaux (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
4528.4	5.5	8.4	12,3	30	72.5	4657.1

La consommation moyenne journalière des différentes localités de notre zone d'étude s'élèvera à l'horizon de 2038 à 4657.1 m³/j.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-5 Variation des débits de consommation dans le temps [11]

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end ;
- Variations journalières qui dépendent du régime de consommation de la population d'une heure à l'autre.

II-5-1 Variations journalières

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 la consommation maximale en utilisant le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum noté : $K_{max,j}$

$$\text{Tel que : } K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (\text{II-3})$$

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m³/j ;

Avec :

$K_{max,j}$ varie entre 1.1 et 1.3

Nous prenons : $K_{max,j} = 1.2$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

De même, il existe une consommation d'eau inférieure à celle moyenne caractérisée par un coefficient minimum d'irrégularité journalière, noté

$$\text{Tel que } K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (\text{II-4})$$

$Q_{min,j}$: débit minimum journalier en m³/j ;

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m³/j ;

Avec :

$K_{min,j}$ variant entre 0.7 et 0.9

Nous prenons $K_{min,j} = 0.8$

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-5-2 Variations horaires

Durant la journée la plus chargée, la consommation est variable d'une heure à l'autre donc il existe deux rapports de consommation par rapport à la moyenne.

II-5-2-1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire $K_{max, h}$

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du 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 :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II-5)$$

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

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, le tableau suivants donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-8 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas le nombre d'habitant est estimé 22642 habitants donc on prend une valeur de

$\beta_{max}=1,19$, la valeur de $k_{max, h} = 1,3 \cdot 1,19 = 1,55$

II-5-2-2 Coefficient d'irrégularité minimale horaire $k_{min, h}$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation qui nous permet d'estimer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression.

$$K_{min, h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \quad (II-6)$$

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 $\alpha_{min} = 0,5$.

- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II-9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau II-9 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

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

Donc pour notre cas on prend $\beta_{min} = 0.51$

D'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0.51 \times 0.6 = 0.255$$

$$K_{min,h} = 0.255$$

II-6 Détermination des débits journaliers

II-6-1 Débit maximal journalier

Ce relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du système d'alimentation en eau potable.

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} * K_{max,j} \tag{II-7}$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier

$$K_{max,j} = 1.2$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau II-10 : Besoins en eau maximale journaliers.

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)
Domestiques	4528.4	1,2	5434.08
Administratifs	5.5	1,2	6.6
Sanitaires	8.4	1,2	10.08
Commerciaux	72.5	1,2	87
Scolaires	30	1,2	36
Socioculturelles	12,3	1,2	14.76
Total			5588.52

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-6-2 Débit minimal journalier

L'estimation de débit minimum journalier dans les projets de conception des réseaux d'alimentation en eau potable est obligatoire cela nous permet de déterminer l'épaisseur de la conduite pour supporter une pression maximale et la détermination les endroits où les dépôts peuvent avoir lieu.

Le débit minimum journalier est calculé à la base de la formule suivante : $Q_{min,j} = Q_{moy,j} * K_{min,j} \text{ (m}^3\text{/j)}$ (II-8)

Avec :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

$Q_{min,j}$: débit minimum journalier

$K_{min,j} = 0.8$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-11 : Besoins en eau minimum journaliers.

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Domestiques	4528.4	0.8	3622.72
Administratifs	5.5	0.8	4.4
Sanitaires	8.4	0.8	6.72
Commerciaux	72.5	0.8	58
Scolaires	30	0.8	24
Socioculturels	12,3	0.8	9.84
Total			3725.68

L'intégration des coefficients d'irrégularités journalier maximum et minimum dans le calcul les besoins en eau , garantir la satisfaction des besoins en eau a tous moment de l'année.et permet le dimensionnement du réseau de distribution et les adductions en fonction de débit maximum journalier calculé.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-7 Détermination des débits horaires

II-7-1 Débits horaires

Le débit moyen horaire comme base de calcul est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{max, j}} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II-9})$$

$Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en m³/h ;

$Q_{\text{max, j}}$: débit maximum journalier en m³/j

$$Q_{\text{moy, h}} = 5588.52 / 24 = 232.855 \text{ m}^3/\text{h}$$

II-7-2 Débit maximum horaire

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

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} * Q_{\text{moy, h}} \quad (\text{II-10})$$

$Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en m³/h

$Q_{\text{max, h}}$: débit maximal horaire en m³/h

II-7-3 Débit minimum horaire

C'est le débit minimal lors de la consommation, il se produit principalement pendant la nuit. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{min, h}} = K_{\text{min, h}} * Q_{\text{moy, h}} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

$Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en m³/h

$Q_{\text{min, h}}$: débit minimal horaire en m³/h

Tableau II-12 : Calcul la consommation moyenne, maximale, et minimale horaire.

La ville	$Q_{\text{moy, h}}$ (m ³ /h)	$K_{\text{min, h}}$	$Q_{\text{min, h}}$	$K_{\text{max, h}}$	$Q_{\text{max, h}}$
IMLEL	232.855	0,255	59.38	1,55	360.925

II-8 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants [8]

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grandes variations durant la journée faible à certaines heures et très importante à d'autres. Elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération.

On a opté pour une méthode donnant la variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants dans divers centre d'agglomération.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Dans chaque agglomération le débit horaire est exprimé en pourcentage du débit maximum journalier [1].

Tableau II-13: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				Agglomération de type rural
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	
0-1	01	1.5	3.0	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	1.0
3-4	01	1.5	2.6	3.2	1.0
4-5	02	2.5	3.5	3.25	3.0
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6.0
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	5.0	4.4	4.6	8.5
13-14	07	5.0	4.1	4.55	6.0
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5.0
15-16	4.5	6.0	4.4	4.7	5.0
16-17	05	6.0	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5.0	4.5	4.4	6.0
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6.0
20-21	4.5	4.0	4.5	4.3	6.0
21-22	03	3.0	4.8	3.75	3.0
22-23	02	2.0	4.6	3.75	2.0
23-24	1.0	1.5	3.3	3.7	1.0

Source (poly copies de Mr SALAH. B)

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10000** et **50000** habitants étant donné que notre zone d'étude comprend 22642 habitants.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau II-14 : *Variation de la consommation par heures.*

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=5588.52\text{m}^3/\text{h}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0,1	1,5	83,83	1,5	83,83
1,2	1,5	83,83	3	167,66
2,3	1,5	83,83	4,5	251,48
3,4	1,5	83,83	6	335,31
4,5	2,5	139,71	8,5	475,02
5,6	3,5	195,60	12	670,62
6,7	4,5	251,48	16,5	922,11
7,8	5,5	307,37	22	1 229,47
8,9	6,25	349,28	28,25	1 578,76
9,10	6,25	349,28	34,5	1 928,04
10,11	6,25	349,28	40,75	2 277,32
11,12	6,25	349,28	47	2 626,60
12,13	5	279,43	52	2 906,03
13,14	5	279,43	57	3 185,46
14,15	5,5	307,37	62,5	3 492,83
15,16	6	335,31	68,5	3 828,14
16,17	6	335,31	74,5	4 163,45
17,18	5,5	307,37	80	4 470,82
18,19	5	279,43	85	4 750,24
19,20	4,5	251,48	89,5	5 001,73
20,21	4	223,54	93,5	5 225,27
21,22	3	167,66	96,5	5 392,92
22,23	2	111,77	98,5	5 504,69
23,24	1,5	83,83	100	5 588,52

A travers ce tableau, nous constatons que le débit maximum horaire est de 349.28 m^3/h qui survient entre 8h et 12h et le débit minimum horaire est de 83.83 m^3/h qui s'observe pendant la nuit.

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-9 Graphique de consommation

Le graphique de consommation sert à déterminer le débit maximum horaire. Dans notre cas, l'heure où on a enregistré le débit de pointe est de 8h à 12h.

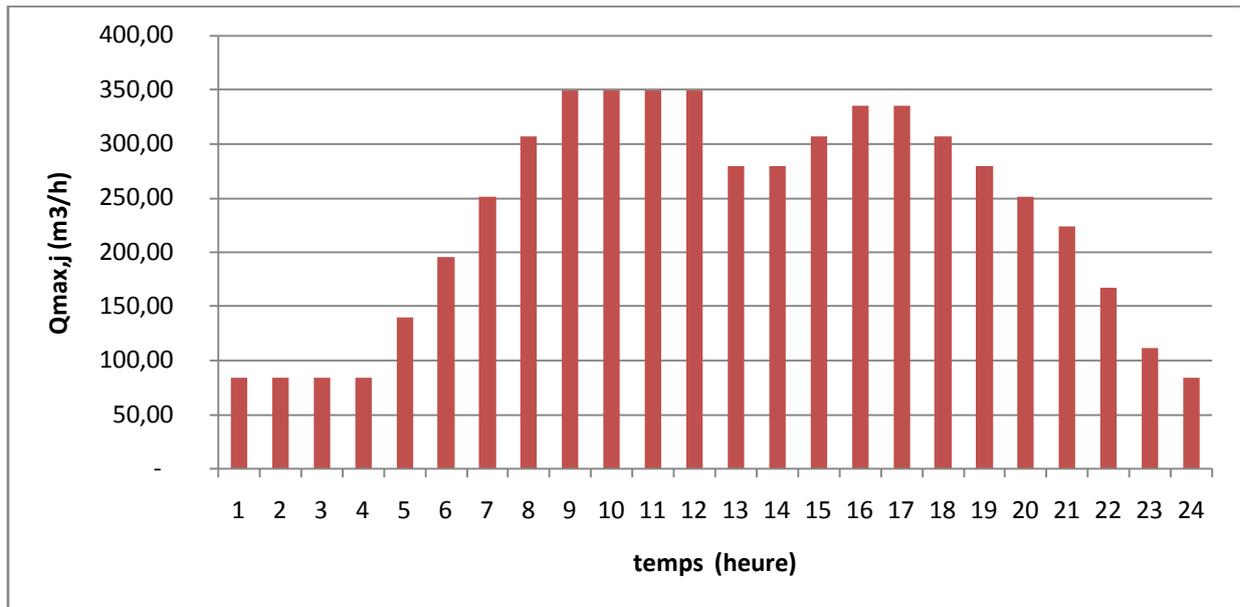


Figure II-1 : Histogramme de la consommation journalière

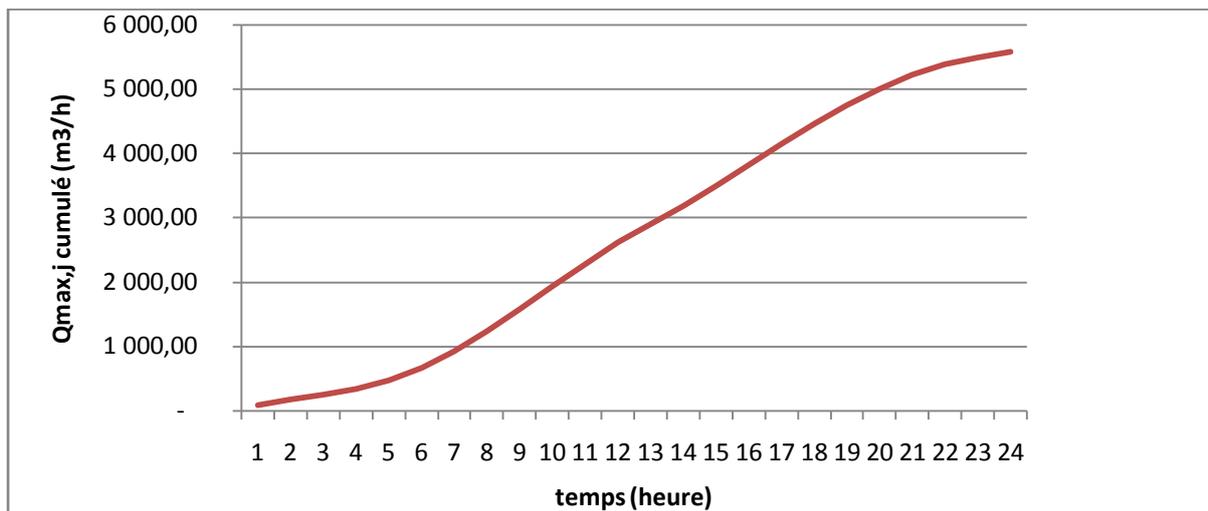


Figure II-2 : Tracé de la courbe de la consommation cumulée

Chapitre II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II-10 Conclusion

D'après ce chapitre, on a pu collecter les informations nécessaires pour pouvoir entamer tout dimensionnement des ouvrages formant le système d'alimentation en eau potable à projeter pour notre agglomération. Ces besoins ont été calculés dans l'hypothèse que les ressources en eau sont disponibles à partir d'un réservoir proposé.

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

III-1 Introduction :

Il est important de parler en général des réseaux de distribution avant de parler des méthodes de calcul de ses réseaux.

Par définition, un réseau de distribution est un ensemble de conduites et d'organes hydrauliques qui permet de distribuer l'eau en quantité suffisante pour satisfaire les besoins actuels et futurs des usagers, et même des besoins en eau nécessaires pour lutter contre les incendies.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, des pressions et des vitesses acceptables, des débits et des volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile.

Ce réseau sera alimenté par un réservoir de type sur terre déjà existant. Bien entendu, ce réservoir, dont le volume est important, est appelé également à alimenter d'autres agglomérations.

III-2 Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

III-2-1 Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération

On distingue deux types de réseaux dans ce genre de classification :

III-2-1-1 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).

III-2-1-2 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.

III-2 -2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau [5]

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous décrivons d'une façon succincte trois schémas de réseaux de distribution, à savoir :

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

III-2-2-1 Réseau ramifié :

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale ; 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 à l'aval soit privée d'eau. Il est destiné pour des agglomérations dont la densité est éparse. Il peut être combiné à un réseau maillé.

III-2-2-2 Réseau étagé :

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

La distribution par le réservoir unique placé en un point haut donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier permettant de régulariser la pression dans le réseau. Ce type de réseau ne concerne pas notre agglomération vu sa topographie.

III-2-2-3 Réseau maillé [6]

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.

➤ Avantage du réseau maillé :

- Il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnées en aval situés le long des autres tronçons.
- Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maillé, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.
- Pas de stagnation de l'eau dans le réseau.

➤ Principe du tracé du réseau maillé :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter, à savoir :

- Choisir le lieu des consommateurs principaux ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau ;
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses ;
- tracer les conduites principales à travers les quartiers entre lesquels, les conduites seront prévues

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

➤ *Calcul du réseau maillé :*

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS basé sur deux lois à savoir :

1- Loi des nœuds :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.

2- Loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

3- Calcul des débits :

Dans la présente étude, nous devons dimensionner des réseaux pour différents centres. Ces derniers sont soit maillés, soit ramifiés selon la taille et la configuration de l'agglomération.

III-3 Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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

III-4 Choix du type de matériaux [3]

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre
- La pression de service à supporter par le matériau
- Les conditions de pose
- Le prix de la conduite
- La durée de vie du matériau
- La disponibilité de ce dernier sur le marché

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD (polyéthylène de haute densité).

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

III-5 Calcul hydraulique du réseau maillé :

Le dimensionnement du réseau maillé exige comme base la détermination des débits.

Nous devons donc déterminer :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé non compris les tronçons assurant le service d'extrémité, puis effectuer :
- La somme de ces longueurs.
- Les débits routes pendant les heures considérées de pointe.
- Le débit spécifique à partir des débits en route.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds (débits nodaux)
- Vu leur difficulté de détermination, nous supposons par hypothèse que les pertes de charge singulière sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires de chaque tronçon formant la maille.

III-5-1 Détermination des débits :

III-5-1-1 Débit route :

Il est défini comme étant le débit de consommation reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, puisque nous ne connaissons pas la loi de consommation des habitants le long d'un tronçon quelconque. Ce débit sera calculé par la relation suivante :

$$\Sigma Q_r = Q_{cons} - \Sigma Q_{conc} \quad (III-1)$$

Avec :

ΣQ_r : somme des débits route (l/s)

Q_{cons} : débit consommé

ΣQ_{conc} : somme des débits concentrés (l/s) qui sont nuls dans notre cas

III-5-1-2 Débit spécifique :

Etant donné que les habitudes des habitants sont mal connues, nous pouvons prendre comme hypothèse que les tronçons distribuent le débit en route par mètre linéaire.

Par conséquent, ce débit spécifique sera défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{spe} = \Sigma Q_r / \Sigma L_i \quad (III-2)$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

ΣL_i : somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route (m)

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

III-5-1-3 Débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque nœud du réseau ; il nous indique la consommation des habitants supposés entourant ce nœud et il est donné par la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad \text{(III-3)}$$

$Q_{n,i}$: débit au nœud i de consommation (l/s)

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls dans notre cas.

Vu le système de distribution adopté qui est le cas de réservoir de tête, il en résulte deux fonctionnements hydrauliques : cas de pointe et cas de pointe + incendie.

III-5-1-4 Cas de pointe :

La figure (2-3) nous montre que le débit maximum consommé se trouve entre 8 heures et 12 heures, et qui est de l'ordre de 97.02 l/s. notre agglomération n'est pas dotée de gros consommateurs et par conséquent les débits concentrés sont nuls.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 349.28 \text{ m}^3/\text{h}$$

Et $Q_{conc} = 0$ (pas de débit concentré)

Donc :

$$Q_{route} = Q_{cons} = 97.02 \text{ l/s}$$

La somme des longueurs assurant le service en route est de 3377 ; il en résulte donc un débit spécifique de :

$$Q_{spe} = 97.02/3377 = 0.0287 \text{ l/s/m}$$

Tableau III-1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.

Période de pointe (8h à 12h)	Q_{cons} (l/s)	97.02
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	97.02
	$\sum L_i$ (m)	3377
	Q_{spe} (l/s/m)	0.0287

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau destiné à la consommation.

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-2 : *Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe.*

Nœuds	tronçons	longueurs (m)	$Q_{spe}(l/s/m)$	Q_{route}	$Q_{nœud}$
1	1-2	179	0.0287	5.14	4.15
	1-4	110		3.16	
2	2-5	201	0.0287	5.77	7.23
	2-1	179		5.14	
	2-3	123		3.53	
3	3-2	123	0.0287	3.53	7.27
	3-9	160		4.60	
	3-10	223		6.41	
4	4-8	351	0.0287	10.08	8.37
	4-1	110		3.16	
	4-5	122		3.51	
5	5-4	122	0.0287	3.51	6.11
	5-6	102		2.93	
	5-2	201		5.77	
6	6-9	99	0.0287	2.84	3.81
	6-7	64		1.84	
	6-5	102		2.93	
7	7-6	64	0.0287	1.84	5.14
	7-8	126		3.62	
	7-14	168		4.83	
8	8-7	126	0.0287	3.62	6.85
	8-4	351		10.08	
9	9-6	99	0.0287	2.84	5.99
	9-3	160		4.60	
	9-12	158		4.54	
10	10-3	223	0.0287	6.41	8.22
	10-12	245		7.04	
	10-11	104		2.99	

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Suite du tableau III-2

11	11-10	104	0.0287	2.99	4.97
	11-13	242		6.95	
12	12-10	245	0.0287	7.04	10.36
	12-13	103		2.96	
	12-9	158		4.54	
	12-14	215		6.18	
13	13-11	242	0.0287	6.95	9.00
	13-12	103		2.96	
	13-14	282		8.10	
14	14-13	282	0.0287	8.10	9.55
	14-12	215		6.18	
	14-7	168		4.83	

III-5-1-5 Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas, le calcul se fait de la même façon que le cas précédent, seulement nous devons ajouter le débit d'incendie estimé à 17 l/s et qui sera donné par le réservoir. Ce débit considéré comme concentré sera soutiré du nœud n°11 supposé le plus défavorable.

Donc :

$$Q_{\text{nœud 11}} = 4.97 + 17 = 21.97 \text{ l/s}$$

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-3 : *Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe + incendie.*

nœuds	tronçons	longueurs (m)	Q _{spe} (l/s/m)	Q _{route}	Q _{nœud}
1	1-2	179	0.0287	5.14	4.15
	1-4	110		3.16	
2	2-5	201	0.0287	5.77	7.23
	2-1	179		5.14	
	2-3	123		2.53	
3	3-2	123	0.0287	2.53	7.27
	3-9	160		4.60	
	3-10	223		6.41	
4	4-8	351	0.0287	10.08	8.37
	4-1	110		3.16	
	4-5	122		3.51	
5	5-4	122	0.0287	3.51	6.11
	5-6	102		2.93	
	5-2	201		5.77	
6	6-9	99	0.0287	2.84	3.81
	6-7	64		1.84	
	6-5	102		2.93	
7	7-6	64	0.0287	1.84	5.14
	7-8	126		3.62	
	7-14	168		4.83	
8	8-7	126	0.0287	3.62	6.85
	8-4	351		10.08	
9	9-6	99	0.0287	2.84	5.99
	9-3	160		4.60	
	9-12	158		4.54	
10	10-3	223	0.0287	6.41	8.22
	10-12	245		7.04	
	10-11	104		2.99	

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Suite du tableau III-3

11	11-10	104	0.0287	2.99	21.97
	11-13	242		6.95	
12	12-10	245	0.0287	7.04	10.36
	12-13	103		2.96	
	12-9	158		4.54	
	12-14	215		6.18	
13	13-11	242	0.0287	6.95	9.00
	13-12	103		2.96	
	13-14	282		8.10	
14	14-13	282	0.0287	8.10	9.55
	14-12	215		6.18	
	14-7	168		4.83	

III-6 Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement de la répartition arbitraire [4]

En introduisant le concept des débits limites et des vitesses limites et en fonction des débits de première approximation, on peut déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°2) et avec l'équation de continuité on déduit la vitesse v correspondantes : $V_0 = Q \div S = 4Q \div \pi D^2$

Les résultats de calcul pour le cas de pointe et cas de pointe plus incendie sont rassemblés respectivement dans les tableaux (III-4) et (III-5).

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-4 : *Calcul des diamètres et des vitesses (cas de pointe) :*

Tronçons	Débit transit (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)
N1-N2	12,51	125	1,02
N1-N4	8,36	100	1,06
N2-N3	32,25	200	1,03
N2-N5	12,51	125	1,02
N3-N9	30,25	200	0,96
N3-N10	27,25	200	0,87
N4-N8	10,64	125	0,87
N4-N5	10,65	125	0,87
N5-N6	5,25	100	0,67
N6-N9	14,26	150	0,81
N6-N7	5,2	100	0,66
N7-N8	3,79	75	0,86
N7-14	3,85	75	0,87
N9-N12	10,00	125	0,82
N10-N11	9,03	100	1,15
N10-N12	11,00	125	0,90
N11-N13	4,06	75	0,92
N12-N13	6,00	100	0,76
N12-14	4,64	75	1,05
N13-N14	1,06	50	0,54
R-N3	97,02	300	1,37

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-5 : *Calcul des diamètres et des vitesses (cas de pointe+incendie) :*

Tronçons	Débit transit (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)
N1-N2	12,00	125	0,98
N1-N4	7,85	100	1,00
N2-N3	34,25	200	1,09
N2-N5	15,02	150	0,85
N3-N9	36,25	200	1,15
N3-N10	36,25	200	1,15
N4-N8	14,05	150	0,80
N4-N5	14,57	150	0,82
N5-N6	5,66	100	0,72
N6-N9	15,13	150	0,86
N6-N7	5,66	100	0,72
N7-N8	7,2	100	0,92
N7-14	7,72	100	0,98
N9-N12	15,13	150	0,86
N10-N11	13,00	125	1,06
N10-N12	15,03	150	0,85
N11-N13	8,97	100	1,14
N12-N13	9,90	125	0,81
N12-14	9,90	125	0,81
N13-N14	8,07	100	1,03
R-N3	114,02	350	1,19

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

III-7 Calcul des paramètres hydrauliques :

Après avoir introduit les diamètres dans l'EPANET, nous avons obtenu les résultats des deux cas (pointe et pointe + incendie) représentés respectivement (III- 6), (III-7), (III-8) et (III-9) dans les tableaux ci-après :

Tableau III-6 : Pressions nodales du réseau « cas de pointe » :

N° du nœud	Côtes de terrain (m)	Débit (l/s)	Cotes piézométriques (m)	Pressions au sol (m)
1	534,54	4,15	548,03	13,49
2	533,44	7,23	549,12	15,68
3	526,61	7,27	549,61	23
4	536,08	8,37	547,26	11,18
5	536,21	6,11	547,74	11,53
6	528,63	3,81	547,96	19,33
7	523,72	5,14	546,69	22,97
8	517,66	6,85	546,53	28,87
9	517,65	5,99	548,64	30,99
10	507,55	8,22	548,86	41,31
11	488,72	4,97	547,76	59,04
12	516,88	10,36	547,37	30,49
13	506,27	9	546,31	40,04
14	513,31	9,55	544,09	30,78

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-7 : Paramètres hydrauliques du réseau « cas de pointe » :

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Gradient de perte de charge (m/km)
N1-N2	179	125	-10,22	0,83	6,1
N1-N4	110	100	6,07	0,77	6,99
N2-N3	123	200	-28,35	0,9	3,97
N2-N5	201	125	10,9	0,89	6,89
N3-N9	160	200	35,41	1,13	6,08
N3-N10	223	200	25,99	0,83	3,37
N4-N5	122	125	8,06	0,66	3,9
N4-N8	351	125	5,76	0,47	2,08
N5-N6	102	100	-3,27	0,42	2,2
N6-N7	64	100	10,52	1,34	19,93
N6-N9	99	150	-17,6	1	6,84
N7-N8	126	75	1,09	0,25	1,21
N7-N14	168	75	4,28	0,97	15,43
N9-N12	158	125	11,82	0,96	8,05
N10-N11	104	100	7,56	0,96	10,6
N10-N12	245	125	10,21	0,83	6,09
N11-N13	242	75	2,59	0,59	5,97
N12-N13	103	100	7,42	0,95	10,24
N12-N14	215	75	4,25	0,96	15,22
N13-N14	282	50	1,01	0,52	7,87
R-N3	998	300	97,02	1,37	5,4

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-8 : Pressions nodales du réseau « cas de pointe + incendie » :

N° du Nœud	Cotes de terrain (m)	Débit (L/S)	Cotes piézométriques (m)	Pression au sol (m)
1	534,54	4,15	545,98	11,44
2	533,44	7,23	547,13	13,69
3	526,61	7,27	547,64	21,03
4	536,08	8,37	545,14	9,06
5	536,21	6,11	545,62	9,41
6	528,63	3,81	545,79	17,16
7	523,72	5,14	544,43	20,71
8	517,66	6,85	544,34	26,68
9	517,65	5,99	546,46	28,81
10	507,55	8,22	546,05	38,5
11	488,72	21,97	539,56	50,84
12	516,88	10,36	544,26	27,38
13	506,27	9	541,45	35,18
14	513,31	9,55	541,04	27,73

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

Tableau III-9 : Paramètres hydrauliques « cas de pointe + incendie » :

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Gradient de perte de charge (m/km)
N1-N2	179	125	-10,49	0,85	6,41
N1-N4	110	100	6,34	0,81	7,6
N2-N3	123	200	-29,11	0,93	4,18
N2-N5	201	125	11,39	0,93	7,49
N3-N9	160	200	39,2	1,25	7,38
N3-N10	223	200	38,44	1,22	7,11
N4-N5	122	125	8,08	0,66	3,92
N4-N8	351	125	6,05	0,49	2,28
N5-N6	102	100	-2,81	0,36	1,66
N6-N7	64	100	10,87	1,38	21,24
N6-N9	99	150	-17,49	0,99	6,75
N7-N8	126	75	0,8	0,18	0,69
N7-N14	168	75	4,93	1,12	20,17
N9-N12	158	125	15,73	1,28	13,89
N10-N11	104	100	18,98	2,42	62,45
N10-N12	245	125	11,24	0,92	7,31
N11-N13	242	75	-2,99	0,68	7,81
N12-N13	103	100	12,39	1,58	27,33
N12-N14	215	75	4,22	0,96	14,99
N13-N14	282	50	0,4	0,2	1,45
R-N3	998	300	114,02	1,61	7,38

Remarque :

Les débits ayant un signe moins (-) signifie que l'écoulement se fait dans le sens inverse de la flèche.

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

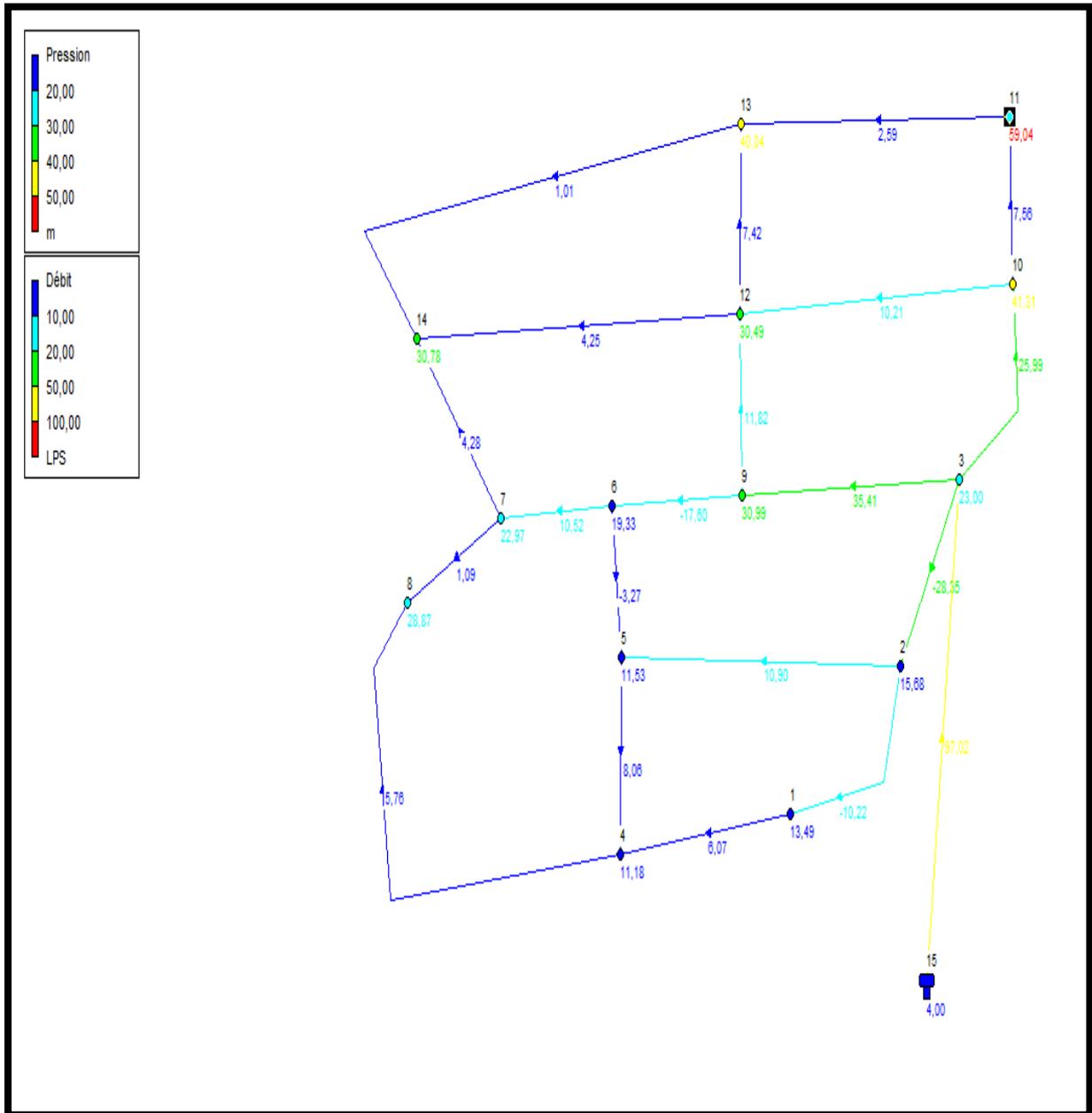


Figure III-1 : pressions pour le cas de pointe.

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

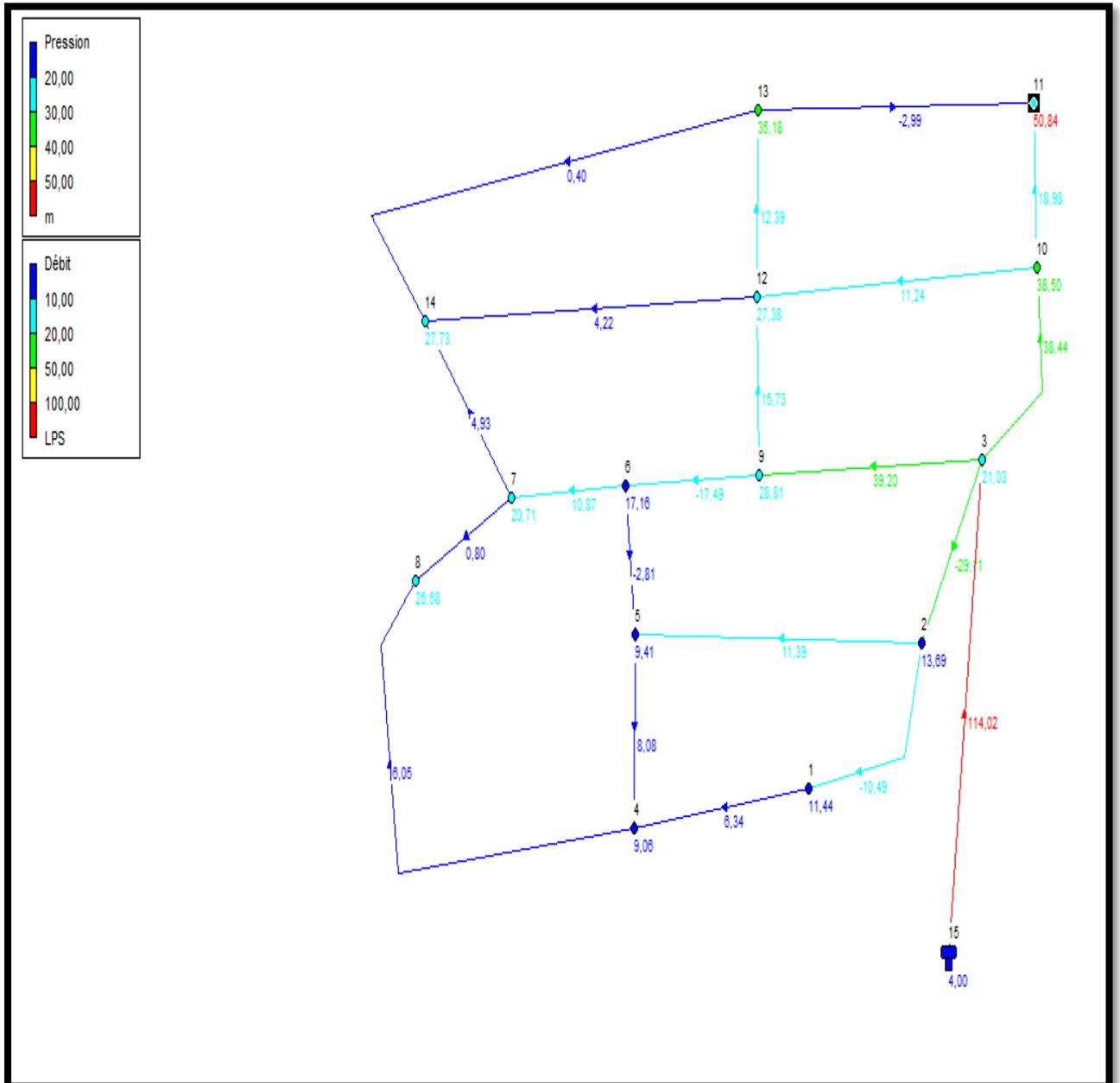


Figure III-2 : pressions pour le cas de pointe + incendie.

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRUBUTION.

III-8 Commentaire :

D'après le plan de masse, on a pu tracer sept mailles avec des longueurs variables. Vu la position du réservoir sur sol existant et pour plus de stabilité de pressions, on a opté à un schéma à réservoir de tête avec deux cas de calcul : cas de pointe et pointe + incendie avec point défavorable le nœud 11. Le débit d'incendie (17 l/s) sera donné par le réservoir existant et soutiré vu l'importance de son volume. On remarque aussi que les côtes piézométriques nodales sont inférieures par rapport à celle du réservoir d'où l'alimentation du réseau se fait gravitairement.

III-9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner le réseau de distribution en eau potable alimenté par un réservoir existant de cote imposée. En cas de pointe + incendie, la vitesse varie entre 0,18 à 1,61 m/s et la pression au sol varie entre 9,06 à 50,84 m. pour le cas de pointe qui est courant, les résultats sont plus meilleurs.

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

IV-1 Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

Dans notre projet, le réservoir de type sur sol est déjà existant où les caractéristiques sont connues. Sa capacité de 2000 m³ est destinée à alimenter une partie de la ville d'AZAZGA y compris notre zone d'étude. L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité utile qu'exige notre agglomération autrement dit la fraction volumique en eau potable qui doit être assurée par ce réservoir.

IV-2 Définition :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours de ces âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, les réservoirs disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelles Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans des réservoirs.

IV-3 Les fonctions générales des réservoirs :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau potable sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- Des fonctions techniques.
- Des fonctions économiques.

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

IV-3-1 Fonctions techniques du réservoir :

- Le réservoir assure la continuité de l'approvisionnement en eau, étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage.
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- Le réservoir assure un volume d'eau pour combattre les incendies.

IV-3-2 Fonctions économiques d'un réservoir :

- Réduction du coût de l'installation sur les ouvrages de production.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

IV-4 Classification des réservoirs :

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

IV-4-1 Classification selon le matériau de construction :

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé.
- Réservoirs en béton précontraint.

IV-4-2 Classification selon la situation des lieux :

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

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi –enterré.
- Réservoir surélevé (appelés châteaux d'eau).

IV-4-3 Classification selon l'usage :

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

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (tampon).
- Réservoir de traitement.

IV-4-4 Classification selon la forme géométrique :

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles :

- Réservoirs cylindriques.
- Réservoirs rectangulaires (carré).

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

IV-5 Emplacement de réservoir :

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- La côte du réservoir doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.

IV-6 Rôles des réservoirs :

Vu la topographie du terrain, on a opté à un schéma d'un réservoir en tête pour stabiliser les pressions au niveau du réseau et donner une certaine harmonisation entre l'apport et la demande et d'assurer d'autres rôles tels que :

- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les pointes de consommation.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité (d'équilibre).
- La continuité de la distribution doit être assurée pendant l'arrêt de la pompe.
- L'assurance de la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée qui n'est pas notre cas.
- Régularisation du débit entrant et le débit sortant.

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

IV-7 Entretien des réservoirs :

L'entretien des réservoirs se fait obligatoirement une fois par an ou ils doivent être nettoyés. Cet entretien comporte plusieurs opérations qui sont les suivantes:

- Isolement et vidange de la cuve, afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte du temps, on ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
- Elimination des dépôts sur les parois. .
- Examen et réparation.
- Désinfection à l'aide de produits chlorés.

Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

Par mesure d'hygiène et de sécurité les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre corps étrangers et les variations de température

IV-8 Localisation des réservoirs :

On a constaté que l'emplacement de notre réservoir de type sur sol, se trouvant à une côte de 551 m pour une hauteur de la cuve de 4m, répond gravitairement aux conditions hydrauliques de fonctionnement du réseau vu que les pressions de service obtenues dans le chapitre précédent sont comprises dans la fourchette des pressions au sol recommandées en hydraulique urbaine et que sa cote piézométrique est plus élevée à toute cote piézométrique exigée dans l'agglomération. Ce réservoir est alimenté par refoulement à partir d'une source.

IV-9 Détermination de la capacité [11]

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

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. La visite effectuée au niveau du réservoir montre qu'il présente une forme circulaire avec un diamètre de 28m et une hauteur de la cuve de 4 m. il est également doté de la réserve d'incendie de 120 m³.

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

Dans ce chapitre, nous sommes appelés à déterminer le volume d'eau exigé par notre agglomération supposée alimentée par un réservoir déjà projeté à elle seule. Ce volume doit être donné par le réservoir existant qui représentera une fraction de sa capacité.

IV-9-1 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure. D'après les données collectées, l'apport du débit vers le réservoir existant se fait durant 20 heures comme le montre le tableau ci-après.

Pour ce cas, nous déterminons uniquement le volume utile exigé par notre agglomération vu que la réserve d'incendie est assurée par le réservoir existant. Nous fixons donc un régime de consommation selon les statistiques (par analogie) pour notre agglomération pour un régime d'apport déjà existant, pour pouvoir évaluer cette capacité utile.

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

Tableau IV-1 : Détermination de la capacité du réservoir :

Heures de consommation	Consommation horaire de $Q_{maxj} = 5588,52 \text{ m}^3/\text{j}$	Régime de travail de la station de pompage	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
H	%	%	%	%	%
0-1	1.5	0		1.5	-0.5
1-2	1.5	0		1.5	-2
2-3	1.5	0		1.5	-3.5
3-4	1.5	0		1.5	-5
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	5.0	5	0		-1
13-14	5.0	5	0		-1
14-15	5.5	5		0.5	-1.5
15-16	6.0	5		1	-2.5
16-17	6.0	5		1	-3.5
17-18	5.5	5		0.5	-4
18-19	5.0	5	0		-4
19-20	4.5	5	0.5		-3.5
20-21	4.0	5	1		-2.5
21-22	3.0	5	2		-0.5
22-23	2.0	5	3		2.5
23-24	1.5	5	3.5		1

Chapitre IV : LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

La capacité utile est tirée à partir des valeurs extrêmes, en pourcentage, repérées dans la dernière colonne du tableau IV-1 en valeurs absolues. Cette capacité sera égale à :

$$V_{r} = \frac{(5+4.5) * 5588.52}{100} = 530.91 \text{ m}^3 \approx 600 \text{ m}^3$$

Remarque :

On remarque que la capacité calculée pour notre agglomération qui est de 600 m³ représente 30% de la capacité totale du réservoir existant.

IV-10 tuyauterie du réservoir :

Lors de notre visite effectuée, on a pu constater que le réservoir existant est posé sur sol à une côte de 551m, de forme circulaire surmonté d'une coupole avec un regard de visite (reniflard), et une chambre de manœuvre. La cuve a pour diamètre 28 m et pour une hauteur de 4 m. la cuve de capacité de 2000m³ est munie de :

- D'une conduite d'arrivée par le bas de diamètre 400mm aboutissant à l'extérieur de cuve.
- D'une conduite de départ avec ramification destinée chacune à une agglomération de la région de diamètre variable, celle destinée pour notre agglomération est de 300mm.
- D'une conduite de vidange de 80mm déversant à l'air libre, munie d'un robinet de vidange.
- D'une conduite de trop plein de diamètre 80mm raccordée à la conduite de vidange.
- D'une conduite by-pass reliant la conduite d'arrivée à celle de départ.
- De compteurs placés au niveau des conduites d'arrivée et de départ.

IV-11 Conclusion :

D'après ce chapitre, on a déterminé la capacité du réservoir qui nous permettra de savoir si un réservoir projetée est nécessaire ou pas, et selon notre calcul, on a constaté qu'on n'a pas besoin de projeter un réservoir vu que la capacité utile que demande notre agglomération est de 600 m³ qui est plus petite que la capacité du réservoir existant (2000m³).

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

V-1 Introduction

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

D'une façon générale, ces organes accessoires qui seront prévus sont des équipements hydrauliques destinés à :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits (cas de piquage par exemple).
- Purger les canalisations.
- Vidanger les canalisations.
- Isoler les canalisations
- Changer les sens d'écoulement.

V-2 Les robinets-vannes

V-2-1 Les robinets-vannes de sectionnement

Ils sont placés au niveau de chaque nœud de notre réseau au nombre de (n-1 : n : nombre de branches aboutissant au nœud), et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ou de vidange, ils sont utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres et aussi au niveau des adductions longues pour contribuer à l'entretien de ces adductions.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

V-2-2 Les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse placés au niveau de la conduite de distribution (R-3) sortant du réservoir alimentant notre réseau. Elles servent à interrompre l'écoulement d'eau rapidement en cas d'avarie de la conduite de départ d'un réservoir. C'est une vanne déséquilibrée, se fermant sous la pression de l'eau, qui ne sera jamais placée ni à l'aval de la conduite ni au niveau des conduites formant des mailles (risque d'un coup de bélier important).

Elle occasionne une faible perte charge et présente une rangeabilité importante. Pour la régularisation, la manœuvre de l'obturateur est limitée à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente même un

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :



Figure V-1 : Vanne papillon à brides.

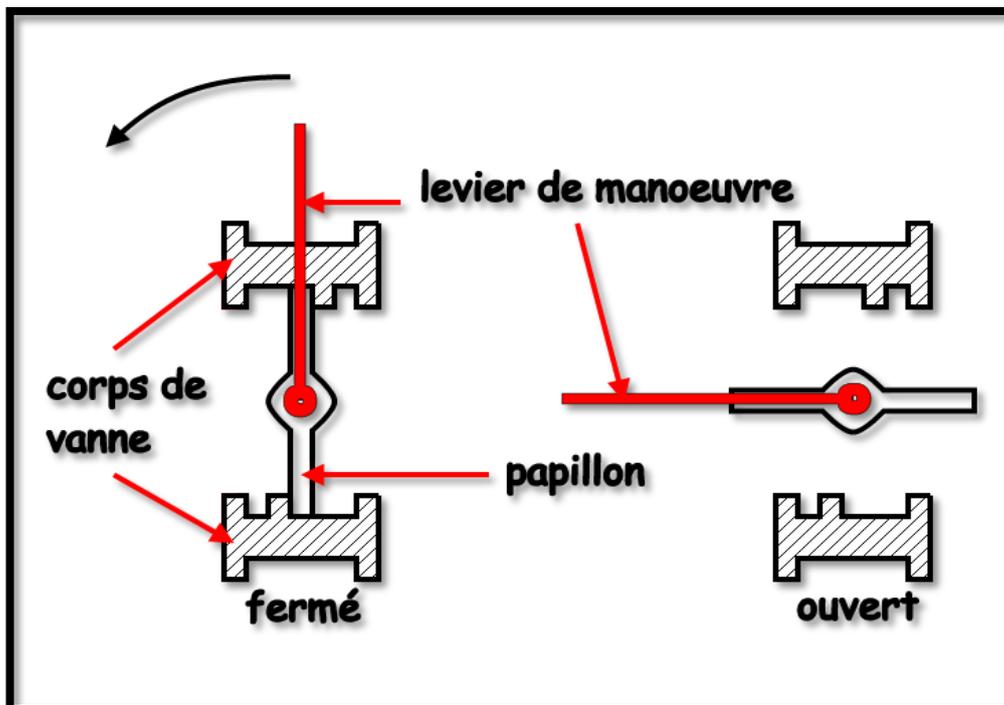


Figure V-2 : schéma de la vanne papillon.

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

V-2-2-1 Les vannes d'isolement

Elles sont utilisées pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir :

- Pour les gros diamètres (350mm et plus), on utilise des robinets papillon.
- Pour les petits diamètres, on utilise des robinets vannes.

Ces vannes doivent être placées au niveau de la conduite d'arrivée (à l'entrée) et de la conduite de départ (sortie) du réservoir alimentant notre réseau.

V-2-2-2 Les vannes à clapet de non retour

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement de s pompes ou sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

Au niveau de notre réseau, l'emplacement de ce type de vanne suit celui des compteurs à sens unique d'écoulement afin d'éviter leur endommagement.

On distingue trois sortes de clapets :

- **Clapet anti-retour à battant** : le battant en position levée permet un débit important. Un mécanisme de contrepoids ou un ressort permet une fermeture régulée. Elle est utilisée pour une fréquence de manœuvre faible.
- **Clapet anti-retour à double battant** : permet d'éviter les coups de béliers.
- **Clapet anti-retour à bille** : une bille libre assure la fermeture.



Figure V-3 : *clapet anti retour à bille DN15-DN100.*

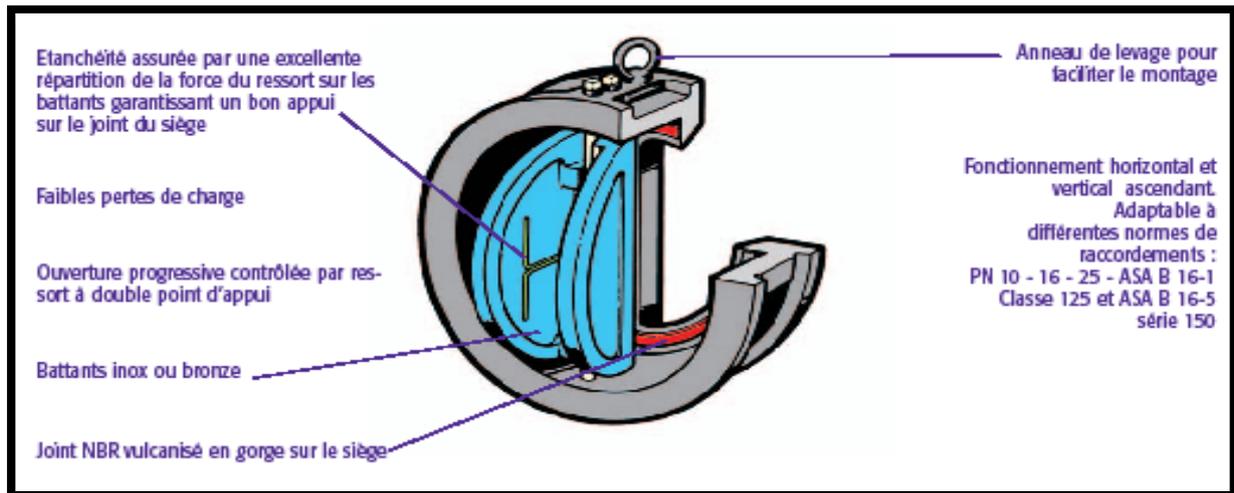


Figure V-4 : Clapet à double battant.

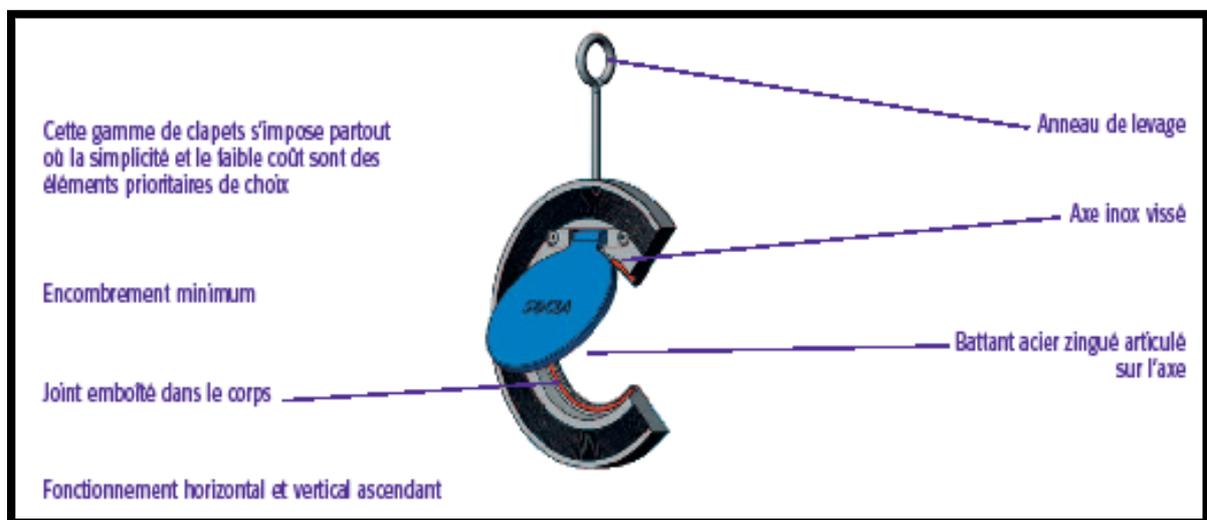


Figure V-5 : Clapet à simple battant.

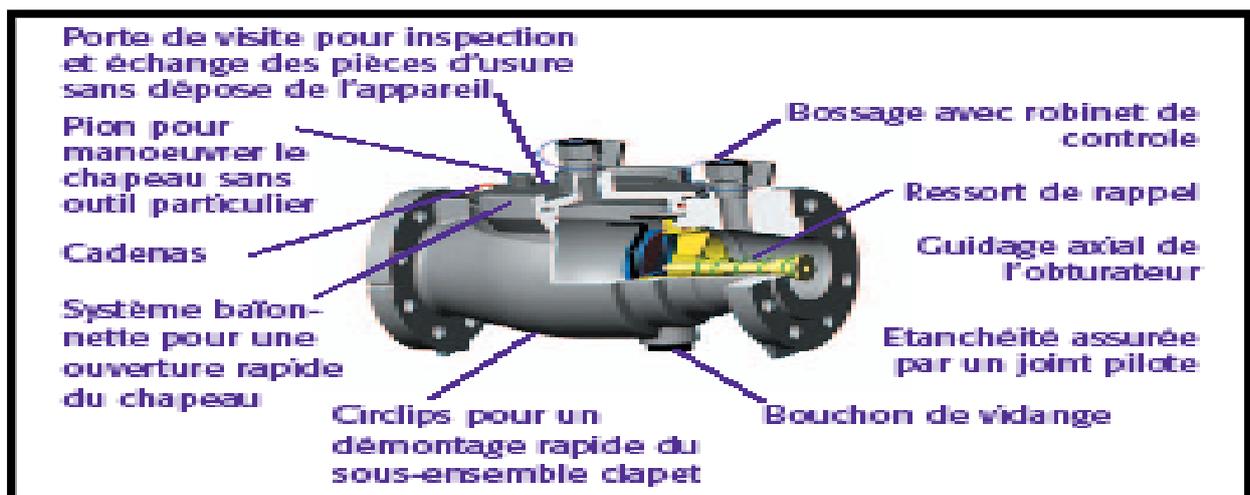


Figure V-6 : Clapet à simple battant (à brides).

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

V-2-2-3 Décharges

Les décharges sont des robinets disposés aux points bas des conduites en vue de vidanger l'eau de la conduite lors de l'entretien ou en cas de panne. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne).

Elles sont prévues :

- A tout point bas du profil de la conduite.
- D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celle-ci crée un point bas.

On placera ces robinets aux points bas le long des conduites du réseau dans des regards en maçonnerie facilement accessibles pour la vidange en cas d'intervention sur le réseau.

V-2-2-4 Les vannes de réduction de pression

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la Pression d'une valeur prédéterminée. Dans notre cas, nous n'avons aucune pression qui dépasse 6 bars.

V-2-2-5 Les vannes d'altitude

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum, la vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et on évite le débordement du réservoir.

V-3 Les ventouses

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

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

Deux types de ventouse sont disponibles :

- Ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement.

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. Dans notre projet, nous avons un réseau de distribution où les ventouses ne sont pas indispensables car elles sont remplacées par les robinets de prise des habitations. Leur ouverture simultanée joue le rôle des ventouses permettant ainsi le dégazage.

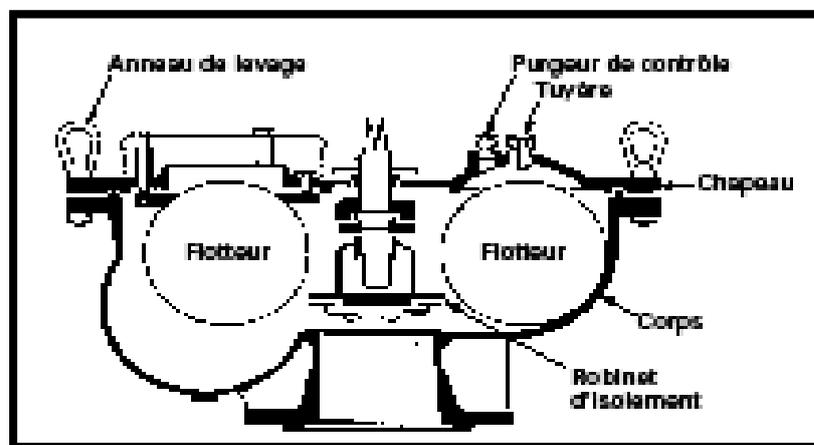


Figure V-7 : *Ventouse à trois fonctions*

(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air).

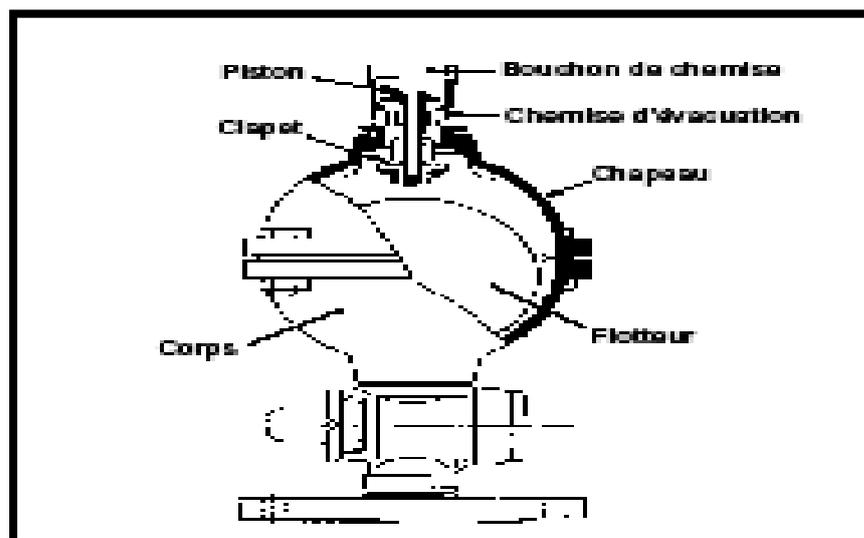


Figure V-8 : *Ventouse à fonction unique*



Figure V-9 : Ventouse à trois fonctions
DN60 à 200.



Figure V-10 : ventouse simple.

V-4 Régulateur de pression

V-4-1 Régulateur de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. D'après les informations recueillies sur le catalogue des pièces spéciales de l'entreprise BAYARD, nous avons :

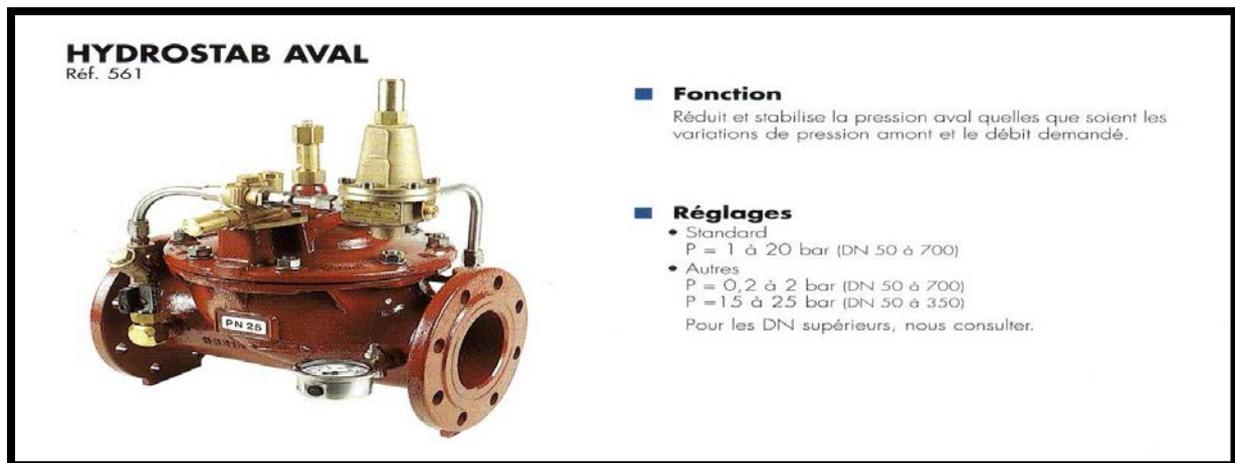


Figure V-11 : Régulateur de pression aval.

V-4-2 Régulateur de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

Dans notre projet, les pressions ainsi destinées sont dans la fourchette acceptable ; donc ces régulateurs ne seront pas pris en compte.

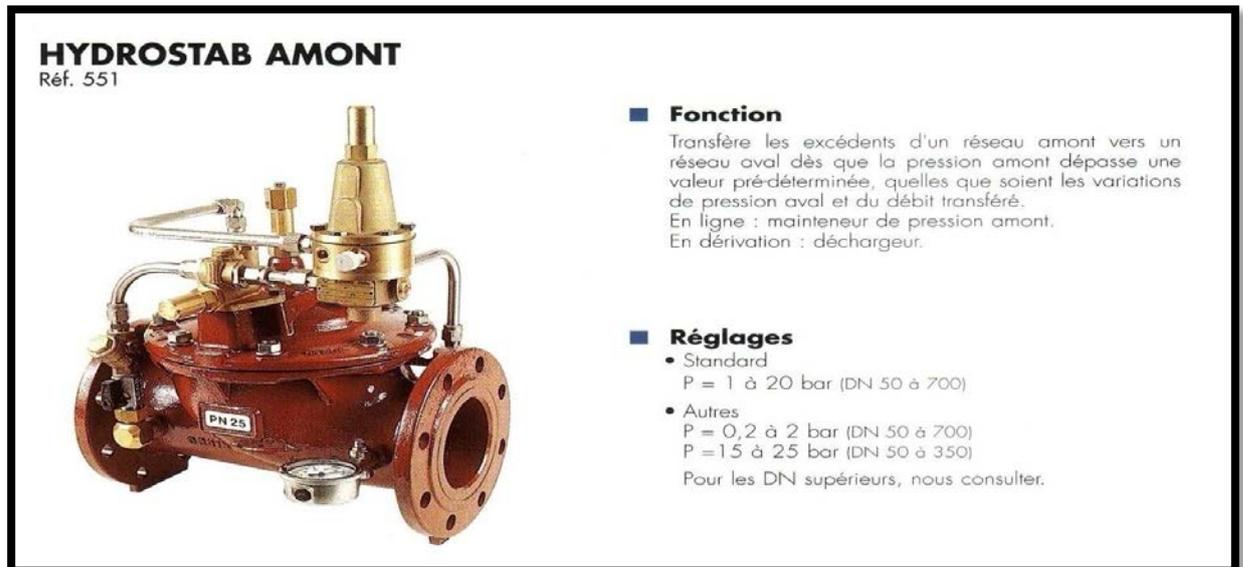


Figure V-12 : Régulateur de pression amont

V-5 By-pass

Le by-pass est destiné pour :

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

Le by-pass est utilisé en cas :

- D'entretien ou réparation du réservoir
- D'incendie à forte charge pour pouvoir augmenter la pression.

La conduite d'arrivée et de départ de notre réservoir seront by-passées pour assurer la continuité de la distribution en cas d'entretien ou de réparation du réservoir.

V-6 Les bouches ou poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre aux quelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500l /min ou si la pression de l'eau est faible. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m mais dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100m.

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Normalement les bouches d'incendie doivent être placées sur des conduites dont le diamètre est au minimum 100mm et le débit véhiculé est au minimum 17 l/s aux points où la pression minimale de service est de 8 à 10m.

Pour les protéger contre le gel, on doit les garder vides de toute eau. Pour se faire, on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit le côté de la rue où on les installe de façon à minimiser la longueur de leurs branchements à la conduite de distribution.



Figure V-13 : *Poteau d'incendie.*



Figure V-14 : *Bouche d'incendie.*

V-7 Organes de mesure

Dans notre projet, ces organes sont surtout des compteurs débit métriques et des pressions mètres.

- Les compteurs débit métriques sont placés à la sortie du réservoir et au niveau du réseau de distribution. Leurs emplacement sont très utiles pour la gestion du réseau par exemple comptage et recherche des fuites qui sont caractérisés par pression qu'il s supportent et un seuil de démarrage faible pour pouvoir détecter la moindre fuite mais qui présente aussi une perte de charge singulière importante. On distingue les compteurs ayant deux sens et ceux qui ont un seul sens auxquels il faut placer un clapet anti-retour.

Ils sont placés aux deux extrémités des tronçons formant les mailles formant le réseau.

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

- Les pressions mètres utilisés pour la mesure des pressions au niveau des nœuds pour définir la courbe caractéristique nodale. Il est très utile de connaître la pression à l'entrée du réseau. Nous trouvons :

- Manomètre à aiguilles

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



Figure V-15 : *Manomètre à aiguille.*

- Manomètre à soufflet

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

V-8 Pièces spéciales de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

V-8-1 Coudes

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

V-8-2 Cônes

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

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

V-8-3 Tés

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

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

Chapitre V : ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

V-8-4 Les croix de jonction

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

V-8-5 Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints comme le joint gibault utilisé pour les tuyaux cylindriques, le joint standard, verrouillé, rapide, express,...

V-9 Conclusion

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

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

VI-1 Introduction

Le coup de bélier est une phase du régime transitoire où les paramètres changent dans le temps d'une façon prépondérante ou autrement dit est un phénomène d'écoulement transitoire et oscillatoire dans le temps et dans l'espace qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

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

Dans notre étude, nous nous intéressons à l'étude du coup de bélier engendré dans la conduite gravitaire reliant le réservoir et le nœud de jonction (N3) en vue de sa protection. La méthode utilisée est celle de Streeter qui se base sur la loi de vannage.

VI-2 Causes du coup de bélier [7]

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conditions 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.

VI-3 Risques dus aux coups de bélier

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

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

Ces phénomènes se produisent dans une canalisation en charge, peuvent engendrer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression causées par des manœuvres brusques.

a- Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendré 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 provoquée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale (PMF : pression maximale de fonctionnement) c'est-à-dire la pression en régime permanent (PMS : pression maximale de service) majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier (Δb) dépasse la pression maximale admissible des tuyaux, il se traduit souvent par un bruit caractéristique sourd rappelant le son d'un coup de marteau, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations et le dislocation des joints du fait de la quantité d'eau en mouvement.

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 10 mce, il se produira une poche de cavitation d'où l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit interne de protection du tuyau et l'endommagement des appareils.

c- Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire, les alternances des conséquences inévitables de surpressions et dépressions provoquent la fatigue du matériau de la conduite malgré leur faible amplitude.



Figure VI-1 : *Joint de dilatation détruit par un coup de bélier*

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

VI-4 Moyens de prévention

Les coups de bélier peuvent être à l'origine d'accident, mais le plus souvent, cela se limite à une rupture de tuyauteries ou du matériel qui y est raccordé. Les lignes transportant des fluides dangereux bénéficient d'une attention toute particulière lors de la conception, de la construction et de l'exploitation.

Les éléments suivants permettent de diminuer les coups de bélier:

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression.
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s.
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente.
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation.
- Mettre en place les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.
- Réduire les longueurs de tuyauterie droite par des coudes ou des lyres de dilatation, les coudes réduisant l'influence des ondes de pression.
- Employer des éléments de tuyauteries conçus pour des pressions élevées (solution coûteuse).
- Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.
- Installer les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection en cas de surpressions.
- Installer un by-pass de la pomperie.
- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorante du coup de bélier.

VI-4-1 Les volants d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

VI-4-2 Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

VI-4-3 La cheminée d'équilibre :

Elle sert à limiter les surpressions et les dépressions, utiliser uniquement pour le cas des hauteurs géométriques très faibles.

VI-4-4 Réservoir d'air :

C'est le moyen le plus utilisé pour la protection anti-bélier car il protège les installations aussi bien contre les surpressions, que contre les dépressions, son installation est simple.

VI-5 Interprétation physique du coup de bélier

On considère dans un système analogue à notre système qui est un cas gravitaire. On suppose qu'il se produit un arrêt brusque d'une vanne ; cet arrêt engendre un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ère} phase :

Après l'arrêt brusque d'une vanne en aval d'une conduite, la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne. La vitesse de l'eau doit s'annuler, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle.

Cette énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau a comprimé la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate.

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

Une onde de surpression prend naissance au départ de la vanne et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c). Au bout de ce temps, la conduite est en surpression et le temps mis par l'onde est (l/c).

2^{ème} phase :

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse U_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial.

A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer. Ce cycle de période $T=2L/c$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation dépression.

3^{ème} phase :

La vanne clapet située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression.

Au bout d'une nouvelle période (L/c) ce qui fait ($3L/c$) depuis l'origine, toute la conduite sera comprimée avec une eau dépressée immobile.

4^{ème} phase :

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée, entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière.

Donc le retour du régime permanent dans une nouvelle période (L/c) ce qui fait ($4L/c$) depuis l'origine.

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

VI-6 Moyen de protection contre le coup de bélier [9]

On dit qu'il est impossible de supprimer complètement l'effet néfaste du coup de bélier mais on peut arriver à réduire ceci au maximum à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite gravitaire ou autres.

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une façon satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente pour limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Pour déterminer les caractéristiques de la manœuvre de fermeture de la vanne, on considère que la vanne est comme un orifice caractérisé par un coefficient de débit « m » constant et une aire de section A_v variable. Cette vanne de sectionnement est placée à l'extrémité aval de la conduite de distribution reliant le réservoir au nœud de jonction. On peut écrire :

$$Q = m.A_v \sqrt{2.g.h} \quad (\text{VI-1})$$

A l'état initial (régime permanent) cette équation s'écrit :

$$Q_0 = m A_{v0} \sqrt{2.g.h_0} \quad (\text{VI-2})$$

- Q : Débit en régime permanent en (m^3/s)
- m : coefficient de débit
- h_0 : la hauteur piézométrique statique
- $h_0 = C_{tp} - C_{t3} = 551 - 526,6 = 24,4 \text{ m}$
- C_{tp} : cote de trop plein de réservoir de volume 2000 m^3
- C_{t3} : cote de terrain naturel de nœud N° 03
- V_0 : vitesse débitaire, qui est égale à $1,37 \text{ m/s}$

En faisant le rapport entre les deux équations précédentes, nous obtenons :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

- h : pression totale réglant dans la conduite à l'instant t .
- A_v : Aire de section de la vanne variable
- A_{v0} : Aire de section de la vanne à l'instant $t=0$.

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

La valeur de coup de bélien est donnée par :

$$\Delta h = \frac{+ C * \Delta V}{g} \quad (\text{VI-4})$$

- Δh : Valeur de coup de bélien (m)
- C : célérité d'onde en m/s
- g : l'accélération gravitaire en m^2/s

La célérité d'onde de propagation est donnée par l'expression suivant :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{P}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{eE}}} \quad (\text{VI-5})$$

- K : coefficient d'élasticité de l'eau, $K=2,16 \cdot 10^9$ Pa
- P : la masse volumique de l'eau, $\rho = 1000 \text{ kg}/m^3$
- E : module de Young de la conduite, PEHD = $1,2 \cdot 10^9$ Pa
- e : épaisseur de la conduite en (m), $e= 31.6 \text{ mm}$ (d'après le catalogue de CHIALI)
- D : diamètre de la conduite en (m), $D= 0,315 \text{ m}$

Nous obtenons une valeur de C égale à 309,62 m/s

Cette célérité sera majeure de 34%, tenant compte du fait que la conduite est enterrée, nous obtenons donc : C' égale 414,89 m/s

L'onde réfléchie atteint la vanne au bout d'une durée de temps :

$$T_r = \frac{2 * L}{C'} = 2 * 998 / 414,89 = 5 \text{ sec}$$

Après avoir déterminé la valeur de C', nous allons appliquer l'équation suivante :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C * V_0}{g * h_0} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

- ✓ $\frac{\Delta h}{h_0}$: Le coup de bélien adimensionnel
- ✓ $\frac{\Delta V}{V_0}$: L'écart de la vitesse

$$\frac{\Delta h}{H_0} = 2,37 \frac{\Delta v}{v_0} \quad (\text{VI-7})$$

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

La fraction de l'aire de section laissée ouverte par la vanne : A_v/A_{v0} est une fraction du temps, nous admettons que la fermeture continue peut être considérée comme une série de fermeture partielle brusque.

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (\text{VI-8})$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi de manœuvre.

L'application des équations (VI-7) et (VI-8) nous permettent d'obtenir des valeurs adimensionnelles présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier

t(second)	t/t _c	A _v /A _{v0}	Δh/h ₀	ΔV/V ₀	h/h ₀	V/V ₀	P (bar)
0	0	1	0	0	1	1	2,34
1	0,2	0,85	0,166	0,070	1,166	0,930	2,728
2	0,4	0,6	0,337	0,142	1,503	0,788	3,517
3	0,6	0,35	0,472	0,199	1,975	0,589	4,622
4	0,8	0,1	0,699	0,295	2,674	0,294	6,257
5	1	0	0,647	0,273	3,321	0,021	7,771
6	1,2	0	-0,332		2,989		6,994
7	1,4	0	-0,674		2,315		5,417
8	1,6	0	-0,944		1,371		3,208
9	1,8	0	-1,398		-0,027		-0,063
10	2	0	-1,294		-1,321		-3,091

La fonction $\frac{A_v}{A_{v0}} = f(t)$ représente la loi de manœuvre de fermeture. Pour que la charge de

coup de bélier ne dépasse pas $\frac{h}{h_0} = 3,321$, la loi de manœuvre doit avoir la forme suivante :

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

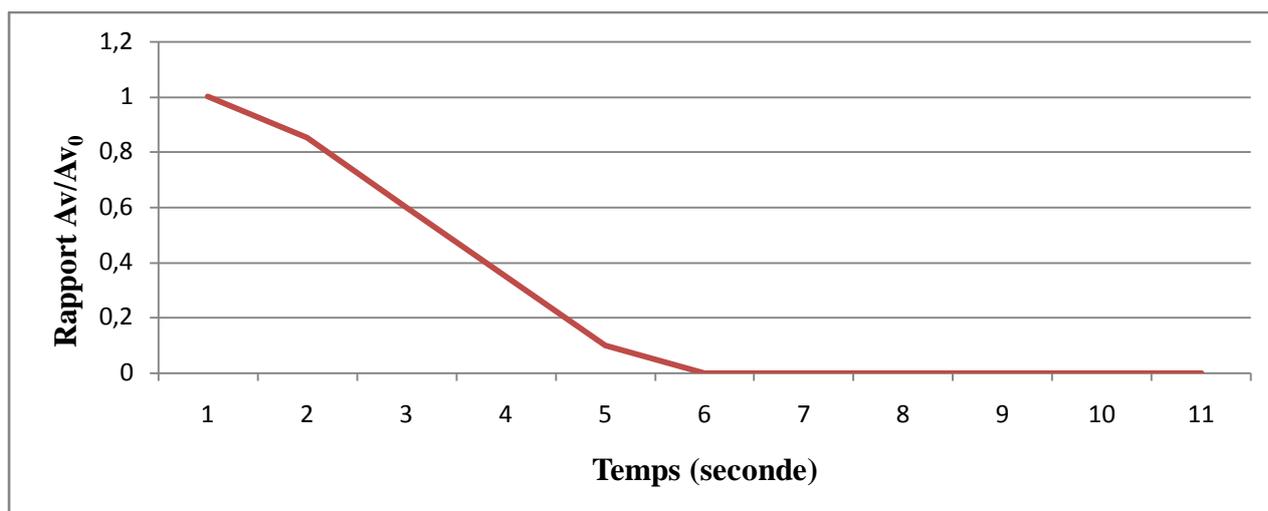


Figure VI-2 : Loi de manœuvre de robinet vanne

VI-7 Interprétation graphique

Cette courbe représente la loi de manœuvre du robinet vanne qui indique à chaque instant la position de robinet vanne.

A l'instant $t=6$ secondes, la vanne achève sa manœuvre de fermeture. Et pour $t/t_c=1,2$ l'onde de pression provoquée à l'instant $t/t_c=0,2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite, atteint la vanne tout en engendrant un décroissement de la hauteur piézométrique à partir d'une surpression maximale égale à 7,771 bars jusqu'à une dépression maximale de - 3,091 bars.

Cette loi de manœuvre donne une variation des conditions d'écoulement assez rapide au début et très lente par la suite. Cela veut dire que même si le système hydraulique subit de fortes variations de pression, elles seront très lentes et ne causeront pas un état de fatigue de la canalisation.

VI-8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le phénomène du coup de bélier dans une conduite gravitaire en choisissant un moyen de protection contre l'effet du coup de bélier qui est la loi de manœuvre. Cette dernière consistera à doter le robinet vanne d'un temps de fermeture supérieur au temps d'aller et retour de l'onde.

Tout en connaissant les caractéristiques du robinet vanne, on a déterminé la loi de manœuvre de ce dernier qui permettra d'avoir une variation de pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

VII-1 Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose.

La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de réseau et l'adduction reposent sur une pose convenable.

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

VII-2 Principe de pose de canalisation [10]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VII-2-1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décante en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau 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 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VII-2-2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

VII-2-2-1 Cas d'un terrain peu consistant :

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

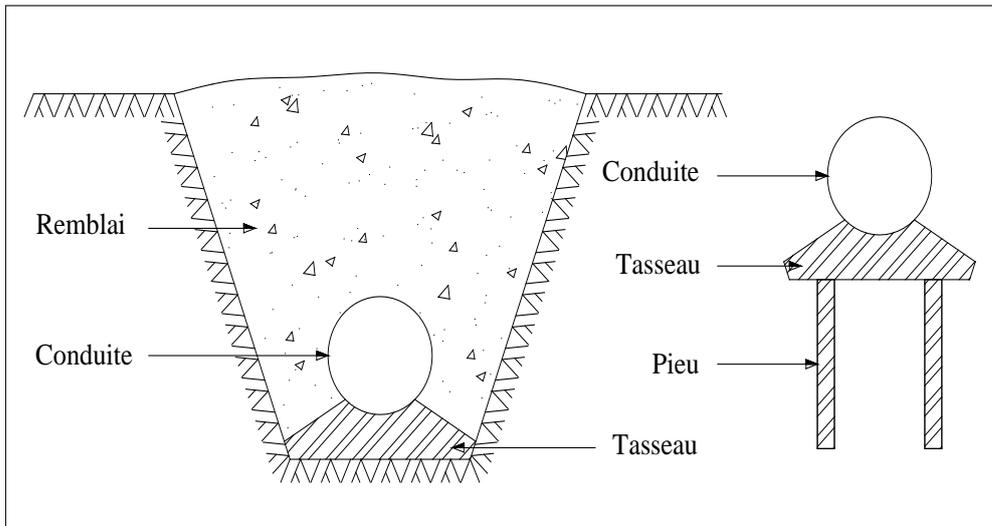


Figure VII-1 : *Pose de conduites dans un terrain peu consistant.*

VII-2-2-2 Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.



Figure VII-2: *Pose de conduites dans un terrain agressif.*

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

VII-2-2-3 Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

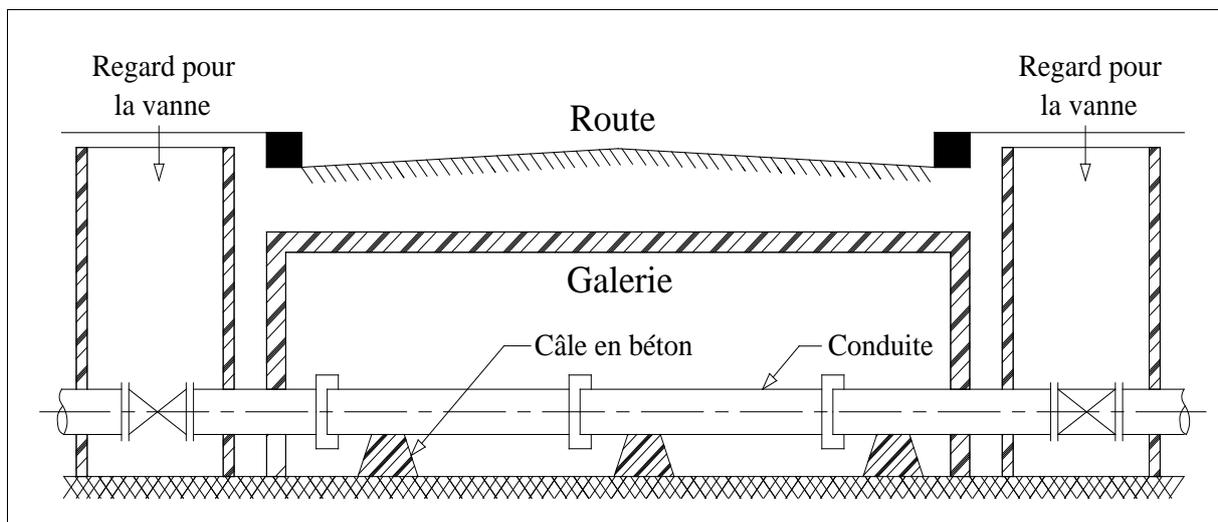


Figure VII-3: Pose de canalisation en galerie.

VII-2-2-4 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

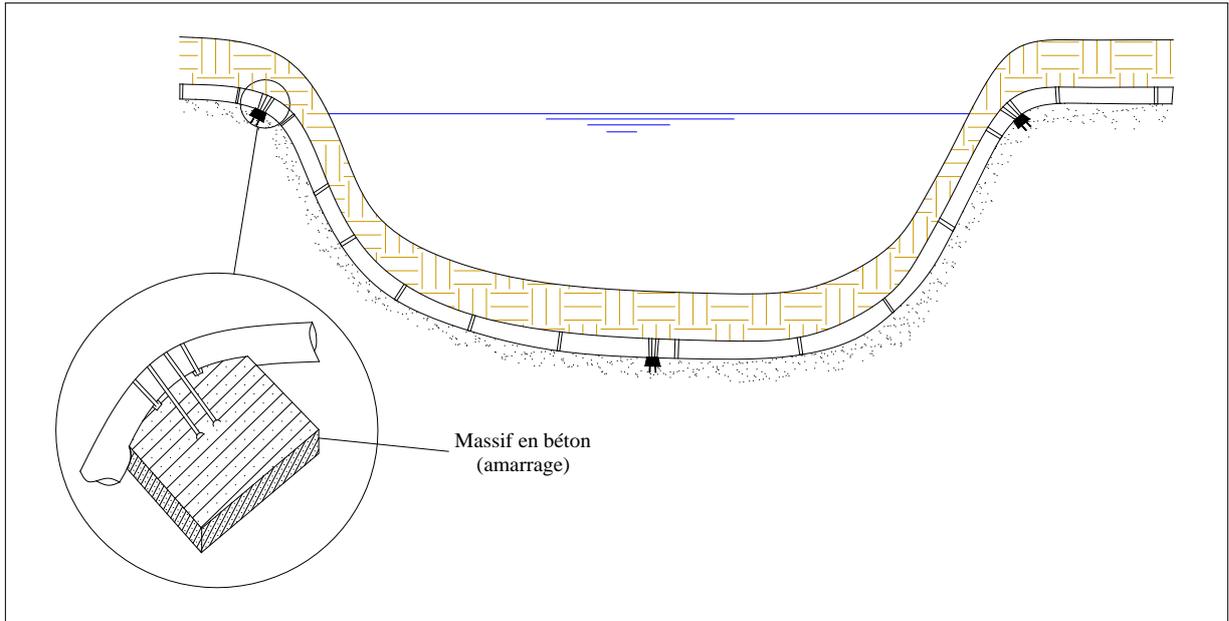


Figure VII-4: traversée d'une rivière.

VII -2-2-5 Pose de canalisation en pente :

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

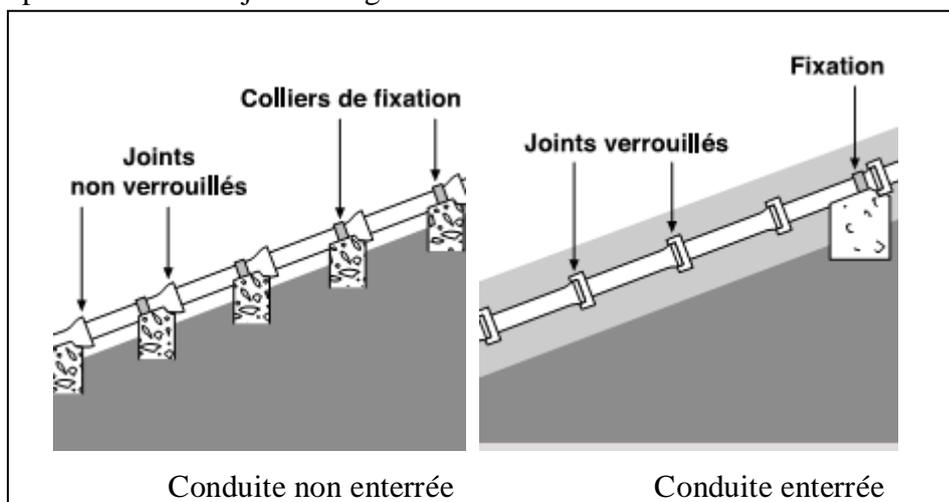


Figure VII-5 : Pose de canalisation en pente.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

VII-2-2-6 Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées :

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

VII-3 Les types de tranchées

Les tranchées sont très diverses suivant le type de la canalisation mis en œuvre, la nature et la qualité portante du sol au fond de la fouille. Elles concernent l'appui transversal de la canalisation, ces appuis sont classée en trois modes principaux, soit à même le fond de la fouille sur le sol naturel, soit sur une couche de fondation constituée d'un matériau pulvérulent (sable, gravier fin,...) convenablement compacté, ou sur un berceau en béton le supportant d'une façon régulière.

Pour une bonne pratique, il est conseillé :

- D'éviter de poser les canalisations sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les canalisations reposent sur toute sa longueur.
- De placer toujours les canalisations sur des fouilles sèches.
- D'éliminer du fond de la fouille tout les points durs (grosses pierres,...) qui constituent des tasseaux naturels.
- En terrain où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler (sols argileux), de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capables d'assurer un bon drainage.
- De réaliser un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

Le type de pose a une influence importante sur les sollicitations autour de la canalisation. Nous distinguons :

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

- *La pose en tranchée étroite :*

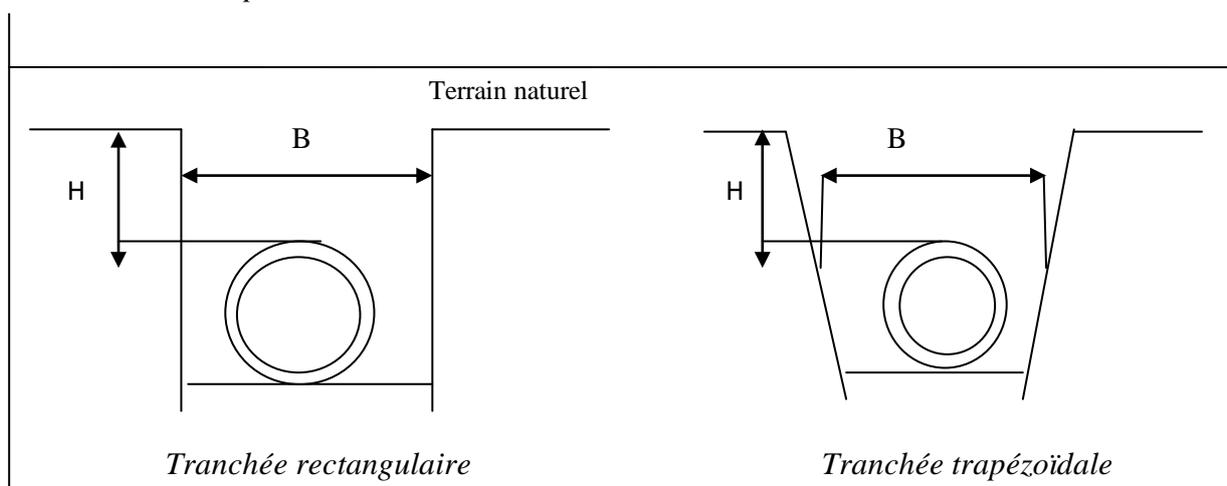


Figure VII-6 : *La forme des tranchées.*

Une tranchée est dite étroite lorsque la largeur au niveau de la génératrice du tuyau « B », et la hauteur du remblai au-dessus de cette même génératrice « H », satisfait à l'une des conditions suivantes :

$$\frac{B}{D} < 2 \quad \text{avec} \quad \frac{H}{B} > 1.5$$

$$2 > \frac{B}{D} < 3 \quad \text{avec} \quad \frac{H}{B} > 3.5$$

D : diamètre extérieur de la conduite.

- *Les tranchées à parois verticales.*
- *Les tranchées à parois inclinées.*
- *La pose en tranchée large :*

Une conduite est dite en tranchée large lorsque H et B ne vérifient aucune inégalité ci-dessus.

- *La pose en remblai :*

On distingue :

- La pose en remblai en surélévation (A)

La conduite est installée sur un lit peu profond et se trouve par conséquent en surélévation par rapport au terrain naturel. L'ensemble est couvert par un remblai.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

- La pose en remblai en dépression (B)

La conduite est placée dans une tranchée relativement étroite, peu profond. La génératrice supérieure se trouve à un niveau inférieur à celui du terrain naturel. Le tout étant couvert de remblai.

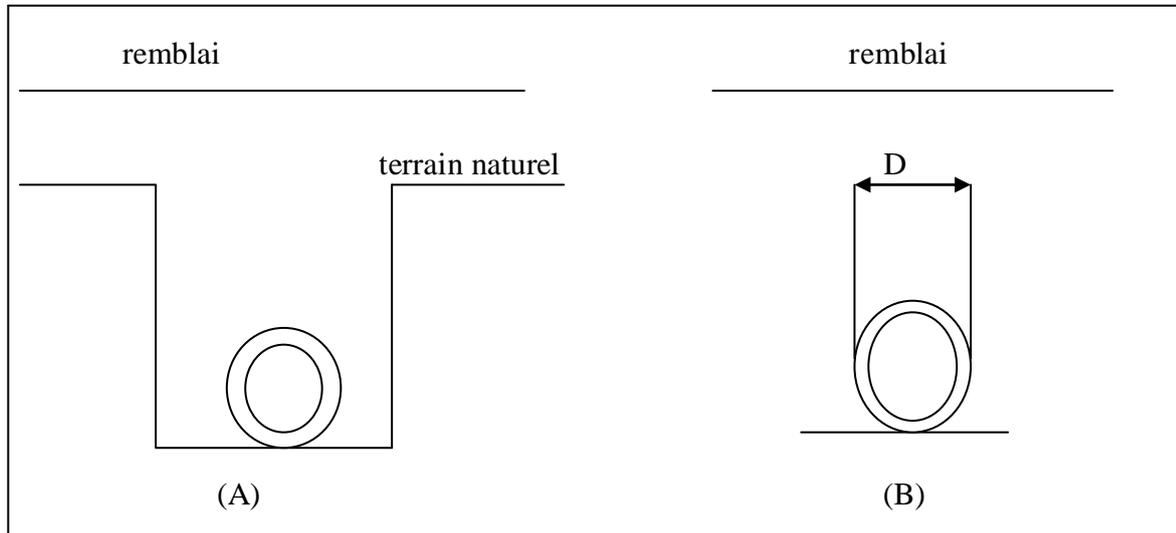


Figure VII-7 : Mode de pose de la canalisation.

VII-4 Sollicitations s'exerçant sur une conduite enterrée [10]

Un tuyau enterré reçoit de fait les actions et les réactions appliquées par le sol. Les sols disposent de comportements mécaniques très variables et complexes, il est donc normalement indispensable d'obtenir au préalable des informations détaillées sur les sols existants et/ou amenés.

Pour une pose en terre et dans les cas les plus courants, nous sommes amenés à faire des hypothèses simplifiées et, de ce fait, sécuritaires.

Une canalisation posée en terre est assise sur son lit de pose et n'est donc pas faite (normalement) pour résister longitudinalement (réaction dite *en poutre*) mais transversalement (*ovalisation*). Toutefois, au cours du temps, des mouvements de sol ou des fuites générant des fontis peuvent provoquer des tassements différentiels.

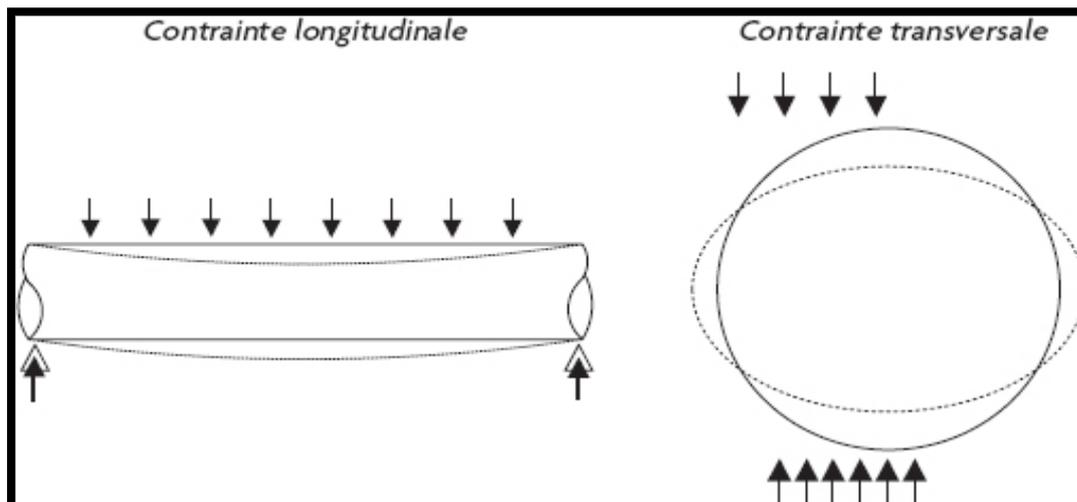


Figure VII-8 : *Contraintes mécaniques s'exerçant sur la conduite*

Sur une conduite composée de joints « souples » mécaniques, ceux-ci peuvent accepter des déviations angulaires permettant dans certaines limites de compenser sans fuite les tassements différentiels – les joints réagissent individuellement à l'instar des rotules.

Dans le cas de joints rigides tels que des conduites assemblées par soudures ou par brides, des efforts de flexion longitudinale sont exercés sur l'ensemble du linéaire de la canalisation.

Les sollicitations agissant sur une conduite circulaire enterrée peuvent se grouper en deux catégories :

- a- La première relative à celles qui ne varient pas avec la profondeur de pose :
 - Le poids propre de la canalisation « G ».
 - Le poids du fluide véhiculé « W ».
 - La pression interne du fluide véhiculée « P_i ».
- b- La seconde rassemblant celles liées à cette profondeur :
 - La sollicitation verticale due aux terres surmontant la canalisation « P_r »
 - La sollicitation verticale due aux surcharges de surface, roulantes et/ou uniformément réparties « P_t ».
 - La sollicitation latérale des terres, poussée active ou butée « passive » et des surcharge de surface « L ».
 - L'action du sol d'appui sur la canalisation « R ».

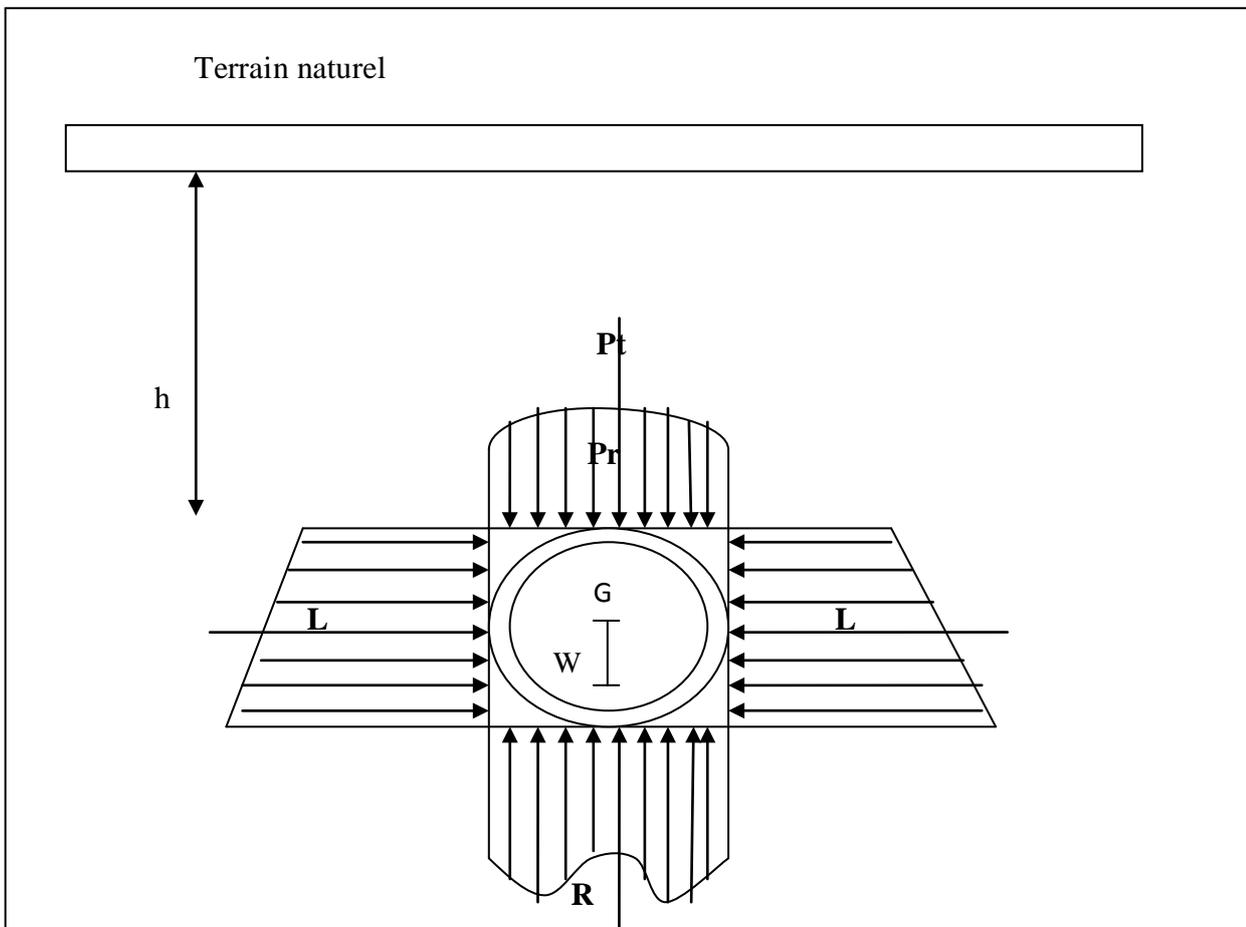


Figure VII-9 : *Epure des contraintes extérieures s'exerçant sur une conduite enterrée.*

VII-5 Les hypothèses simplificatrices :

Les intensités des sollicitations extérieures liées à la profondeur de pose sont très délicates à estimer. Elles dépendent de plusieurs facteurs tels que :

- La nature du sol dans lequel l'ouvrage est enterré.
- Le mode d'exécution de la fouille et sa forme.
- La nature et l'importance de la fondation.
- Les dimensions, la nature du tuyau et son aptitude à se déformer.
- Le mode et la nature de l'enrobage du tuyau.
- Le mode de compactage et la nature des remblais de la fouille.

Les caractéristiques des charges de surface, leurs effets statiques et dynamiques sur le tuyau.

VII-6 Détermination du poids total du tronçon R-N3

Le poids total est représenté par le poids propre de la canalisation et celui du liquide véhiculé, il est donné par :

$P = (mg) \text{ canalisation} + (mg) \text{ eau potable}$

$$P = \rho_c * g * V_c + \rho_e * g * V_e$$

$$V_c = \pi * (R^2 - r^2) * L_c$$

$$V_e = \pi D^2 * L_c / 4$$

Avec:

P: le poids total eau + conduite (N).

ρ_c : masse volumique du corps de la canalisation (930 Kg/m³)

ρ_e : masse volumique d'eau potable (1000 Kg/m³).

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

V_c : volume du corps de la canalisation (m³).

V_e : volume d'eau (m³).

R : rayon extérieur de la canalisation (m).

r : rayon intérieur de la canalisation (m).

L_c : longueur de la canalisation (m).

P1 : composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement.

P2 : force de glissement voir figure (VII-10)

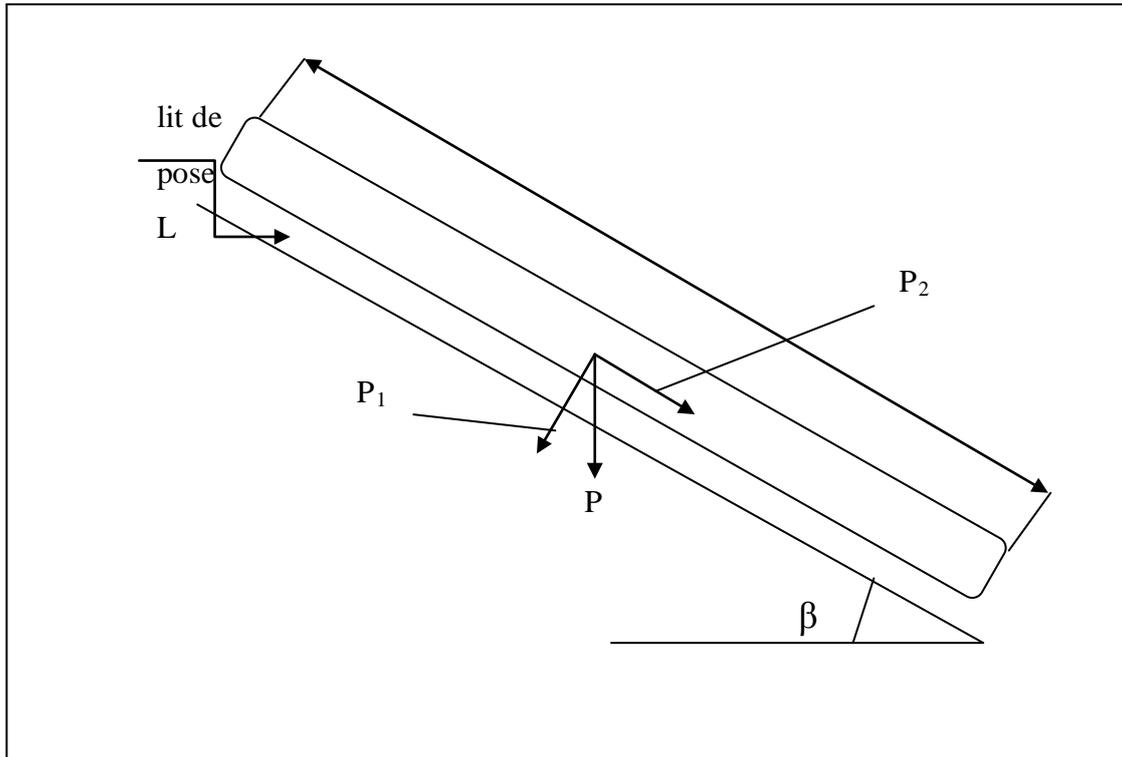


Figure VII-10 : forces agissant sur la canalisation.

La résistance de frottement naissant sera : $K_f P_1$ où k_f désigne le coefficient de frottement

$$(0.2 < K_f \leq 0.3)$$

Fg : la force d'emportement (de glissement) ayant pour valeur :

$$F_g = P_2 - K_f P_1$$

En tenant compte de la pente, la force de glissement sera :

$$F_g = P (\sin \beta - K_f \cos \beta)$$

Puisque:

$$P_1 = P \cos \beta$$

$$P_2 = P \sin \beta$$

β : angle d'inclinaison

Avec $\text{tg } \beta_i = (CT_{i+1} - CT_i) / L_i$

Le glissement aura lieu si $F_g > 0$

$$P_2 - K_f P_1 > 0$$

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

C'est-à-dire :

$$P \sin \beta - K_f \cos \beta > 0 \text{ donc : } \sin \beta - K_f \cos \beta > 0$$

Mais on remarque qu'il y a changement d'axes, donc les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Tableau récapitulatif des résultats de poids et du coefficient de glissement.

Tronçon	Longueur L (m)	Vc (m/s)	Ve (m/s)	P (N)	Ci+1 (m)	Ci (m)	B (°)	Fg
1	129	0,93	9,11	864,9	551	550	0,44	-0,29
2	51	0,37	3,60	3944,1	550	550	0	-0,3
3	76	0,55	5,37	5881,5	550	550	0	-0,3
4	98	0,66	6,43	7043,8	550	550	0	-0,3
5	153	1,01	10,81	11749,3	550	547	1,12	-0,28
6	63	0,46	4,45	4877,8	547	546	0,91	-0,28
7	378	2,74	26,71	29258,2	546	528	2,73	-0,25
8	53	0,38	3,74	4093,4	528	526,61	1,5	-0,27

On remarque d'après le tableau ci-dessus que nous n'avons aucun risque de glissement, $F_g < 0$

Donc il n'est pas nécessaire de faire des ancrages (massif de béton).

VII-7 Exécution des travaux de pose des canalisations

VII-7-1 Travaux préliminaires :

Avant de commencer le chantier de pose, nous devons procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'alimentation en eau potable, réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz).

Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissances perpendiculairement aux lieux des canalisations sur les plans du projet.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

La vérification et la manutention des canalisations (les quantités, l'aspect et le contrôle de l'intégrité, le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

VII-7-2 excavation des tranchées :

D'après les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement sous le trottoir. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 0.8 m au minimum pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel 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 successif en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

VII-7-2-1 La profondeur de tranchée (H_{tr}) :

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiquée au profil en long, en général la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + e \quad (m)$$

- D : diamètre de la conduite (m)
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, dans notre cas on prend $h=0.6$
- e : épaisseur du lit de pose ($e=0.2$ m)

D'où $H_{tr} = D + 0.8$

VII-7-2-2 La largeur de tranchée (b) :

La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieure du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec : $b = D + 0.6$ (m)

- b : largeur de la tranchée (m).

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

VII-7-2-3 Choix du coefficient du talus (m) :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites, on doit définir ce coefficient qui est en fonction de la profondeur de tranchée et la nature du sol.

Tableau VII-2 : coefficient du talus en fonction de la profondeur de la tranchée.

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5 m	Jusqu'à 3 m
Sable	m = 0.5	m = 1
Limon sableux	m = 0.25	m = 0.67
Limon argileux	m = 0	m = 0.5

Dans notre cas, le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m=0$.

VII-7-2-4 Volume des déblais des tranchées :

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont le volume des déblais est donné par :

$$V_d = S * L$$

Avec :

- S : aire de la section transversale de la section (m^2).
- L : longueur de la tranchée (m).

VII-7-3 Aménagement du lit de sable :

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites, nous procédons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelé soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir ensuite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (sable).

VII-7-4 Types de pose :

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol ne présente pas d'obstacles. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

VII-7-5 Mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

VII-7-6 Assemblage des conduites en PEHD :

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) peuvent être livrées en barres de 6 à 12 m ou en couronnes par longueurs de 50 à 100m. Pour le raccordement de ces conduites, trois procédés sont envisagés :

- a- Raccords mécaniques : ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique. Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN63 et existent dans des diamètres supérieurs. Après coupe, ébavurage et chan freinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.
- b- Les raccords électrosoudables : ces raccords sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie. Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord. La dissipation, par effet Joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.



Figure VII-11 : *les raccords électrosoudables.*

c- Soudage bout à bout : est utilisé par élément chauffant pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indice de fluidité compatibles entre eux (entre 0.2 et 1.3 g/10 min). Ce procédé consiste à porter à la température de soudage (temps est de l'ordre d'une minute), par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords. Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement (environ 1 heure). Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une bonne résistance mécanique identique. Ce procédé d'assemblage des tuyaux présente l'avantage d'éviter la mise en place des butées, d'où une économie d'exécution et éviter l'encombrement du sous-sol.

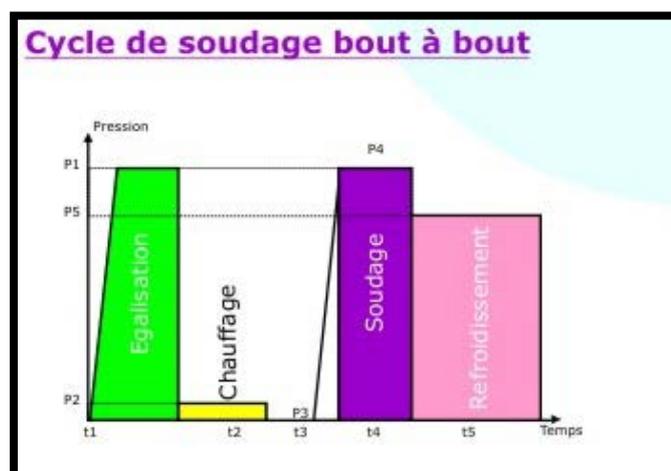


Figure VII-12 : *Cycle de soudage bout à bout.*

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

VII-7-7 Essai d'étanchéité au chantier :

Les conduites ainsi enterrées et jointes doivent subir des essais d'étanchéité avant d'être complètement ensevelies par du remblai. Ces essais comprennent :

- Essai à l'eau pour les faibles diamètres pendant 30 minutes ainsi que les joints.
- Essai à la fumée : en cas d'absence de vent et conduite non humide.
- Essai à l'air sous pression : variation de pression inférieure à 0.5 bars.

VII-7-8 Enrobage de la canalisation :

L'enrobage est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau. Elle assure son calage et la transmission régulière de l'effet latéral des terres. L'enrobage de la canalisation jusqu'à environ de 30 cm au-dessus de sa génératrice supérieure est à distinguer du remblaiement qui a lieu au-delà de cette zone.

Le choix des matériaux d'enrobage et leur mise en œuvre ont une grande influence sur la durabilité du réseau. Il convient donc d'insister sur l'importance de la zone d'enrobage.

Après l'enrobage, il est vraiment conseillé de repérer les tuyaux par un grillage plastique avertisseur en bleu posé dans la tranchée au-dessus de la couche d'enrobage.

VII-7-9 Remblaiement de la tranchée :

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage (<0.3 m), en tenant compte de la nature du remblai, pour garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devons subir aucun dommage.

VII-7-10 Mise en service du réseau :

- La mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, avec des robinets fermés.
- Remplir les conduites lentement avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de leurs débits normaux.
- Utiliser les robinets de vidange pour vérifier l'arrivée de l'eau, dans un premier temps ils sont ouverts ensuite ils sont refermés au fur et à mesure de l'arrivée de l'eau.
- Le remplissage est terminé, le réseau est mis sous pression pendant 48h, puis mesurer la perte par rapport à la capacité du réseau qui ne doit pas dépasser 2%.

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION.

- Procéder à la désinfection du réseau avant le distribution aux consommateurs.

VII-8 Prescription spéciale concernant le PEHD :

Le tube PEHD est résistant, élastique, relativement léger donc facile à manutentionner. Il reste cependant sensible aux agressions pouvant être causées par des objets pointus. C'est pourquoi une manutention attentive est nécessaire.

- Préserver les emballages de protection jusqu'à la mise en œuvre du produit.
- Ne jamais employer de chaînes en contact avec le matériau.
- Eviter tout contact avec les hydrocarbures ou les sources de chaleur.
- Porter les tubes plutôt que de les trainer, les rouler sur sol ou contre des objets durs.
- Stocker les tubes sur des aires planes et aménagées à l'abri du soleil.
- Utiliser des palettes pour éviter le contact direct avec le sol.
- Utiliser les tubes dans l'ordre de livraison (premier entré, premier sorti).
- La mise en place des tuyaux doit être réalisée en larges ondulations destinées à compenser le retrait et la dilatation (le polyéthylène a une dilatation linéaire qui peut atteindre 8mm/m pour une différence de température de 40°C).

VII-9 Conclusion :

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau.

Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter des éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

VIII-1 Introduction

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

VIII-2 Installation de chantier

VIII-2-1 Définition d'un chantier

C'est à la fois le lieu de construction et d'installation de l'ouvrage. Un chantier est limitée dans l'espace et dans le temps.

VIII-2-2 Plan d'installation de chantier

Un plan d'installation de chantier (communément nommé P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

Il sert aussi à obtenir:

- Les autorisations d'installations de grues, de survol des grues sur les terrains ou les bâtiments voisins, de travaux sur la voie publique, de déviation de voie, etc...
- Les autorisations d'installer le chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail.

VIII-2-3 Rôle de l'installation d'un chantier

- Organisation le déroulement des travaux:
- Ordonner le chantier: Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels), améliore la sécurité : humaine + matériel et Améliore la qualité.
- Positionner les éléments: Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

VIII-3 Réalisation du réseau d'AEP

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

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Aménagement du lit de pose des conduites ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Déblaiement et remblaiement des tranchées.
- Planification des travaux.

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

VIII-4 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain

VIII-4-1 Matérialisation de l'axe

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés 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.

VIII-4-2 Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles 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-5 Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

VIII-5-1 Enlèvement de la couche végétale

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

VIII-5-2 Excavation

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée atteint 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 d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place ; on pratique aux endroits des joints des tuyaux ; des élargissements et approfondissement de la tranchée appelée « niches ».

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

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.

VIII-6 Choix des engins

VIII-6-1Pelle

Elle est utilisée pour l'excavation des tranchées.

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants : Temps de fouille, temps de transport, temps de déchargement, temps de remise en position de déblais.

On distingue deux types :

a- pelle équipée en rétro :

Les applications 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.

b- Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de cette pelle sont :

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

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

VIII-6-2 Chargeur

Il est destiné pour le remblaiement des tranchées.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

VIII-6-3 les appareils topographiques : niveleur

Il est utilisé lors de l'implantation des axes de nos conduites.

VIII-6-4 Niveleuse

Les niveleuses sont des tracteurs à quatre roues ou à deux roues prolongées par l'avant par un nombre coudé repesant lui à son extrémité deux roues directrices commandées depuis le tracteur, ce tracteur est mené d'une couronne circulaire est d'une lame montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement c'est-à-dire prendre toutes les positions dans le plan de la couronne.

En plus de son travail de terrassement et de finition, ses emplois sont multiples :

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

- Décapage de la terre végétale sur faible épaisseur maximum 30cm.
- Terrassement en terrain léger.
- Creusement ou curage un fossé et les terres extraites par la lame remonte le long de celle-ci et vient de déposer en cavalier sur le bord de fossé.
- Débroussage sur les terrains légers c'est-à-dire ne comportant pas de gros arbustes ou de grosses pierres.

VIII-7 Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations du réservoir au point le plus défavorable en empruntant le cheminement le plus long du réseau sont :

- A : Décapage de la couche de terre végétale.
- B : Piquetage.
- C : Exécution des tranchées.
- D : Aménagement du lit de pose.
- E : La mise en place des canalisations en tranchées.
- F : Assemblage des tuyaux.
- G : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joint.
- H : Remblai des tranchées
- I : Travaux de finition.

VIII-7-1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

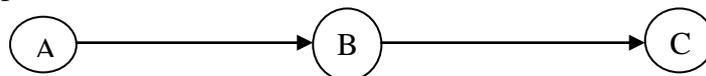
- Méthodes basées su le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

✓ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par les nœuds.



- Réseau à nœuds :

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches. L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est achevée.

✓ *Construction du réseau*

Afin de construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

✓ *Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)*

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

VIII-7-2 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne des conduites des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

VIII-7-2-1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII-7-2-2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

VIII-7-2-3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII-7-2-4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont dans le tableau ci-après :

Tableau VIII-1 : *Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode.*

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plutôt

DCPP: date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plutôt

DFPP: date de finition au plus tard

MT : marge totale

Et : DFP=DCP+TR

DCPP=DFPP-TR

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet(DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0)

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \iff \begin{cases} MT=0 \\ \Sigma TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VIII-7-2-5 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels)
- Dimensions du projet

On pourra donc appliquer la formule ci-après :

$$T=Q*N/n$$

Avec :

$$\begin{cases} Q : \text{quantité de travail} \\ N : \text{rendement} \\ n : \text{nombre d'équipement} \end{cases}$$

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

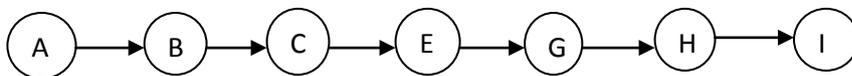
VIII-7-2-6 Détermination du chemin critique :

Le tableau ci-après nous permet de déterminer le chemin critique.

Tableau VIII-2 : détermination des délais.

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	33	0	33	0	33	0
B	27	33	60	33	60	0
C	100	60	160	60	160	0
D	20	60	80	140	160	40
E	30	160	190	160	190	0
F	15	190	205	273	288	83
G	98	190	288	190	288	0
H	28	288	308	288	308	0
I	20	308	328	308	328	0

Donc le chemin critique est :



DTR = 328 jours

VIII-8 Protection et sécurité de travail [2]

Les différents intervenants sur le terrain lors de la réalisation d'un projet doivent être protégés contre les accidents des travaux. Ces accidents et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ». Néanmoins, les mesures préventives et leurs applications strictes ne suffisent pas à elles seules, il faut inculquer un esprit de sécurité au personnel qui leur permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

VIII-8-1 Causes des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les investigations effectuées après les accidents font souvent apparaître une multitude des causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteurs matériels et facteurs humains.

VIII-8-1-1 Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsabilité.
- Le manque de communication entre le personnel de travail.
- L'absence ou le manque du suivi d'application stricte des mesures de prévention.
- L'utilisation des personnes mal ou non qualifiées pour une tâche spécifique.
- Les erreurs de jugement ou de raisonnement.

VIII-8-1-2 Facteurs matériels

Les facteurs matériels concernent les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accident d'origine matériel proviennent :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier.
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et des machines utilisés : implantation, entretien,...
- De l'exécution du travail : difficulté particulière.
- De lieu de travail : éclairage, conditions climatiques,...
- De conditions d'hygiène et de sécurité : protection, ventilation,...

VIII-8-2 Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matière défectueuse.
- Stockage irrationnel.

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHATIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairage défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII-8-3 Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurité.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Imprudence durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter et se quereller.

VIII-8-4 Prévention des accidents de travail :

La prévention est l'ensemble des mesures prises en fonction du travail pour éviter les accidents de travail tant sur le plan humain que le plan financier et sur le plan production.

VIII-8-4-1 Organisation de la prévention

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composé de multiples maillants, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées.

VIII-8-4-2 Prévention collective

Les mesures de la prévention collective sont suite logique des études de sécurité. Elles peuvent être classées en deux catégories :

- Respect de la réglementation : la législation, les contrôles techniques,...
- Moyens techniques : la protection des éléments de machines et des mécanismes en mouvement,...

VIII-8-4-3 Prévention individuelle

Il s'agit d'une observation individuelle et stricte de toute précaution et des mesures de protection relative au travail concerné (casque, gants, chaussures, lunettes,...).

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

VIII-9 Conclusion

Dans notre travail, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet, et on a choisi les engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Donc, pour que n'importe quel projet soit réalisé dans de bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail pour lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de distribution d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers la région concernée.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2038, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 22642 habitants.

Pour cette agglomération plus ou moins structurée au point de vue plan de masse, le réseau adopté est de type maillé. Les résultats de dimensionnement obtenus montrent que les diamètres des tronçons formant les mailles transitent des débits répondant au concept de débits limites et vitesses limites à l'exception de certains tronçons et les pressions ainsi déduites sont réparties aux nœuds sont dans la fourchette acceptable

Suite à l'évaluation des besoins en eau potable et au dimensionnement du réseau de distribution en eau potable de notre agglomération, nous avons constaté que la capacité du réservoir existant assurera l'alimentation sans avoir besoin de projeter un autre réservoir vu l'importance de la capacité du réservoir déjà existant.

Enfin, nous espérons que notre travail porte un intérêt adéquat, d'une utilité primordiale, pour son exécution dans la localité d'IMLEL.

Références Bibliographiques

- [1] **ABRAMOV**. Ouvrage d'AEP. Edition 1982
- [2] **AMBARTSOUMIAN, V.** Recommandations méthodologiques relatives à l'exécution de la partie de protection du travail du mémoire de fin d'étude. Edition 1994. ENSH Blida.
- [3] **BONIN, J.** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Editions 1986. Paris.
- [4] **CARLIER, M.** Hydraulique générale et appliqué. Editions 1980. Paris.
- [5] **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine (tomme II). Edition 1979. Paris.
- [6] **IVANOV, E.** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau. Edition 1985. Paris.
- [7] **MEUNIER, M.** Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression. Edition 1980. Paris.
- [8] **NONCLERCQ, IR.** Hydraulique urbaine appliquée 3^{ème} partie le calcul des collecteurs urbains. Edition 1990. Paris.
- [9] **SALAH, B, KETTAB, A, DERNOUNI, F.** Procédé général de détermination d'une loi de manœuvre parfaite. Communication dans le cadre du COMHYD'97.
- [10] **SALAH, B.** Poly copies de comportement mécaniques des conduites enterrées. Edition 1994. ENSH Blida.
- [11] **SALAH, B.** Poly copies d'alimentation en eau potable. Edition 1993, ENSH Blida.

Annexes

Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	01	1.5	3.0	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	1.0
3-4	01	1.5	2.6	3.2	1.0
4-5	02	2.5	3.5	3.25	3.0
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6.0
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	5.0	4.4	4.6	8.5
13-14	07	5.0	4.1	4.55	6.0
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5.0
15-16	4.5	6.0	4.4	4.7	5.0
16-17	05	6.0	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5.0	4.5	4.4	6.0
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6.0
20-21	4.5	4.0	4.5	4.3	6.0
21-22	03	3.0	4.8	3.75	3.0
22-23	02	2.0	4.6	3.75	2.0
23-24	1.0	1.5	3.3	3.7	1.0

Extrait de l'ouvrage d'AEP d'Abramov (édition 1982).

Annexe 2 : débits en fonction des diamètres et gradient de perte de charge.

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	50	75	75	75
1000 i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.50	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.00	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000 i	13.6	16.9	20.9	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000 i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	200	250	250
1000 i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000 i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000 i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000 i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000 i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

Extrait de poly copies d' AEP de Mr SALAH Bouelem