

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable de la ville de Draa Errich commune
Oued El Aneb (w. Annaba) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-16

APA Citation (APA توثيق):

**Djendli, Mohamed Mehdi (2016). Alimentation en eau potable de la ville de Draa
Errich commune Oued El Aneb (w. Annaba)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME:

**Alimentation en eau potable de la ville de Draa Errich commune
Oued El Aneb (W.ANNABA)**

Présenté par :

M^r DJENDLI MOHAMED MEHDI

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M ^r DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} SADOUNE Samra	M.C.B	Promotrice

Juin 2016

Dédicace

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

Mes parents

Remerciement

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

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à mon promotrice Mme SADOUNE.S pour son aide, ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but que je réalise à bien ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

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

DJENDLI MOHAMED MEHDI }

ملخص :

تعاني منطقة ذراع الريش حاليا من مشكل عويص من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا يعود إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع و صغر حجمها أين سجلنا نسبة تسرب عالية.

و من خلال دراستنا هذه التي تهدف إلى تجديد شبكة التوزيع بصفة شاملة قدمنا أولا نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف الينابيع المائية، شبكة التوزيع، وكذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة، ثم انتقلنا إلى حساب الأبعاد الملائمة للشبكة الجديدة و ذلك من أجل تلبية حاجيات سكان المنطقة المدروسة.

Résumé :

Draa Errich reconnaît actuellement un problème dans le domaine d'alimentation en eau potable. Ce problème est dû essentiellement à l'état vétuste du réseau de distribution sous dimensionné où l'on note une mauvaise conception et un pourcentage élevé des fuites. En vue d'une rénovation totale du réseau, Notre travail consiste d'abord à donner en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage, par la suite procéder à son dimensionnement adéquat pour pouvoir satisfaire les besoins en eau de la dite zone.

Abstract :

Draa Errich knows at present a problem in the field of the provisionment of drinking water. This problem is due essentially to the old state of the under-sized mains where a bad designing and a high percentage of leaks are observed. In order to renovate the whole mains, our work consists, at first, in giving a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, mains and stocking works; later on proceed to its suitable sizing so as to provide for wants of water in the so-called zone.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
1.1-But de l'étude2	
1.2-Situation géographique2	
1.3- Relief.....	3
1.4- Géologie et hydrogéologie.....	3
1.5- Situation climatique.....	4
1.5.1- Station de mesures.....	4
1.5.2- Température.....	4
1.5.3-Humidité de l'air.....	5
1.5.4-Les vents.....	5
1.5.5- L'insolation.....	6
1.5.6- Les précipitations.....	6
1.5.7- Risque sismique.....	7
1.6- Situation hydraulique	8
1.6.1- Ressources.....	8
1.6.2- Conduite de refoulement.....	9
1.6.3- Réservoir.....	9
Conclusion.....	10

Chapitre 2 : Calcul des besoins en eau

Introduction.....	11
2.1-Evolution de la population dans le temps et le taux d'accroissement.....	11
2.2-Normes unitaires de consommation.....	11
2.3-Consommation journalière moyenne.....	12
2.4-Besoin en eau domestique.....	12
2.5-Estimation des besoins des autres catégories d'usagers.....	13
2.6- Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	14
2.7- Variations de la consommation journalière.....	15
2.7.1- Consommation maximale journalière.....	15
2.7.2-Consommation minimale journalière.....	15
2.8-Variations de la consommation horaire.....	16
2.8.1-Consommation maximale horaire.....	16
2.8.2-Consommation minimale horaire.....	17
2.8.3-Débit moyen horaire.....	17
2.9-Evaluation de la variation horaire de consommation en fonction du nombre d'habitants.....	18
Conclusion.....	20

Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

Introduction.....	21
3.1- Choix du type de réseau.....	21
3.2- Exigences fondamentales du réseau.....	24
3.3-Conception du réseau de l'agglomération.....	24
3.4- Principe du tracé du réseau.....	24
3.5- Choix du matériau des conduites.....	25
3.6- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	25
3.6.1-Détermination du débit spécifique.....	26
3.6.2- Calcul des débits en route.....	26
3.7.3-Détermination des débits nodaux.....	27
3.6.4-Calcul du réseau par logiciel WATERCAD.....	28
3.6.4.1-Présentation du logiciel.....	28
3.6.4.2-Fonction et application.....	28
3.6.4.3-Résultats de la simulation.....	29
Conclusion.....	35

Chapitre 4 : Etude de l'adduction

Introduction.....	36
4.1 - Les conduites d'adduction d'eau.....	36
4.2- Quelques notions simples sur l'adduction.....	39
4.2.1- Choix de la trace.....	39
4.2.2- Choix du matériau de la conduite.....	39
4.2.3- Profil d'une adduction.....	42
4.2.4- La ligne piézométrique.....	42
4.2.5- L'air dans la tuyauterie.....	42
4.3- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction.....	43
Conclusion.....	44

Chapitre 5 : Réservoir d'alimentation en eau potable

Introduction.....	45
5.1- Rôle des réservoirs.....	45
5.2- Classification des réservoirs.....	45
5.3- Emplacement des réservoirs.....	46
5.4- Calcul de la capacité du réservoir.....	46
5.4.1-Principe de calcul.....	46
5.5-Les équipements du réservoir.....	49
5.5.1- Les équipements hydrauliques.....	49
5.5.1.1- un système d'arrêt de son alimentation.....	49
5.5.1.2- une crépine d'alimentation de la distribution.....	49
5.5.1.3- un compteur de distribution.....	49
5.5.1.4- Un robinet de prise.....	49

5.5.1.5- une conduite de soutirage.....	49
5.5.1.6- une conduite de trop plein.....	49
5.5.1.7- une conduite de vidange.....	49
5.5.1.8- un by-pass.....	50
5.5.1.9- un système de mesure du volume d'eau.....	50
5.5.1.10- matérialisation de la réserve d'incendie.....	50
5.5.1.11- Collecteurs de sédiments.....	50
5.5.2- Les équipements d'intervention.....	50
5.5.2.1- Accès.....	50
5.5.2.2- Protection contre les intrus.....	51
5.5.3- Les équipements de nettoyage.....	51
Conclusion.....	51

Chapitre 6 : Accessoires du réseau de distribution

Introduction.....	52
6.1- Rôle des accessoires.....	52
6.2- Organes accessoires utilisés dans le réseau.....	52
6.3- Organes de mesure.....	60
Conclusion.....	62

Chapitre 7 : Gestion du réseau de distribution

Introduction.....	63
7.1- Défaillances.....	63
7.1.1- Les différents types de défaillances.....	63
7.1.1.1. Les pertes.....	63
7.1.1.2- Les casses (ruptures).....	64
7.1.1.3- Dégradation de la qualité de l'eau.....	65
7.2- Diagnostic.....	65
7.2.1- Phase enquête et recueil de données.....	65
7.2.2- Phase analyse de données.....	66
7.2.3- Analyse et détermination des paramètres du diagnostic.....	66
7.2.4- Estimation des coûts.....	66
7.3- L'entretien.....	66
7.3.1- Les type d'entretien.....	66
7.3.1.1- Entretien préventif systématique.....	66
7.3.1.2- Entretien exceptionnel.....	67
7.3.2- Entretien du réseau de distribution.....	67
7.3.2.1- Recherche et réparation des fuites.....	67
7.3.2.2- Le comptage.....	68

7.3.4- Dispositions et moyens d'intervention.....	69
7.3.4.1- Moyens humains.....	69
7.3.4.2- Moyens matériels.....	69
Conclusion.....	70

Chapitre 8 : Pose de canalisation

Introduction	
8.1- Pose de canalisation.....	71
8.1.1- Principe de pose de canalisations.....	71
8.1.2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	72
8.1.3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	72
8.1.4- Pose de canalisation en en galerie.....	74
8.1.5- Traversée d'une rivière.....	75
8.1.6. Assemblage par emboîtement.....	75
Conclusion.....	77

Chapitre 9 : Organisation du chantier et sécurité du travail

Introduction.....	78
9.1- Définition.....	78
9.2- Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP.....	78
9.3- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain.....	78
9.4- Choix de la section transversale de la tranchée.....	79
9.5- Choix du coefficient du talus.....	81
9.6- Choix des machines de terrassement.....	81
9.6.1- Calcul du rendement d'exploitation de la pelle.....	82
9.6.2- Calcul du temps d'exécution.....	82
9.7- Volume des remblais.....	83
9.8- Tarifs des travaux.....	84
Conclusion	85
9.9- Introduction (Protection et sécurité du travail).....	85
9.10- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	85
9.10.1- Facteurs humains.....	86
9.10.2- Facteurs matériels.....	86
9.11- Liste des conditions dangereuses.....	86
9.12- Liste des actions dangereuses.....	86
9.13- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	87
9.13.1- Protection individuelle.....	87
9.13.2- Autre protections.....	87
9.14- Protection collective.....	87

9.14.1- Equipement de mise en œuvre du béton.....	87
9.14.2- Engin de levage.....	87
9.14.3- Appareillage électrique.....	87
9.15- Conclusion (Protection et sécurité du travail).....	88
Conclusion générale.....	89

Liste des tableaux

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

Tableau 1.1 : Station hydrométrique.....	4
Tableau 1.2 : Stations pluviométriques.....	4
Tableau 1.3 : Températures moyennes mensuelles en C ⁰ (2001-2010).....	5
Tableau 1.4 : Humidité relative moyenne mensuelle en % (2001- 2010).....	5
Tableau 1.5 : Vitesse moyennes mensuelles des vents en m/s.....	6
Tableau 1.6 : Moyenne des insolation totales en heures à la station des Salines (2001-2010).....	6
Tableau 1.7 : Hauteurs Moyennes des Précipitations des Stations Les Salines-Séraïdi en (mm).....	6

Chapitre 2 : Calcul des besoins en eau

Tableau 2.1 : Evolution de la population.....	11
Tableau 2.2 : Besoins domestiques moyens à l'horizon 2035.....	13
Tableau 2.3 : besoins publics moyens à l'horizon 2035.....	13
Tableau 2.4 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	14
Tableau 2.5 : Variation journalière de la consommation.....	16
Tableau 2.6 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau 2.7 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau 2.8 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires.....	18
Tableau 2.9 : Variation des débits horaires de la ville.....	19

Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

Tableau 3.1 : Détermination du débit spécifique.....	26
Tableau 3.2 : Détermination des débits aux nœuds.....	27
Tableau 3.3 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe).....	29
Tableau 3.4 : résultats de la simulation sur les nœuds (Cas de pointe).....	30
Tableau 3.5 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe+incendie).....	31
Tableau 3.6 : résultats de la simulation sur les nœuds (Cas de pointe+incendie).....	32

Chapitre 4 : Etude de l'adduction

Tableau 4.1 : les différents types de matériaux des conduites.....	40
---	----

Chapitre 5 : Réservoir d'alimentation en eau potable

Tableau 5.1 : détermination de la capacité du réservoir.....	47
---	----

Chapitre 8 : Pose de canalisation

Tableau 8.1 : Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.....	76
---	----

Tableau 8.2 : Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords.....	76
---	----

Chapitre 9 : Organisation du chantier et sécurité du travail

Tableau 9.1 : choix du coefficient du talus.....	81
---	----

Tableau 9.2 : volume de terrassement pour chaque diamètre.....	83
---	----

Tableau 9.3 : Volume de remblai.....	84
---	----

Tableau 9.4 : tarif des travaux.....	84
---	----

Liste des figures

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

Figure 1.1 : Carte de situation de ville de Draa Errich.....	3
Figure 1.2 : Carte Pluviométrique d'Annaba.....	7
Figure 1.3 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003.....	8

Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

Figure 3.1: Réseaux de distribution ramifié et maillé.....	22
Figure 3.2 : Le réseau étagé.....	23
Figure 3.3: Vitesse et pression pour le cas de pointe.....	33
Figure 3.4: Vitesse et pression pour le cas de pointe+incendie.....	34

Chapitre 4 : Etude de l'adduction

Figure 4.1: Emplacement des ventouses.....	43
---	----

Chapitre 6 : Accessoires du réseau de distribution

Figure 6.1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).....	53
Figure 6.2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	53
Figure 6.3: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	54
Figure 6.4: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	54
Figure 6.5: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).....	56
Figure 6.6 : Bout à bout « bouteuse ».....	57
Figure 6.7 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....	58
Figure 6.8 : Assemblages par électro soudage.....	58
Figure 6.9 : Les coudes.....	59
Figure 6.10 : Les tés.....	60
Figure 6.11: Manomètre (d'après document BAMO).....	61

Chapitre 8 : Pose de canalisation

Figure 8.1: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	72
Figure 8.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	73
Figure 8.3: Pose de conduites dans un terrain agressif.....	74
Figure 8.4: Pose de canalisation en galerie.....	75
Figure 8.5: traversée d'une rivière.....	75

Chapitre 9 : Organisation du chantier et sécurité du travail

Figure 9.1 : Schéma d'une tranchée.....	80
Figure 9.2 : Pelle équipée en rétro.....	81

Liste des planches

Planche N°01 : tracé en plan du réseau d'alimentation en eau potable

Planche N°02 : profile en long de la conduite principale (R-J20) cas de pointe+ incendie

Planche N°03 : profile en long de l'adduction

Planche N°04 : les accessoires dans le réseau de distribution

Planche N°05 : Coupe verticale du réservoir

INTRODUCTION GENERALE

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance.

Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier ; cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

Devant de telles situations, l'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans des vastes programmes dans le secteur hydraulique, elle a établi un plan quinquennal 2010-2014, qui consiste à réaliser une soixantaine d'infrastructures hydrauliques, portant ainsi le nombre total de barrages dans le pays à 104, et 25 systèmes de transfert d'eau, et optimiser le taux de raccordement aux réseaux d'AEP en le portant à 98% en 2016, après avoir atteint 78% en 1999 et 93% en 2009.

Mais cela ne suffit pas pour régler le problème de manque d'eau, pour cette raison le programme a accordé aussi une attention très particulière à lutter contre le gaspillage et les pertes tout en veillant à concevoir des systèmes de protection des ressources et des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces derniers.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous essayons d'abord d'examiner les considérations énumérées ci-dessus, ensuite nous focaliserons notre étude sur la conception d'un nouveau réseau de distribution d'eau potable de la ville de Draa Errich (Wilaya d'Annaba).

Notre région d'étude est alimentée actuellement à partir d'un forage, au moyen d'un réseau existant depuis une trentaine d'années. Ce réseau a été conçu à cette époque pour satisfaire une demande moyenne journalière de 9.19 l/s.

L'évaluation des différents besoins en eau potable de la région indique qu'à long terme ce débit suscité s'avère insuffisant pour répondre aux besoins de l'agglomération.

Par ailleurs les visites répétées sur site révèlent que le réseau est vétuste, en mauvais état, et sous dimensionné : Les habitants ne pourront être satisfaits en matière d'eau potable par l'actuel réseau selon les instances hydrauliques concernées. Ceci conclut qu'une rénovation de ce réseau s'impose en conséquence.

Introduction :

L'agglomération reconnaît actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable vu l'accroissement démographique et le développement incessant des équipements sanitaires. Dans ce contexte l'actuel chapitre portera sur l'étude de toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au réseau d'alimentation en eau potable et des ressources en eau, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de mener à bien notre travail.

1.1- But de l'étude

L'objet de notre étude est l'élaboration d'un réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Draa Errich. Pour une meilleure satisfaction des besoins en eau potable de la ville.

Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et des informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

1.2- Situation géographique :

Le centre de DRAA ERRICH est situé à 2 kms au Sud-Est de Oued El Aneb, son chef-lieu de commune (Daira Berrahal W. Annaba). Il est implanté de part et d'autre du chemin de wilaya n 12 reliant Annaba à Oued El Aneb. Il couvre environ une superficie de 40 hectares dont des constructions sont éparpillées.

Il est limité comme suit :

- Au nord par OUED GRAIDJIMA
- A l'Ouest par KOUDIAT ET TELIA
- A l'Est par MECHTAT GRAIDJIMA
- Au Sud par MECHTAT AIN DALIA

Les coordonnées LAMBERT limitant le centre sont les suivantes ;

X1 = 367,300 Y1 = 405,00

X2 = 368,300 Y2 = 407,00



Figure 1.1 : Carte de situation de ville de Draa Errich (Source : DRE ANNABA 2016)

1.3- Relief

Le relief du centre n'est pas accidenté. Il se situe sur une zone relativement en pente douce, au pied de KOUDIAT- ET-TELIA. La cote moyenne varie entre 40 et 120 m avec une pente de 10 % environ. Le site du centre est favorable à l'écoulement des eaux usées et pluviales ainsi qu'à l'emplacement du réservoir.

1.4- Géologie et hydrogéologie

La région d'étude fait partie de l'ensemble géologique du Tell d'Algérie Nord Oriental. Cet ensemble s'étend de la région Constantinoise à la frontière Algéro- Tunisienne, sur une longueur d'environ 200 km.

Selon les diverses carte et étude géologique établies par L – JOLEAUD (1933) et celle établies par J.M.VILLA – JP BULLIN – M DURAND DELGA – JC LAHONNDERE – JF

RAOULT-G DUROZOY (1978) couvrant la région ; celle-ci comporte à la fois des affleurements de terrains métamorphiques et sédimentaires.

Les roches métamorphiques se situent uniquement à l'ouest de la plaine d'Annaba dans les massifs d'EDOUGH, BELLEILITA et BOUHAMRA. Les roches sédimentaires occupent le reste de la région.

D'après la carte géologique du Nord – Est Algérienne notre zone d'étude située sur la nappe Numidienne de formation Mio – pliocène continental.

1.5- Situation climatique

La région d'étude est soumise à un climat Méditerranéen, se caractérise par deux saisons distinctes : l'une humide et froide, et l'autre sèche et chaude.

1.5.1- Station de mesures

Le réseau pluviométrique géré par l'ARNH (Agence Nationale des ressources hydriques) couvre la totalité de la région d'étude, ou se répartit un ensemble de stations hydrométriques et pluviométriques dont les principales sont :

Tableau 1.1 : Station hydrométrique.

Station	Code	Surface contrôlée (Km ²)	Oued
Ain El Berda	14-06-06	103	Seybouse

Tableau 1.2 : Stations pluviométriques.

Stations	Code	Coordonnées (km ²)		Altitude (m)
		X	Y	Z
Les Salines	14-06-07	746,24	365,413	20
Ain El Berda	14-06-06	937,3	383,2	130
Berrahal	03-13-02	924	403,1	750
Séraïdi	03-14-	860,0	412,4	860
Pont Bouchet	14-06-31	950,5	402	08

1.5.1- Température

Les relevés de températures ont été effectués à partir de deux stations climatologiques situées près du site d'étude.

Le tableau 1.3 illustre les différentes températures de ces stations sur dix ans.

Tableau 1.3 : Températures moyennes mensuelles en C⁰ (2001-2010).

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	AT	Moy
Les Salines	23.3	20.2	15.5	12.6	11.5	11.6	13.5	15.3	18.8	22.6	25.1	26.2	18
Séraidi	20.3	17.4	11.7	8.9	7.9	8.0	10.7	12.2	17.5	22.0	24.8	25.3	15.5

(Source : ANRH ANNBA 2013)

Les données disponibles mettent en évidence des oscillations thermiques très importantes, réparties sur deux saisons l'une chaude et l'autre froide.

1.5.2-Humidité de l'air

Le tableau 1.4 montre que la variation au cours de l'année est peu significative au niveau de la station des Salines avec de faibles variations hivernales et estivales représentatives des plaines littorales (70,55 à 79,96 %).

La station de Séraidi, située en montagne, présente quant à elle des variations assez importantes en humidité relative entre la saison chaude et froide (58 à 79,8 %).

Tableau 1.4 : Humidité relative moyenne mensuelle en % (2001- 2010).

Mois Stat	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Les Salines	76,96	76,9	74,5	74,99	72,6	70,7	70,55	71,4	74,1	75,	74,4	76,2
Séraidi	79,1	79,8	72,7	74,6	67,3	61,5	58	59	74,1	74,8	79,5	79,6

(Source : ANRH ANNBA 2013)

1.5.3-Les vents

Les vents les plus violents se manifestent en hiver et les plus faibles en été.

La direction des vents prédominants est : Nord- Ouest et Sud-Est.

Tableau 1.5 : Vitesse moyennes mensuelles des vents en m/s.

Mois Stat	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Les Salines	3,9	3,9	3,7	3,9	3,6	3,9	4,0	3,8	3,7	3,3	3,9	4,09
Séraidi	2,5	2,2	1,7	2,0	1,2	1,08	0,9	1,05	1,5	1,6	2,5	3

(Source : ANRH ANNBA 2013)

1.5.3- L'insolation

A la station Les Salines (2001-2010), la durée d'ensoleillement moyenne varie de 4,8 heures en Janvier à 11,4 heures en Juillet.

Tableau 1.6 : Moyenne des insolutions totales en heures à la station des Salines (2001-2010).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moy	4,8	5,5	6,1	7,1	8,1	10,3	11,4	10,3	8,4	6,7	5,4	4,9

(Source : ANRH ANNBA 2013)

1.5.4- Les précipitations

La pluviométrie est un facteur climatique très important. Il conditionne l'écoulement saisonnier, le régime des cours d'eaux, et l'alimentation des nappes aquifères.

Les hauteurs des pluies enregistrées durant la période (2001-2010) aux stations : Les Salines et Séraidi sont illustrées dans le tableau 1.7.

Tableau 1.7 : Hauteurs Moyennes des Précipitations des Stations Les Salines-Séraidi en (mm)

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Les Salines	105,44	73,13	43,57	61,76	42,55	13,76	3,45	17,2	54,4	48,67	115,48	696,7	58,1
Séraidi	206,47	131,89	63,01	115,68	55,3	13,51	4,17	20,93	71,5	105,03	197,09	1199,08	99,9

(Source : ANRH ANNBA 2013)

Les mois les plus pluvieux en montagne (Séraïdi) et au niveau des plaines (Les Salines) relevés des deux stations sont Novembre, Décembre, Janvier avec des moyennes supérieures à 105 mm au niveau des Salines et supérieures à 195 mm à Séraïdi.

Les mois les plus secs au niveau des deux stations sont Juin, Juillet et Aout, avec un mois d'Avril assez arrosé : 61 mm (Les Salines) et 115 mm (Séraïdi).

1.5.4- Risque sismique

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes non seulement aux individualités mais aussi aux collectivités locales. Donc pour pallier à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algérienne (RPA). L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque Africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

La wilaya d'Annaba est classée selon le RPA 99 (version 2003) en zone **II a**. C'est-à-dire une zone à moyenne séismicité.

1.6. Situation hydraulique :

1.6.1- Ressources :

Du réservoir 500 m³, un réseau de distribution maillé composé de 6 maillés et des ramifications secondaires est projeté. Il couvre la totalité de ville y compris l'extension et les constructions existantes.

Les diamètres varient entre 200 et 60 mm. Toutes les ramifications sont en 60 mm parce que les débits sont très faibles.

Sur le réseau de distribution figurent :

- 6 Bouches d'incendies réparties suivent l'importance des risques.
- 8 Ventouses
- 8 Vidanges

1.6.2- Conduite de refoulement :

- Longueur = 999,00 m
- C.T.N du forage = 47 m
- Niveau statique = 4,00 m
- Niveau dynamique = 48,00 m
- Cote d'arrivée au réservoir = 100 m
- $Q = 2.5 \text{ l/s}$

Pompe immergée de type K.S.B

- 7 étages – 2900 tr/mn R = 68 %
- Surpression = 177,86 m = 17,78 bars
- Dépression = - 80,86 = 8 bars

Une conduite en acier DN = 20 bars.

1.6.3- Réservoir :

La capacité du réservoir projeté est de 500 m³, il est implanté à KOUDIET-TELIA et ses caractéristiques sont les suivantes :

- C.T.N = 95 m
- Cote du radier = 93,5 m
- Cote du trop-plein = 100 m
- Hauteur d'eau = 6,5 m
- Diamètre du réservoir = 9,00 m

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en potable. Et comme nous constaté que ce réseau est ancien et qui présente des nombreux problèmes tels que les fuites, la mal gestion dans certains endroits, la durée de certaines conduites ont dépassé les 25 ans et présentant des rouille et des risques ; Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui la conception d'un nouveau réseau de distribution afin de résoudre tous ces problèmes pour cet agglomération.

Introduction

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

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

2.1- Evolution de la population dans le temps et le taux d'accroissement [1]

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et l'évolution de la population dans le temps.

Draa Errich croit à un rythme d'environ **2.1 %**; le nombre d'habitants dans le futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \tau)^n$$

P_n : population à l'horizon donné, qui est de 2035 pour notre cas.

P_0 : Population à l'année de référence prise pour 2016.

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon ($n = 19$ ans).

τ : taux d'accroissement ($\tau = 2.3\%$).

Tableau 2.1 : Evolution de la population.

Années	population (Hab)
2016	4637
2035	8683

2.2-Normes unitaires de consommation [1]

La dotation moyenne journalière octroyée est fonction :

- Des ressources existantes et exploitables.
- De la structure interne de l'agglomération (densification de l'urbanisme, typologie de l'habitat, pourvoi en équipement et vocation socioéconomique de l'agglomération).
- Du niveau de vie de la population.

- Du nombre d'habitants.

Pour notre cas et dans l'hypothèse d'évolution démographique sus citée, la population prendre en charge est estimé à **9394** habitants pour l'horizon 2025.

Dans ce cas la consommation spécifique, dans une agglomération urbaine, pour un nombre d'habitants compris entre (20.000 et 100.000) habitants est de (115 à 265) l/j/hab.

D'autres part, les dotations de base, dans le cadre d'un avant-projet sont les suivantes :

- Villes de : 5000 à 20000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.
- Villes de : 20000 à 100000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.
- Au-dessus de : 100000 habitants : 300 à 400 l/j/hab.

Et vue que notre ville dépasse en nombre d'habitants les 2000 habitants, alors elle est considérée comme une ville urbaine, toute fois vu la disponibilité de la ressource, et selon les recommandations de la DHW d'Annaba, il convient de donner une dotation de 200l/j/hab.

Les normes fournies précédemment sont en général majorées, en raison des secondaires (sanitaire, socioculturels...etc.).

A cet effet, nous nous abstiendrons de procéder à une telle majoration, dans la mesure où les besoins en eau de chaque catégorie d'usager seront calculés à part selon les différents besoins.

2.3-Consommation journalière moyenne [1]

Sur la base des renseignements concernant tous les éventuels demandeurs d'eau, il y'a lieu de dresser un bilan des besoins en eau de consommation.

Ces besoins concernent, les besoins domestiques, mais aussi les besoins des autres catégories d'usagers recensés et qui sont :

Les besoins sanitaires, administratifs, socioculturels, industriels, l'arrosage des rues et des jardins (s'il y'a lieu), et même le bétail.

De plus ils ne sont pas constants, car ils revêtent un caractère périodique, plus précisément saisonnier et la consommation, dans tous les cas, doit être déterminée pour la saison la plus chargée de l'année.

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre d'usagers formant le type de consommateurs:

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

qi: dotation moyenne journalière, en l/j/hab.

Ni: nombre d'usagers formants le type de consommateurs.

2.4- Besoin en eau domestique :

Dans le but de parvenir à une estimation des besoins domestiques moyens, ces derniers seront calculés sur la base d'une dotation de 200l/j/hab, (y compris les besoins des jardins familiaux) avec un taux démographique prévisionnel de 1.6%.

Les résultats sont récapitulés au tableau N° 02.

Tableau 2.2 : Besoins domestiques moyens à l'horizon 2035.

Horizon	Population	Dotation (l/hab/jr)	Q moy j()
2035	8683	200 l/j/hab	1736.6

2.5-Estimation des besoins des autres catégories d'usagers :

Les autres catégories d'usagers, représentés par les éventuels demandeurs d'eau, selon les différents besoins recensés sont :

Les besoins sanitaires, scolaires, municipaux, socioculturels et culturels.

Les résultats de calcul pour les différents besoins sont donnés sur le tableau N°03 suivant

Tableau 2.3 : besoins publics moyens à l'horizon 2035.

Equipement	Unité	Dotation, l/j/unité	Nombre d'unité	Besoins moyens m3/j
01 CEM	élève	20	260	5,2
Salle de sport	vestiaire	5	25	0,125
Maison de jeune	m ²	5	60	0,3
01 lycée (cantine)	élève	20	200	4
01 Masdjid	fidèle	5	800	4

salle de soin	lit	300	100	30
02 primaires	élève	20	200	4
Crèche	enfant	20	50	1
Jardin public	m ²	4	6400	25,6
Bureaux	employé	15	50	0,75
Total des besoins				74,975

2.6-Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins moyens totaux en eaux de la ville de Draa Errich sont donnés par le Tableau 2.4 ci-dessous :

Tableau 2.4 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Domestiques	1736.6
Publics et sanitaires	74,98
Total	1811,58
Total avec fuites	2083,32

Remarque : les fuites sont estimées à 15% du débit moyen journalier, la consommation moyennes journalière totale à l'horizon d'étude 2035 s'élèvera donc à $2083,32m^3/j$.

2.7-Variations de la consommation journalière :

La consommation journalière maximale est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaires ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage.

2.7.1- Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière est obtenue à partir du coefficient d'irrégularité journalière maximum noté $K_{max,j}$, ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation maximale dépasse-t-elle la consommation moyenne journalière, on peut donc écrire la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum, $K_{max,j} = (1,1-1,3)$.
- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

2.7.2-Consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière est obtenue à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum noté $K_{min,j}$, ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est-elle inférieure à la consommation moyenne journalière, on peut donc écrire la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).
- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$.

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Pour le calcul de la consommation maximale journalière et minimale journalière, on prend respectivement $K_{max,j} = 1,3$ et $K_{min,j} = 0,9$; les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.5 : Variation journalière de la consommation.

$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
2083,32	2708,32	1874,99

2.8-Variations de la consommation horaire [1]

2.8.1-Consommation maximale horaire:

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

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

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

Avec :

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

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant :

Tableau 2.6 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1,3$; d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,3 * 1,3 = 1,69.$$

$$K_{\max,h} = 1,69$$

2.8.2- Consommation minimale horaire :

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (II.6)$$

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.10 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 2.7 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

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

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

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,4 = 0,2.$$

$$K_{\min,h} = 0,2$$

2.8.3-Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec

- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire (m^3/h).
- $Q_{\text{max},j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

Pour le calcul de la consommation maximale et minimale horaire on prend respectivement

$K_{\max,h} = 1,69$ et $K_{\min,h} = 0,2$; les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.8 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires.

$Q_{\text{moy},h}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\text{max},h}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\text{min},h}(\text{m}^3/\text{h})$
112,85	190,72	22,57

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

2.9- Evaluation de la variation horaire de consommation en fonction du nombre d'habitants :

Afin de déterminer le débit de pointe, il existe une autre méthode basée sur la répartition de la consommation maximale journalière suivant des coefficients, chaque coefficient représente un certain pourcentage du débit maximum journalier en une heure précise, ces pourcentage varient en fonction de la population

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est moins de 10000 hab (Puisque le nombre d'habitants à l'année 2035 sera 8683 hab). Cette dernière est indiquée dans le tableau N°08.(voir annexe N° :01)

Remarque : après l'obtention de la valeur du débit de pointe à partir du tableau N2-14 on va comparer cette dernière avec celle obtenue avec la méthode des coefficients d'irrégularité et on prendra en considération la plus grande entre les deux afin d'éviter un sous dimensionnement du réseau.

Tableau 2.9 : Variation des débits horaires de la ville :

Heure	Variation horaire de la consommation		Courbe intégrale de consommation	
	$Q_{\max j}=2708,32 \text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max j}$	
h	C%	(m^3/h)	C% cumulés	(m^3/h)
0-01	1	27,08	1,00	27,08
01-02	1	27,08	2,00	54,17
02-03	1	27,08	3,00	81,25
03-04	1	27,08	4,00	108,33
04-05	2	54,17	6,00	162,50
05-06	3	81,25	9,00	243,75
06-07	5	135,42	14,00	379,16
07-08	6,5	176,04	20,50	555,21
08-09	6,5	176,04	27,00	731,25
09-10	5,5	148,96	32,50	880,20
10-11	4,5	121,87	37,00	1002,08
11-12	5,5	148,96	42,50	1151,04
12-13	7	189,58	49,50	1340,62
13-14	7	189,58	56,50	1530,20
14-15	5,5	148,96	62,00	1679,16
15-16	4,5	121,87	66,50	1801,03
16-17	5	135,42	71,50	1936,45
17-18	6,5	176,04	78,00	2112,49
18-19	6,5	176,04	84,50	2288,53
19-20	5	135,42	89,50	2423,95
20-21	4,5	121,87	94,00	2545,82
21-22	3	81,25	97,00	2627,07
22-23	2	54,17	99,00	2681,24
23-24	1	27,08	100,00	2708,32
Total	100%	2708,32		

A partir du tableau on obtient :

- $Q_{\max,h} = 189,58 \text{ m}^3/\text{j}$
- $Q_{\min,h} = 27,08 \text{ m}^3/\text{j}$

On remarque que la valeur de $Q_{\max,h}$ donnée par le tableau est inférieure à celle obtenue grâce au coefficient $K_{\max,h}$ donc le débit de dimensionnement est de : **190,72 (m^3/j)**.

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est semi rurale.

Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

3.1- Choix du type de réseau : [2]

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes:

- Consommation de pointe horaire
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies
- Situations particulières

On s'assure ainsi qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli durant la période prévue à cette fin, notamment la nuit, lorsque la consommation est minimale, etc...

En fonction de la situation urbaine et l'importance du quartier on distingue trois types de conduites :

- Les artères, représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station du pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin. Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles puissent alimenter le secteur et disposer si c'est possible des diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées
- Les conduites de services, dont le diamètre varie entre 250-150 mm, sont alimentées par des artères et distribuent l'eau vers les branchements.

Les branchements : C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières prévisibles.

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccordements (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc...).

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés,
- Les réseaux maillés,
- Les réseaux étagés,
- Les réseaux combinés.

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval (position 1, Figure 3.1).

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (position 2, Figure 3.1), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau.

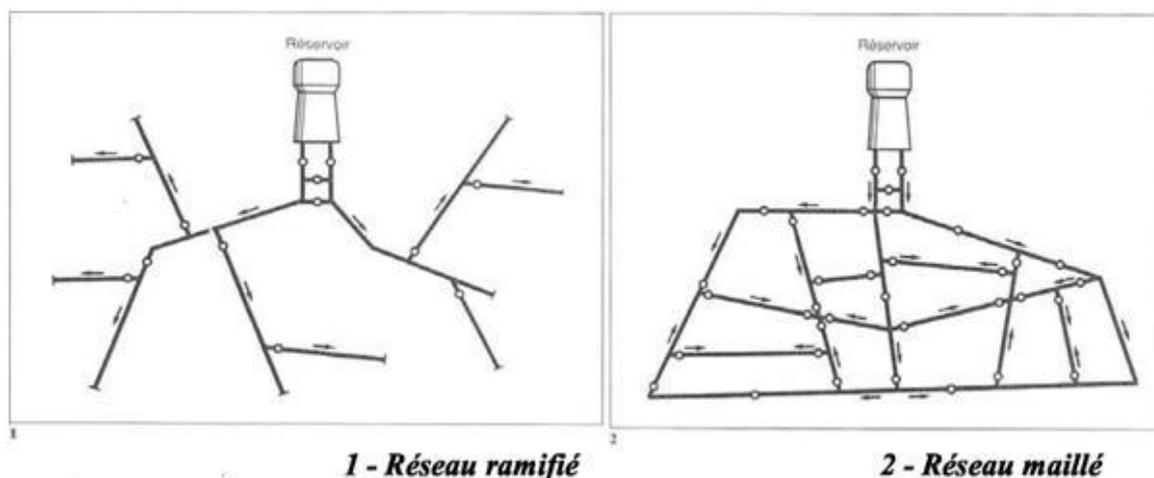


Figure 3.1: Réseaux de distribution ramifié et maillé.

Le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et une partie ramifiée : les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

Si la topographie du territoire desservi par un réseau de distribution accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse).

Avec le réseau étagé (Figure 3.2), il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.

Les réseaux d'alimentations distinctes distribuent, d'une part, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et d'autre part, l'eau réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage de la rue et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes.

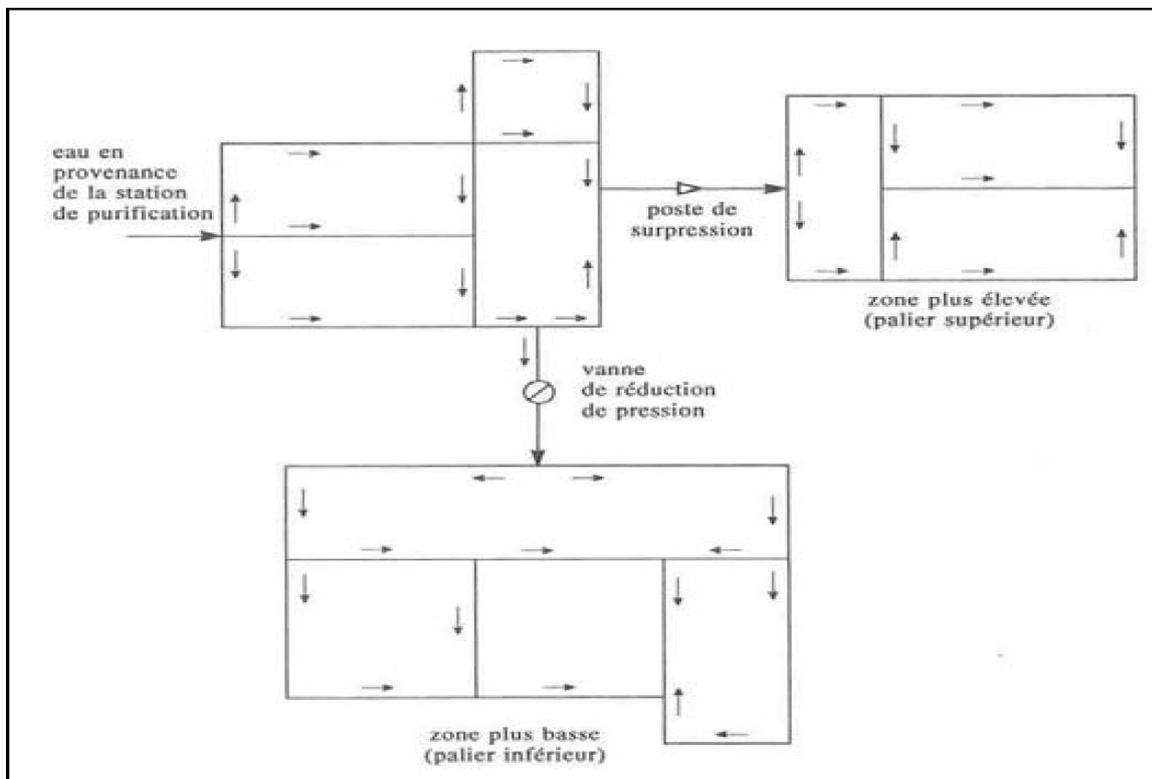


Figure 3.2 : Le réseau étagé.

Pour que l'eau soit distribuée en quantité suffisante et à une pression appropriée conformément aux exigences locales, on peut l'acheminer soit par gravité, à l'aide d'un ou plusieurs postes de surpression couplés à un ou plusieurs réservoirs soit à l'aide de postes de surpression seulement.

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules.

Remarque : Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé.

3.2-Exigences fondamentales du réseau [7]

- Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

3.3-Conception du réseau de l'agglomération [7]

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

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

3.4- Principe du tracé du réseau [7]

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines).
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.

- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

3.5- Choix du matériau des conduites

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

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage;
- Disponibilité sur le marché;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres;
- Possibilité d'éviter les coudes par son flexibilité;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite);
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible);
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Et l'inconvénient est que de nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés (jonctions et branchements). [3]

3.6-Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- On détermine la longueur de chaque côté de la maille du réseau.
- On détermine le débit spécifique pendant l'heure de pointe
- On calcule les débits en route en considérant le débit spécifique ; pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de pointe +incendie) ; Cas réservoir de tête.
- Sachant les débits en route; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

3.6.1-Détermination du débit spécifique

Il est défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau où il y a une distribution. On suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toutes les longueurs des mailles du réseau:

$$q_{sp} = \frac{Q_{pte}}{\sum L_i}$$

Avec

- Q_{pte} : débit de pointe calculé dans le chapitre 2 (l/s).
- q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route (m).

Tableau 3.1 : Détermination du débit spécifique :

Heure de pointe	Q_{pte} (l/s)	52,98
	$\sum_{i=1}^{n=27} L_i$ (m)	5248,45
	q_{sp} (l/s/m)	0,01009

3.6.2- Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau et est déterminé comme suit :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i$$

Avec

- Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).
- q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- L_i : longueur du tronçon (m).

3.7.3-Détermination des débits nodaux:

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

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Avec

- Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).
- Q_{ri-k} : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).
- Q_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans notre cas les débits concentrés égalent à zéro.

Tableau 3.2 : Détermination des débits aux nœuds.

N° des nœuds	conduite	longueur (m)	débit spécifique (l/s/m)	Débits en route (l/s)	Débits nodaux total (l/s)																																																																																																								
1	1--2	152.61	0,01009	1,54	1,89																																																																																																								
	1--10	222.5		2,25		2	2--3	90	0,91	2,60	2--13	425.25	4,29	3	3--2	90	0,91	3,74	3--4	298.5	3,01	3--9	352.5	3,56	4	4--3	298.5	3,01	3,64	4--5	422.5	4,26	5	5--4	422.5	4,26	4,72	5--6	91.36	0,92	5--9	101.25	1,02	6	6--5	91.36	0,92	1,13	6--7	132.5	1,34	7	7--6	132.5	1,34	1,29	7--8	123.33	1,24	8	8--7	123.33	1,24	1,44	8--9	100	1,01	8--12	61.5	0,62	9	9--3	352.5	3,56	2,79	9--5	101.25	1,02	9--8	100	1,01	10	10--2	222.5	2,25	3,73	10--11	115.33	1,16	10--16	401.47	4,05	11	11--10	115.33	1,16	2,71	11--18	422	4,26	12	12--8	60.69	0,61	2,50	12--13	332.85	3,36	12--14
2	2--3	90		0,91	2,60																																																																																																								
	2--13	425.25		4,29		3	3--2	90	0,91	3,74	3--4	298.5	3,01		3--9	352.5	3,56		4	4--3	298.5	3,01	3,64	4--5	422.5	4,26	5	5--4	422.5	4,26	4,72	5--6		91.36	0,92	5--9		101.25	1,02	6	6--5	91.36	0,92	1,13	6--7	132.5	1,34	7	7--6	132.5	1,34	1,29	7--8	123.33	1,24	8	8--7	123.33	1,24		1,44	8--9	100		1,01	8--12	61.5	0,62	9	9--3		352.5	3,56	2,79		9--5	101.25	1,02	9--8	100	1,01		10	10--2	222.5		2,25	3,73	10--11	115.33	1,16	10--16	401.47	4,05	11	11--10	115.33	1,16	2,71	11--18		422	4,26	12		12--8	60.69	0,61	2,50
3	3--2	90		0,91	3,74																																																																																																								
	3--4	298.5		3,01																																																																																																									
	3--9	352.5		3,56																																																																																																									
4	4--3	298.5		3,01	3,64																																																																																																								
	4--5	422.5		4,26																																																																																																									
5	5--4	422.5		4,26	4,72																																																																																																								
	5--6	91.36		0,92																																																																																																									
	5--9	101.25		1,02																																																																																																									
6	6--5	91.36		0,92	1,13																																																																																																								
	6--7	132.5		1,34																																																																																																									
7	7--6	132.5		1,34	1,29																																																																																																								
	7--8	123.33		1,24																																																																																																									
8	8--7	123.33		1,24	1,44																																																																																																								
	8--9	100		1,01																																																																																																									
	8--12	61.5		0,62																																																																																																									
9	9--3	352.5		3,56	2,79																																																																																																								
	9--5	101.25	1,02																																																																																																										
	9--8	100	1,01																																																																																																										
10	10--2	222.5	2,25	3,73																																																																																																									
	10--11	115.33	1,16																																																																																																										
	10--16	401.47	4,05																																																																																																										
11	11--10	115.33	1,16	2,71																																																																																																									
	11--18	422	4,26																																																																																																										
12	12--8	60.69	0,61	2,50																																																																																																									
	12--13	332.85	3,36																																																																																																										
	12--14	102.5	1,03																																																																																																										

13	13--2	425.25		4,29	4,14
	13--12	332.85		3,36	
	13--15	62.3		0,63	
14	14--12	102.5		1,03	2,15
	14--19	322.75		3,26	
15	15--13	62.3		0,63	1,64
	15--16	87.5		0,88	
	15--19	175.42		1,77	
16	16--15	401.47		4,05	2,47
	16--17	87.5		0,88	
17	17--16	104.23		1,05	1,60
	17--18	97.3		0,98	
	17--20	115.5		1,17	
18	18--11	422		4,26	2,62
	18--17	97.3		0,98	
19	19--14	322.75		3,26	3,15
	19--15	175.42		1,77	
	19--20	125.5		1,27	
20	20--17	115.5		1,17	1,22
	20--19	125.5		1,27	
Total					

3.6.4-Calcul du réseau par logiciel WATERCAD:

3.6.4.1-Présentation du logiciel :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec la dernière version du logiciel (*La version Water CAD V8i*).

3.6.4.2-Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système.

- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau.
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

3.6.4.3-Résultats de la simulation :

Les calculs sont présentés pour le cas d'un système à réservoir de tête en deux cas :

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

a)-Cas de pointe:

Tableau 3.3 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe).

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Observation
P-1	152,61	J-1	J-2	160,0	32,96	1,64	élevée
P-2	222,5	J-1	J-10	125,0	16,32	1,34	admissible
P-3	90	J-2	J-3	125,0	17,4	1,39	admissible
P-4	425,25	J-2	J-13	125,0	12,96	1,07	admissible
P-5	298,5	J-3	J-4	90,0	7,57	1,08	admissible
P-6	352,5	J-3	J-9	90,0	6,09	1,02	admissible
P-7	422,5	J-4	J-5	75,0	3,93	0,73	admissible
P-8	91,36	J-5	J-6	50,0	1,07	0,4	faible
P-9	101,25	J-5	J-9	50,0	-1,85	1,17	admissible
P-10	132,5	J-6	J-7	50,0	-0,06	0,17	faible
P-11	123,33	J-7	J-8	50,0	-1,35	0,83	admissible
P-12	100	J-8	J-9	50,0	-1,44	0,73	admissible
P-13	61,5	J-8	J-12	63,0	-1,35	0,52	admissible
P-14	115,33	J-10	J-11	125,0	7,53	0,62	admissible
P-15	401,47	J-10	J-16	90,0	5,06	0,8	admissible
P-16	422	J-11	J-18	90,0	4,82	0,76	admissible
P-17	332,85	J-12	J-13	90,0	-5,06	0,83	admissible
P-18	102,5	J-12	J-14	50,0	1,2	0,59	admissible
P-19	62,3	J-13	J-15	75,0	3,76	0,85	admissible

P-20	322,75	J-14	J-19	50,0	-0,95	0,5	admissible
P-21	87,5	J-15	J-16	63,0	-1,65	0,54	admissible
P-22	175,42	J-15	J-19	90,0	3,77	0,6	admissible
P-23	104,23	J-16	J-17	50,0	0,94	0,48	faible
P-24	97,3	J-17	J-18	75,0	-2,2	0,51	admissible
P-25	115,5	J-17	J-20	63,0	1,54	0,5	admissible
P-26	125,5	J-19	J-20	63,0	-0,32	0,11	faible
P-27	200	R-1	J-1	200,0	51,17	1,63	élevée

Tableau 3.4 : résultats de la simulation sur les nœuds(Cas de pointe)..

N° des nœuds	CTN (m)	débit (l/s)	cote de charge(m)	Pression (m)	Observation
J-1	67,13	1,89	98,07	30,9	admissible
J-2	62,16	2,6	96,14	33,9	admissible
J-3	53,25	3,74	94,99	41,7	admissible
J-4	59,02	3,64	91,44	32,4	admissible
J-5	62,32	4,72	88,33	26	admissible
J-6	57,96	1,13	87,94	29,9	admissible
J-7	52,25	1,29	88,07	35,7	admissible
J-8	55	1,44	89,95	34,9	admissible
J-9	48,77	2,79	91,17	42,3	admissible
J-10	56,38	3,73	95,45	39	admissible
J-11	57,3	2,71	95,11	37,7	admissible
J-12	52	2,5	90,27	38,2	admissible
J-13	56,48	4,14	92,76	36,2	admissible
J-14	59,62	2,15	89,4	29,7	admissible
J-15	61,3	1,64	92,16	30,8	admissible
J-16	52,21	2,47	92,64	40,3	admissible
J-17	55,4	1,6	92,04	36,6	admissible
J-18	50,69	2,62	92,41	41,6	admissible
J-19	57,24	3,15	91,44	34,1	admissible
J-20	53,58	1,22	91,49	37,8	admissible

Nous avons remarqué que la plus part des vitesses et pression sont acceptables.

b)-Cas de pointe+incendie:

Pour le cas de pointe + incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de la pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17l/s) dans le nœud le plus défavorable (j-20 dans notre projet), les résultats sont présents dans les tableaux qui suivent :

Tableau 3.5 : résultats de la simulation sur les conduites(Cas de pointe+incendie).

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre s (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Observation
P-1	152,61	J-1	J-2	160,0	41,33	2,06	élevée
P-2	222,5	J-1	J-10	125,0	24,95	2,03	élevée
P-3	90	J-2	J-3	125,0	18,79	1,53	élevée
P-4	425,25	J-2	J-13	125,0	19,94	1,63	élevée
P-5	298,5	J-3	J-4	90,0	7,38	1,16	admissible
P-6	352,5	J-3	J-9	90,0	7,67	1,20	admissible
P-7	422,5	J-4	J-5	75,0	3,74	0,85	admissible
P-8	91,36	J-5	J-6	50,0	1,39	0,71	faible
P-9	101,25	J-5	J-9	50,0	-2,37	1,21	admissible
P-10	132,5	J-6	J-7	50,0	0,26	0,13	faible
P-11	123,33	J-7	J-8	50,0	-1,03	0,53	admissible
P-12	100	J-8	J-9	50,0	-2,51	1,28	admissible
P-13	61,5	J-8	J-12	63,0	0,04	0,01	très faible
P-14	115,33	J-10	J-11	125,0	12,61	1,03	admissible
P-15	401,47	J-10	J-16	90,0	8,61	1,35	admissible
P-16	422	J-11	J-18	90,0	9,90	1,56	élevée
P-17	332,85	J-12	J-13	90,0	-5,46	0,86	admissible
P-18	102,5	J-12	J-14	50,0	3,00	1,53	élevée
P-19	62,3	J-13	J-15	75,0	10,34	2,34	élevée
P-20	322,75	J-14	J-19	50,0	0,85	0,43	admissible
P-21	87,5	J-15	J-16	63,0	-2,57	0,82	admissible
P-22	175,42	J-15	J-19	90,0	11,27	1,77	élevée
P-23	104,23	J-16	J-17	50,0	3,57	1,82	élevée
P-24	97,3	J-17	J-18	75,0	-7,28	1,65	élevée
P-25	115,5	J-17	J-20	63,0	9,25	2,97	élevée le
P-26	125,5	J-19	J-20	63,0	8,97	2,88	élevée

P-27	200	R-1	J-1	200,0	68,17	2,17	élevée
------	-----	-----	-----	-------	-------	------	--------

Tableau 3.6 : résultats de la simulation sur les nœuds(Cas de pointe+incendie).

N° des nœuds	CTN (m)	débit (l/s)	cote de charge(m)	Pression (m)	Observation
J-1	67,13	1,89	96,75	29,6	admissible
J-2	62,16	2,6	93,82	31,6	admissible
J-3	53,25	3,74	92,47	39,1	admissible
J-4	59,02	3,64	88,41	29,3	admissible
J-5	62,32	4,72	84,34	22,0	admissible
J-6	57,96	1,13	83,28	25,3	admissible
J-7	52,25	1,29	83,20	30,9	admissible
J-8	55	1,44	84,05	29,0	admissible
J-9	48,77	2,79	87,34	38,5	admissible
J-10	56,38	3,73	91,14	34,7	admissible
J-11	57,3	2,71	90,29	32,9	admissible
J-12	52	2,5	84,04	32,0	admissible
J-13	56,48	4,14	86,68	30,1	admissible
J-14	59,62	2,15	79,40	19,7	admissible
J-15	61,3	1,64	82,94	21,6	admissible
J-16	52,21	2,47	83,94	31,7	admissible
J-17	55,4	1,6	77,47	22,0	admissible
J-18	50,69	2,62	80,57	29,8	admissible
J-19	57,24	3,15	77,84	20,6	admissible
J-20	53,58	18,22	64,35	10,7	admissible

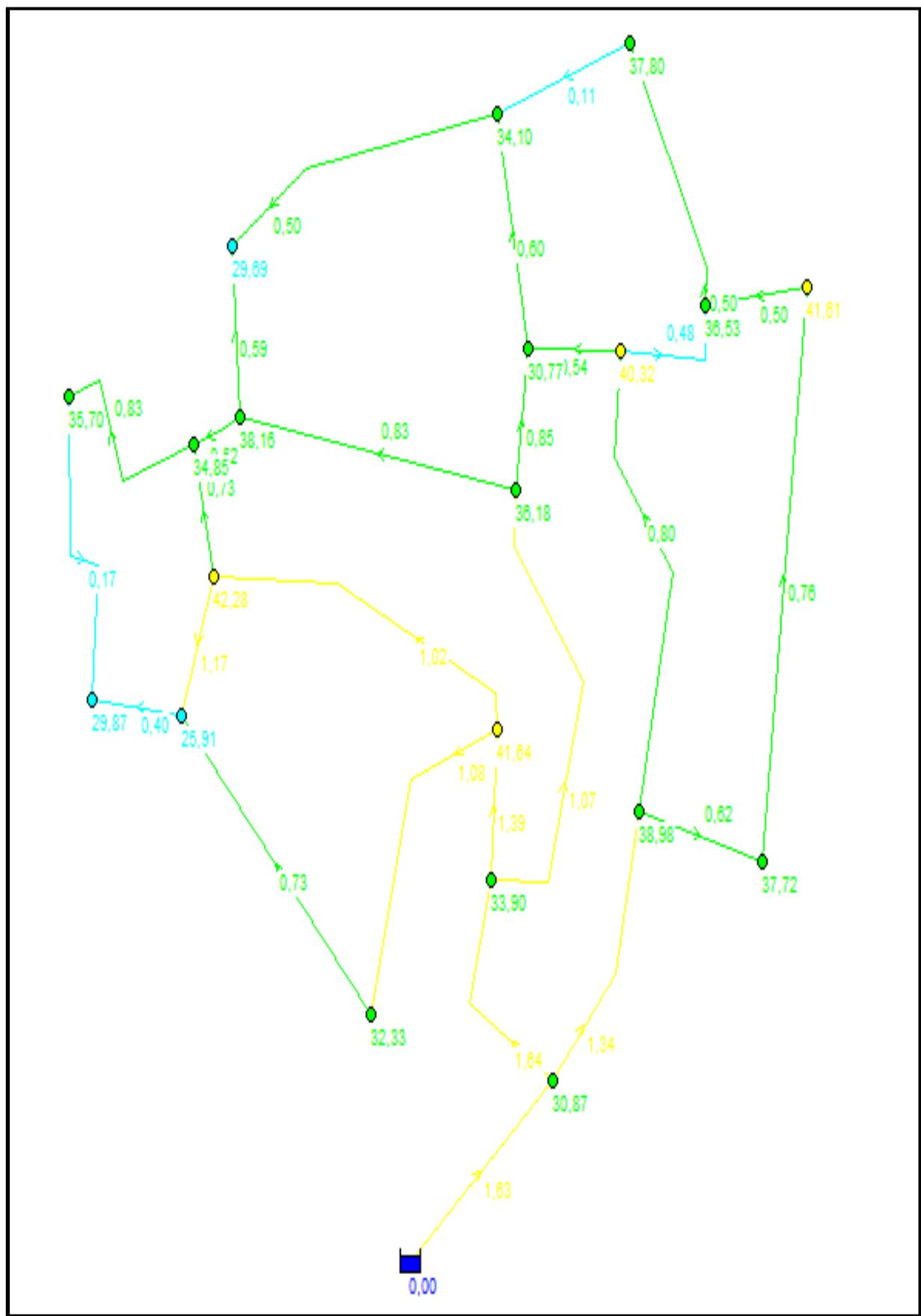


Figure 3.3: Vitesse et pression pour le cas de pointe

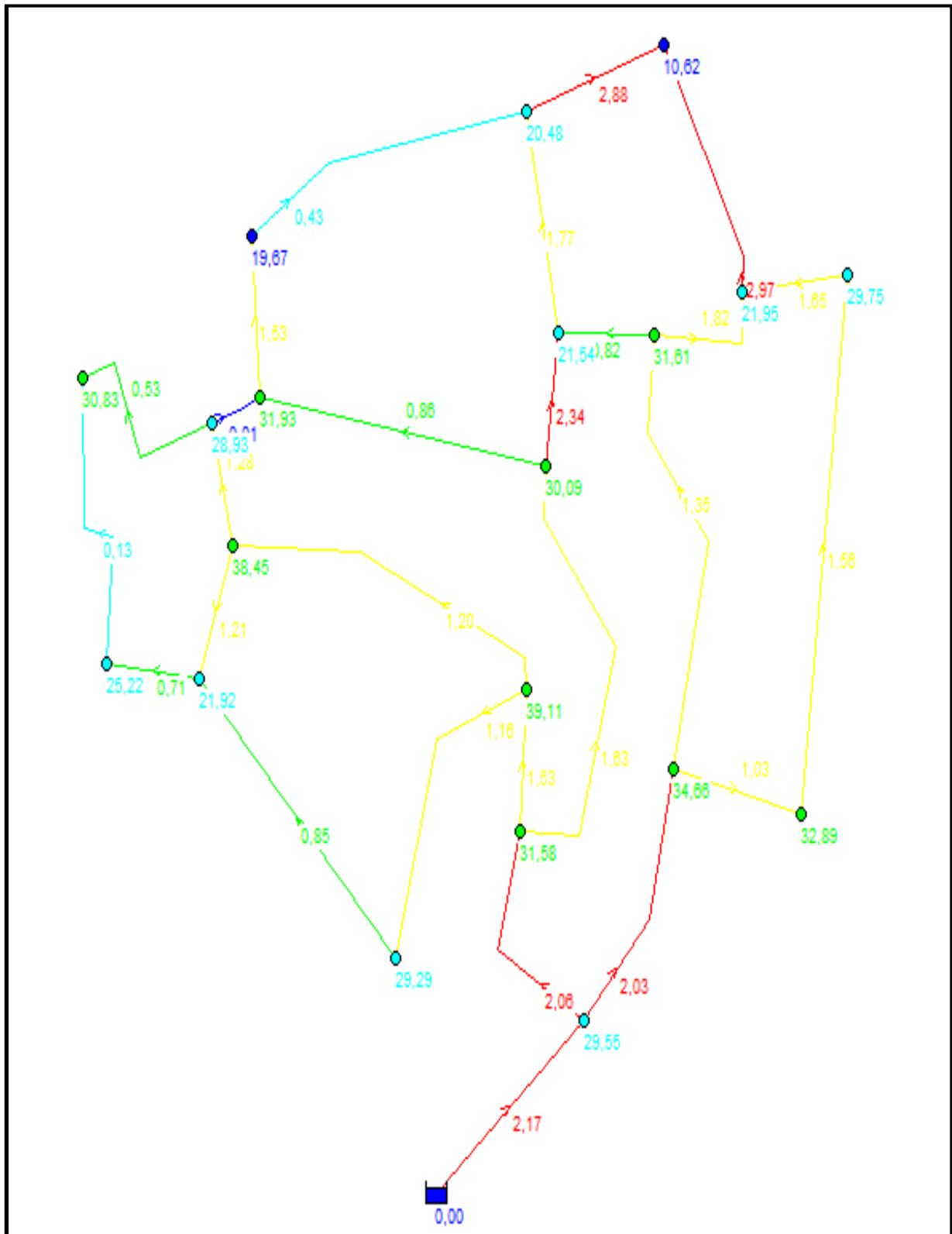


Figure 3.4: Vitesse et pression pour le cas de pointe+incendie

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel Water CAD® qui donne des résultats très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 50 mm et 200 mm.

Introduction:

L'adduction est le transport d'eau, consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, station ...), soit vers leur lieu d'accumulation (réservoirs), soit directement vers les zones de leur consommation (réseau de distribution).

L'adduction se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou gravitairement. En général elle ne comporte aucun piquage.

Une installation d'adduction en eau potable (AEP) comprend une source d'eau (un puits, forage, station de traitement), une pompe mécanique et des infrastructures : château d'eau et réseau de tuyauteries terminés par des bornes-fontaines publiques complétées par quelques branchements individuels.

4.1 - Les conduites d'adduction d'eau [4]

En fonction de la position de la source d'eau on distingue deux types d'adduction :

- **Adduction Gravitaire :**

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée. Avec les aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente et la pesanteur, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir faire transiter le débit voulu.

Dans les conduites forcées, l'écoulement se fait sous pression. Dans ce cas les pertes de charges seront plus importantes que dans un aqueduc à faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage du débit maximal.

En conséquence, si la pente disponible est très faible et, si le débit à transiter est important, l'aqueduc apparaîtra, à priori comme étant la solution la plus indiquée.

Il est à remarquer, d'ailleurs, que ce mode d'adduction est ordinairement mixte. L'aqueduc convient, lorsque le tracé du réseau se développe sur le plateau, il est nécessaire, pour la traversée de vallées, de faire appel aux conduites forcées.

Interdits à ciel ouvert, les aqueducs sont du type fermé en AEP.

Quant aux conduites forcées, elles sont constituées par des assemblages de tuyaux fabriqués en usine et à l'aide de matériaux très divers : fonte, acier, béton, matière plastique, etc...

- **Adduction par Refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

Tout d'abord, il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur.

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles).

Le coût d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique.

Le coût d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique.

Une fonction mathématique permet de déterminer les diamètres compatibles avec les réalités économiques (la formule de VIBERT). Elles tiennent compte, en général, du prix de l'énergie électrique qui représente un facteur important des frais d'exploitation. L'utilisation d'un diagramme permet une détermination rapide du diamètre économique, à partir de ces formules :

$$D_{ec} = 1,547. (e/f)^{0,154} . Q^{0,46} \quad (\text{pompage continu})$$

$$D_{ec} = 1,35 . (e/f)^{0,154} . Q^{0,46} \quad (\text{pompage de 10h/24h})$$

Avec :

e = prix du kWh d'énergie ;

f = prix de 1kg de fonte en DA.

Il d'autres formules simple comme celle de BRESSE et BONIN :

$$\text{BRESSE : } D_{ec} = 1,5 \cdot \sqrt{Q}$$

$$\text{BONIN : } D_{ec} = \sqrt{Q}$$

- **Adduction Mixte :**

Combine les deux types d'Adductions Gravitaire et par Refoulement.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un forage ou se fait le collecte de débit d'Adduction, ce dernier distribue l'eau vers le réservoir qui fait la distribution dans le réseau de la ville de Draa Errich.

4.2- Quelques notions simples sur l'adduction

Pour faire le dimensionnement de ces conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivant:

4.2.1- Choix de la trace [4]

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, Pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, la trace doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

4.2.2- Choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau des conduites se fait en fonction des critères suivantes (d'ordre technique; économique) :

- Du diamètre
- Des pressions exigées
- Des conditions d'installation
- Du revêtement pour certains types
- De la disponibilité sur le marché national
- Du prix unitaire de pose de l'adduction
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).

- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD en vue des avantages qu'elles présentent par rapport les autres matériaux; et le tableau suivant nous donne les caractéristiques différents types de matériaux des conduites :

Tableau 4.1 : les différents types de matériaux des conduites. [4]

		PARTICULARITES	ATOUTS	PRECAUTIONS D'EMPLOI ET POINTS A
MATERIAUX METALLIQUE	Fonte ductile	revêtement intérieur	- bonne résistance mécanique	- nécessite l'emploi d'un revêtement spécial pour protéger ces conduites de la corrosivité de certains sols et des courants vagabonds
	Acier -	- revêtement intérieur - revêtement extérieur thermoplastique, depuis, 1990 : polyéthylène tri-	- excellente tenue mécanique - pas de joints	- nécessite une protection cathodique active ou passive (dans la mesure où elle est entretenue correctement).
	Fonte grise	La fonte grise n'est aujourd'hui plus utilisée.	ce type de fonte est moins sensible à la corrosion que la fonte ductile	- rigidité entraînant des risques de cassures dans un contexte de fort trafic, de travaux au voisinage des conduites, ou de mouvement des sols
	Plomb	Pose de conduite en plomb dorénavant <u>interdite</u> , les temps de contact avec l'eau de consommation doivent être réduits au minimum et le potentiel de dissolution du plomb doit être limité afin de respecter la norme de potabilité(1).		- Risque de dissolution du plomb dans l'eau lorsque l'eau est agressive
	Amiante-ciment	Utilisation dorénavant interdite (décret n° 96-1133 du 24 décembre 1996) pour des raisons de sécurité du travail		- fragilité mécanique - dissolution du liant hydraulique en cas d'eau agressive - exposition des travailleurs à l'amiante, lors de travaux d'entretien sur ces canalisations (2).

MATERIAUX ORGANIQUES	UX A BASE DU CEMENT	Béton	utilisé pour des diamètres de 400 à 4000 mm	bonne résistance mécanique	- possibilité d'affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par rélargie de produits
	PVC (polychlorure de vinyle) Joints collés	Ce matériau n'est plus posé aujourd'hui			- matériaux relativement sensibles aux variations de température, et de pression ; - remblai à exécuter avec le plus grand soin - fuites fréquentes au niveau des joints collés. En effet, la colle présente une mauvaise tenue dans le temps.
	PVC (polychlorure de vinyle) à emboîtement	diamètres inférieurs à 400 mm	- résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose - raccords faciles - bonne tenue des emboîtements dans le temps		- matériaux relativement sensibles aux variations de température, et de pression ; - remblai à exécuter avec le plus grand soin - risques de fuites au niveau des emboîtements uniquement en cas de très fortes pressions (rares).
	MO PVC (molecularly oriented PVC)	- présente les mêmes atouts que le PVC « classique » mais est caractérisé par une durée de vie plus élevée et une meilleure résistance aux fortes pressions			
	PEBD (polyéthylène basse densité)	premiers types de conduites en PE posé. Ce matériau n'est plus fabriqué aujourd'hui	- résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose, - pas de joints (électro soudure + tourets)		- nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés ; - dans les sous-sols pollués, risques, à terme, de perméation (hydrocarbures) - mauvaise tenue dans le temps.
	PEHD (polyéthylène haute densité)	nouvelle génération bénéficiant des retours d'expérience relatif au PEBD	- résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose		- nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords - dans les sous-sols pollués, risques, à terme, de perméation (hydrocarbures)

1) Jusqu'en décembre 2003, la norme limitant la teneur en plomb de l'eau du robinet était fixée à 50 $\mu\text{g/l}$. Un décret du 20 décembre 2001 prescrit, en application de la directive européenne du 3 novembre 1998, que cette norme soit abaissée progressivement : 25 $\mu\text{g/l}$. depuis le 25 décembre 2003, puis 10 $\mu\text{g/l}$. en décembre 2013.

2) L'amiante ne pose pas de problèmes pour la consommation d'eau mais plutôt des problèmes de sécurité du travail lors d'interventions sur le patrimoine. Elle impose de prendre des précautions particulières pour la protection des agents intervenants sur les chantiers (nettoyage de réservoir, réparation, remplacement des canalisations...).

4.2.3- Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

4.2.4- La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point de la trace. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

4.2.5- L'air dans la tuyauterie

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

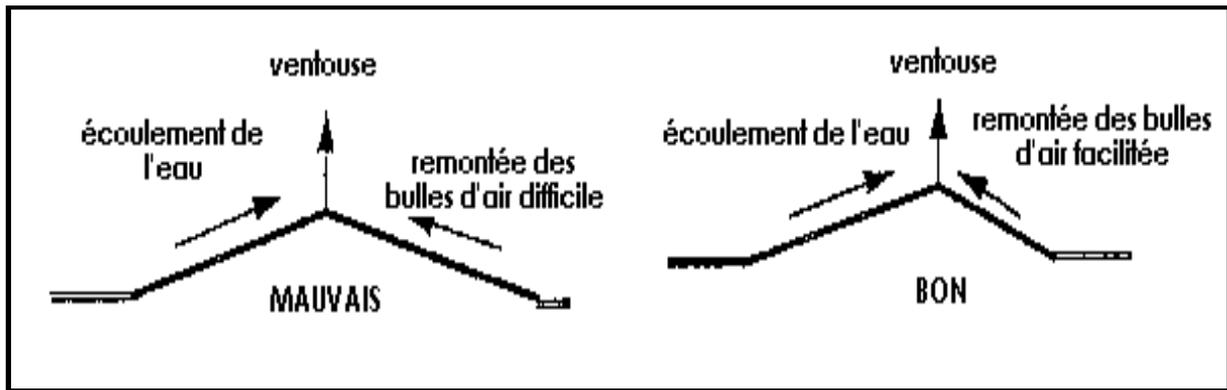


Figure 4.1: Emplacement des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

4.3- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Le tronçon de refoulement relie la station de pompage au réservoir de Draa Errich, s'étend sur une longueur de 990 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$H_g = \text{Cote du trop-plein du réservoir} - \text{Cote du forage}$

Cote du forage = 47 m

Cote du trop-plein du réservoir est égale à 100 m

$H_g = 100 - 47 = 53 \text{ m}$ **$H_g = 53 \text{ m}$**

Pour le dimensionnement on utilise la formule de Bonin :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t \times 3600}$$

$Q_{\text{max},j} = 2708,32 \text{ m}^3/\text{j}$

$t = 20 \text{ heures}$

$$Q_{\text{exp}} = \frac{2708,32}{20 \times 3600} = 0,038 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 990 \text{ m}$$

$$H_g = 53 \text{ m}$$

$$D_{\text{éc}} = \sqrt{Q_{\text{exp}}}$$

$$\mathbf{D_{\text{éc}} = 200 \text{ mm}}$$

Donc le diamètre de notre adduction est 200 mm (PEHD)

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre unique qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage.

Introduction

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs qui permettent de gérer les pointes de consommation.

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

L'alimentation est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50% de la distribution maximale journalière ; cette capacité d'eau stockée assure la distribution pendant au moins 12heures en cas de défectuosité des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

Il convient de souligner que l'existence des réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont reposées.

5.1-Rôle des réservoirs

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples. Il interviennent notamment dans :

- La régulation de l'apport de la consommation d'eau.
- La régulation de la pression ;
- La simplification de l'exploitation ;
- La distribution de l'eau vers les abonnés.

Par conséquent, Ils doivent être :

- Etanches
- Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau
- Protégés contre toute contamination de l'eau.
- Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

5.2-Classification des réservoirs

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

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés (châteaux d'eau)

Dans le cas où dans notre étude nous aurons à projeter des réservoirs, ces derniers ne seront pas surélevés car notre zone d'étude est à caractère montagneux.

D'après leurs formes, les réservoirs peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaire.

5.3-Emplacement des réservoirs

Pour prévoir un bon emplacement des réservoirs on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Ils doivent être placés à une côte supérieure à celle du point le plus élevé de l'agglomération de telle façon à satisfaire une pression suffisante aux abonnés.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité.

5.4-Calcul de la capacité du réservoir

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

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

5.4.1-Principe de calcul :

Ce principe de calcul se base :

- Soit sur 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.

Pour notre cas, on va utiliser la méthode analytique qui dépendra de deux points essentiels :

- Le régime de consommation de l'agglomération.

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

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre **le tableau 5.1**

Le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{a(\%) \times Q_{\max,j}}{100}$$

$a(\%)$: représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$.

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

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir.

Tableau 5.1 : détermination de la capacité du réservoir:

heures	Consommation d'eau(%)	Apports d'eau (%)	Arrivée d'eau Dans le réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste d'eau dans le réservoir (%)
0_1	1	0	-	1	6
1_2	1	0	-	1	5
2_3	1	0	-	1	4
3_4	1	0	-	1	3
4_5	2	5	3	-	6
5_6	3	5	2	-	8
6_7	5	5	0	-	8
7_8	6,5	5	-	1,5	6,5
8_9	6,5	5	-	1,5	5
9_10	5,5	5	-	0,5	4,5
10_11	4,5	5	0,5	-	5
11_12	5,5	5	-	0,5	4,5
12_13	7	5	-	2	2,5
13_14	7	5	-	2	0,5
14_15	5,5	5	-	0,5	0

15_16	4,5	5	0,5	-	0,5
16_17	5	5	0	-	0,5
17_18	6,5	5		1,5	-1
18_19	6,5	5	-	1,5	-2,5
19_20	5	5	0	-	-2,5
20_21	4,5	5	0,5	-	-2
21_22	3	5	2	-	0
22_23	2	5	3	-	3
23_24	1	5	4	-	7
	100	100	-	-	-

Remarque :

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (21-22) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) et(5). Et d'après la dernière colonne, on repère, en valeur absolue, la valeur la plus grande de la partie positive et négative(les extremums), qui est de 8% qui se manifeste de 7h à 8h du matin ; et sachant que le débit maximum journalier est de 2708,32 m³/j on calcul la capacité du réservoir de Draa Errich :

Le volume utile sera :

$$V_u = \frac{8 \times 2708,32}{100} = 216,67 \text{ m}^3 \quad \Longrightarrow \quad V_u = 216,67 \text{ m}^3$$

A cela on ajoute le réserve d'incendie de l'ordre de 60 m³/h pendant 2 heures donc le volume d'incendie minimum est 120m³.

La capacité totale sera : $V_T = V_u + V_{inc} = 216,67 + 120 = 336,67 \text{ m}^3$

$$V_T = 336,67 \text{ m}^3$$

On note que la capacité totale du réservoir de Draa Errich est de 500 m³, alors que le volume calculé est estimé à 336,67 m³, donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins de la ville pour l'horizon 2035.

5.5-Les équipements du réservoir [4]

On trouve :

5.5.1- Les équipements hydrauliques

Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation.

5.5.1.1- un système d'arrêt de son alimentation

C'est un robinet à flotteur, une vanne à commande hydraulique ou une vanne à commande électrique. Le plus souvent c'est un robinet à flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

5.5.1.2- une crépine d'alimentation de la distribution

La crépine doit permettre de renouveler la réserve incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution.

5.5.1.3- un compteur de distribution

Il doit être facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.

5.5.1.4- Un robinet de prise

Il sera placé sur la conduite de distribution, pour l'analyse de la qualité de l'eau.

5.5.1.5- une conduite de soutirage

De la réserve incendie dont le dispositif d'ouverture est à la disposition permanente des sapeurs-pompiers.

5.5.1.6- une conduite de trop plein

Tous les réservoirs doivent être dotés d'un trop-plein qui descend jusqu'à une profondeur comprise entre 300 mm et 600 mm au-dessus de la surface du sol, et se termine au-dessus d'une entrée d'évacuation ou d'une plaque anti-éclaboussures. Le trop-plein ne doit pas être raccordé directement à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales. Toutes les tuyauteries de trop-plein doivent être installées de façon que le point de sortie de l'eau soit visible.

Le trop-plein d'un réservoir au sol doit être ouvert vers le bas et l'orifice doit être protégé au moyen d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce, installé dans le tuyau, à un endroit où les risques de dommage par vandalisme sont minimaux.

5.5.1.7- une conduite de vidange

Cette conduite est munie d'un robinet - vanne, dont le système de manœuvre protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution. Elle ne doit pas être directement reliée à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales.

L'ouvrage doit pouvoir être vidangé afin d'être nettoyé ou entretenu sans qu'il en résulte une perte de pression dans le réseau de distribution.

5.5.1.8- un by-pass

Placé entre la conduite d'arrivée et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.

5.5.1.9- un système de mesure du volume d'eau : qui est contenue dans le réservoir.

5.5.1.10- matérialisation de la réserve d'incendie

Il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne sera pas puisée par la distribution. Aussi, on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorçé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment, car les réservoirs doivent être ventilés. Les trop-pleins ne doivent pas être considérés comme des événements. Il ne doit y avoir aucun espace ouvert entre la paroi et le toit. Les événements des réservoirs :

- doivent empêcher l'introduction d'eaux de ruissellement ou de pluie.
- doivent empêcher que des oiseaux et des animaux entrent dans le réservoir.
- devraient empêcher que les insectes et la poussière entrent dans le réservoir sans pour autant qu'une ventilation efficace devienne impossible. Dans le cas de notre réservoir au sol, on peut utiliser un grillage non corrosif.
- doivent se terminer avec un U inversé, dans le cas des réservoirs au sol.
l'ouverture étant à au moins 600 mm au-dessus du sol ou du gazon et au-dessus du niveau prévu de la neige, et être protégés à l'aide d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce, installé dans le tuyau en un endroit où les risques de vandalisme sont les plus faibles.

5.5.1.11- Collecteurs de sédiments

Les tuyauteries de sortie de tous les réservoirs doivent être installées de manière à empêcher que des sédiments soient entraînés dans le réseau de distribution. Des collecteurs de sédiments amovibles devraient être prévus.

5.5.2- Les équipements d'intervention**5.5.2.1- Accès**

Les réservoirs d'eau doivent être conçus avec des moyens permettant l'accès à l'intérieur pour l'inspection, le nettoyage et l'entretien.

Les trous d'homme au-dessus du niveau de l'eau :

- doivent comporter un cadre dépassant d'au moins 150 mm au-dessus de la surface du toit à l'ouverture; dans les réservoirs au sol, les trous d'homme devraient être surélevés de 600 à 900 mm au-dessus du sommet du réservoir ou du gazon qui le recouvre.
- doivent être munis d'un couvercle étanche solide pouvant être levé par une personne, recouvrant le bord du cadre et descendant autour de ce dernier d'au moins 50 mm.
- devraient comporter une charnière latérale.

5.5.2.2- Protection contre les intrus

Des clôtures, des verrous sur les trous d'homme et toute autre précaution nécessaire doivent être prévus pour empêcher les intrusions, le vandalisme et le sabotage.

5.5.3-Les équipements de nettoyage

- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

Remarque :

Tous les réservoirs, ainsi que leurs accessoires et équipements, et tout particulièrement les colonnes montantes, les trop-pleins et les événements, doivent être conçus de façon à empêcher que le gel puisse en gêner le fonctionnement.

Les entrées et les sorties devraient assurer une circulation positive et minimiser le court circuitage de l'eau stockée.

Conclusion

Le but de ce chapitre est de vérifier la capacité de stockage du réservoir existant à l'horizon 2035. A cette horizon il a été déduit un volume de 337 m³ qui est inférieur au volume de 500 m³ existant. Etant donné que le réservoir existant est en très bon état et qui sera maintenu à l'horizon futur.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

6.1- Rôle des accessoires

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

6.2- Organes accessoires utilisés dans le réseau [4], [7]

Les accessoires qui seront mis en place sont :

6.2.1- Robinets vannes

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

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

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

6.2.1.1- Vanne à coin (à opercule)

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

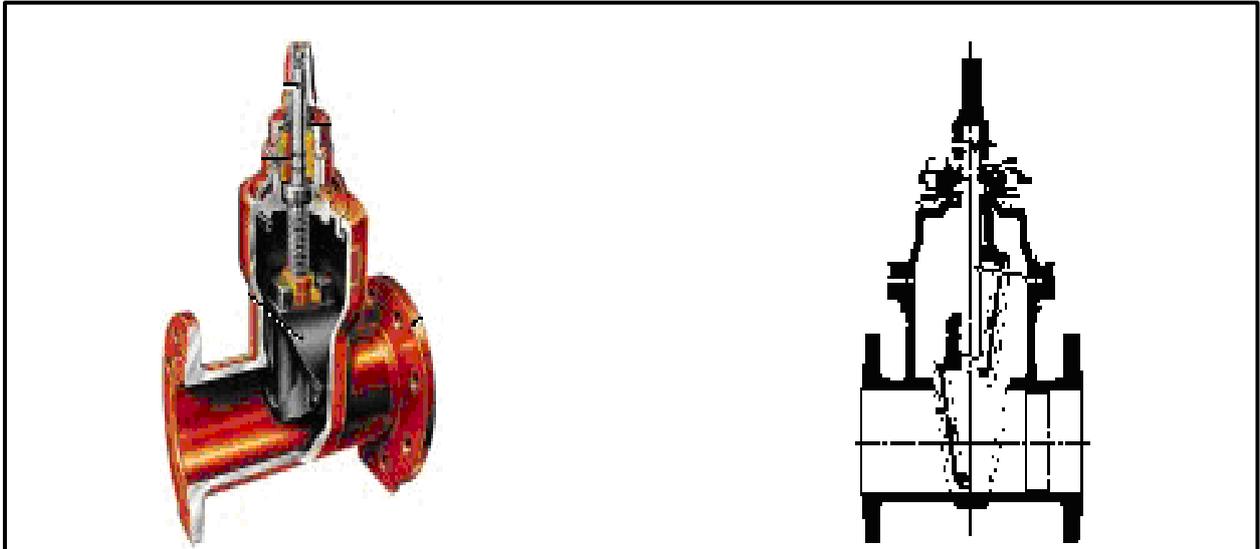


Figure 6.1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

NB : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle $(n-1)$ où n est le nombre de conduites aboutissant au nœud).

6.2.1.2- Vannes papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge.



Figure 6.2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

6.2.1.3- Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère.....etc.

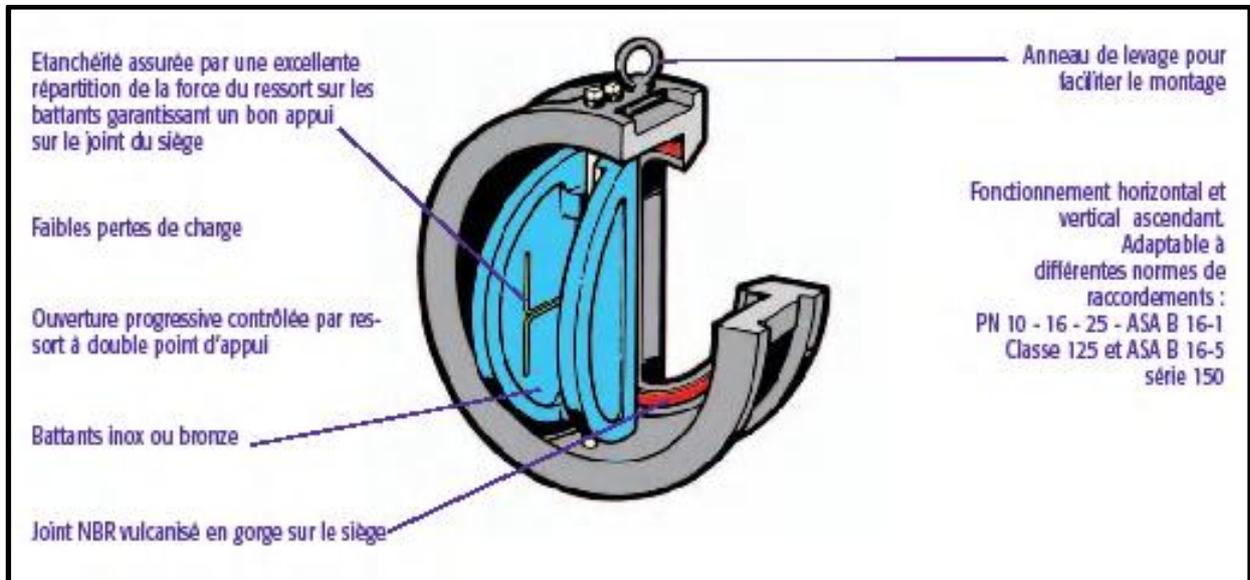


Figure 6.3: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

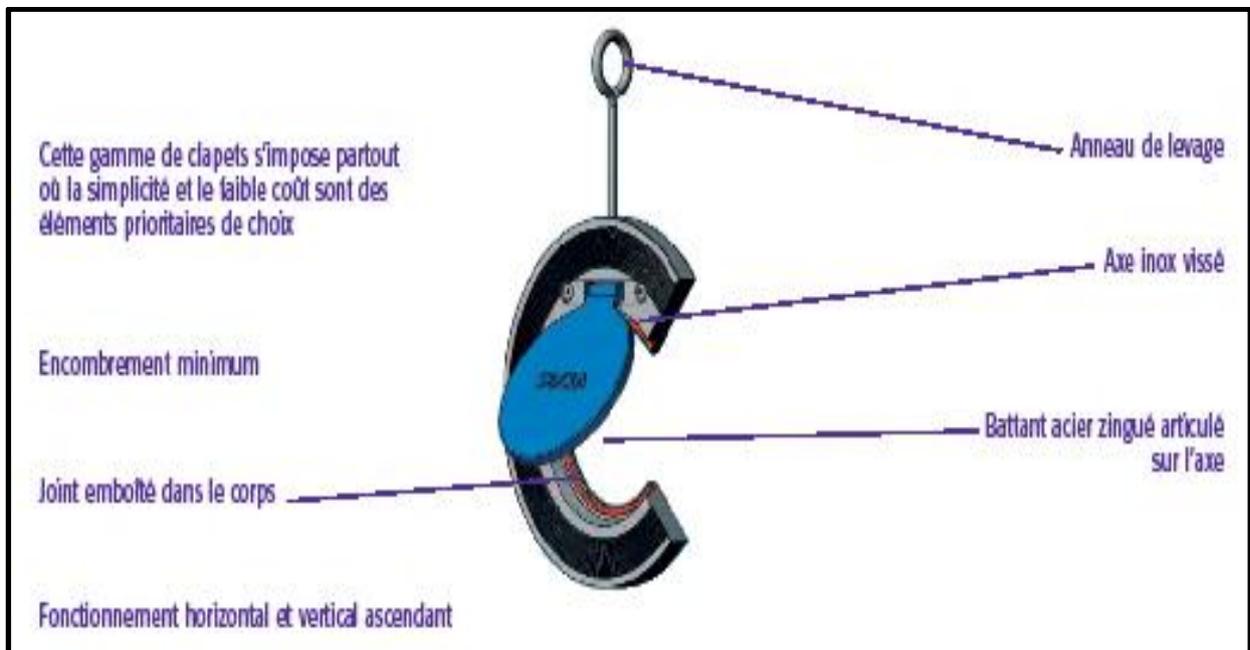


Figure 6.4: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour là où sont installés les compteurs à un seul sens obligeant ainsi l'écoulement dans le sens indiqué par le compteur.

6.2.1.4- Vannes de décharge

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

6.2.1.5- Robinets de branchement

On distingue :

- les robinets d'arrêt qui sont placés à l'aval des points de raccordement des branchements. Leur rôle est d'isoler le particulier du réseau
- Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de Dégazage.

6.2.2- Ventouses

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

NB : Pour le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise ils ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

6.2.3. 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 auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

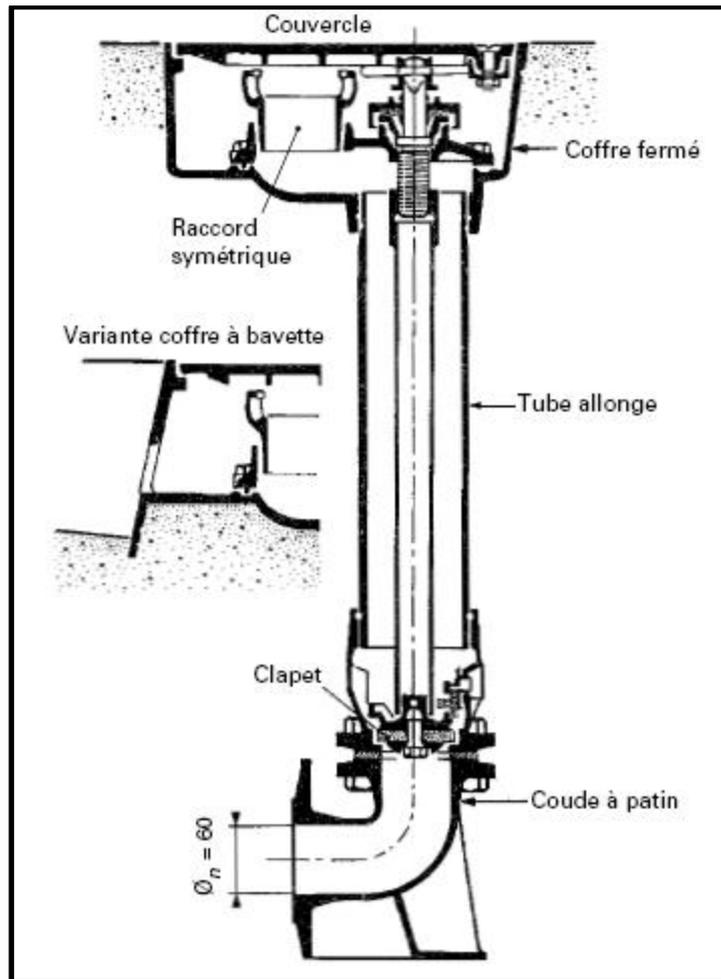


Figure 6.5: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 200m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le côté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement à la conduite de distribution.

6.2.4. Les raccordements

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccordements.

6.2.4.1. Soudure bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température $T = 230^{\circ}\text{C}$ de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm.



Figure 6.6 : Bout à bout « bouteuse »

6.2.4.2. Les raccords électro- soudables

Les raccords électro soudables 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 et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage.



Figure 6.7 : Raccordement par accessoires électro-soudables

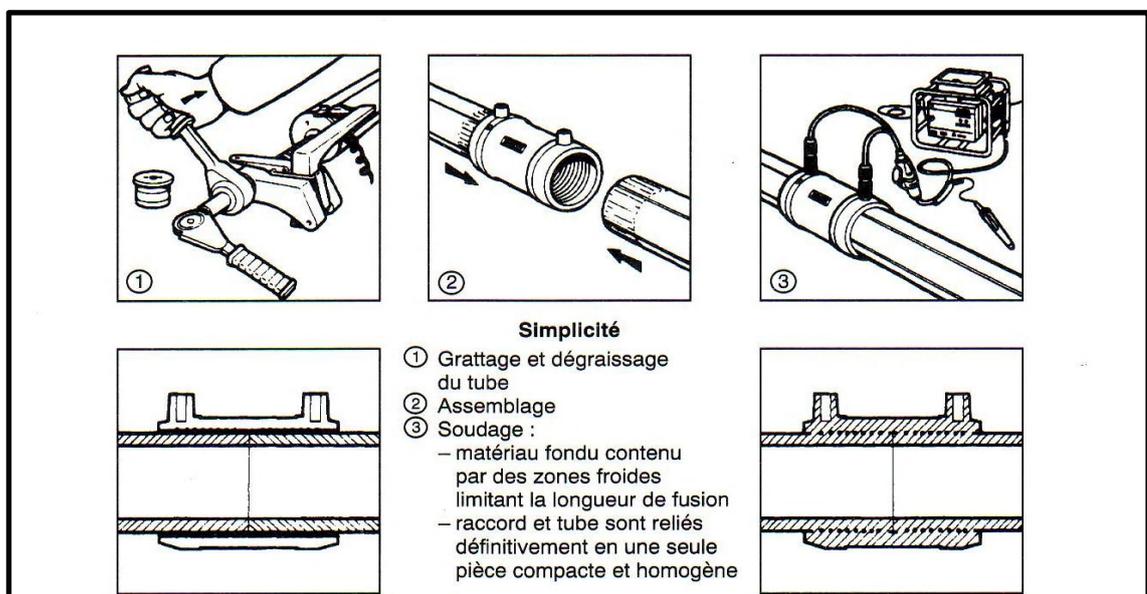


Figure 6.8 : Assemblages par électro soudage

6.2.4.3. Les raccords mécaniques [3]

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et chaufreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord.

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

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

Pour notre réseau on aura besoin de :

a. Les coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, 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 : 1/4 (90°), 1/8(45°), 1/16 (22°30'), 1/32(11°15').



Figure 6.9 : Les coudes

b. Les 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.



Figure 4.10 : Les tés

c. Les croix de jonction

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

d. les manchons

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

6.3. - Organes de mesure**6.3.1- Mesure de débit**

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

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

NB : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

6.3.2- Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- **Manomètres à aiguilles** : Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.
- **Manomètres à soufflet** : Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure 6.11: Manomètre (d'après document BAMO)

NB : Dans notre cas on prévoit un manomètre au niveau des conduites quel que soit leur diamètre.

6.3.3- By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

Introduction

Gérer un réseau c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver son potentiel, d'assurer la continuité de sa production et entretenir ses différents équipements; tout en prenant soins à ce que le coût global de ces opérations reste relativement minime.

C'est dans ce contexte que le présent chapitre comprend trois parties principales :

- Les différentes défaillances susceptibles de se manifester dans notre réseau de distribution, leurs causes et leurs effets.
- Une méthodologie recommandée de diagnostic,
- Les opérations d'entretien nécessaires pour protéger notre réseau des défaillances, et de bien maîtriser ces dernières dans le cas où elles y surviennent.

7.1- Défaillances

On appelle défaillance toute détérioration pouvant provoquer ou accentuer le risque de dysfonctionnement du réseau (ou de l'un de ses éléments), ou la diminution de son rendement.

7.1.1. Les différents types de défaillances

7.1.1.1. Les pertes :

Chaque réseau d'alimentation en eau potable est conçu pour transporter ou distribuer une quantité d'eau bien déterminé par l'étude estimative des besoins, et toute nouvelle consommation doit être déclarée et comptabilisée pour vérifier son impact sur les paramètres hydrauliques du réseau et son rendement. C'est pour cette raison que toute quantité d'eau non estimée lors de l'étude est considérée comme perte. On distingue plusieurs types de perte :

a. Pertes par fuites :

Pour notre réseau, les fuites inévitables sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccordements, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite.

• Cause des fuites :

- Rupture des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.
- Joint disloqué (Coup de bélier, Glissements de terrains...)
- raccordements mal confectionnés

- **Effets des fuites :**

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.
- Risque de retour d'eau.

NB : Les fuites sont un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement, elles sont inévitables et elles peuvent atteindre les 30 % même dans les systèmes bien gérés. D'ailleurs des taux de 80 à 90 % ne sont pas rares pour les réseaux vétustes et mal gérés, c'est pour ces raisons qu'on prévoit un taux de perte par fuite égale à 20% du débit maximum consommé pour les premières années de fonctionnement du réseau.

b. Les pertes dites « administratives » :

Ils sont engendrés par :

- La consommation des organismes publics.
- La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs.
- Absence de compteurs chez les abonnés.
- Pertes par branchements illicites.

7.1.1.2- Les casses (ruptures)

Une rupture ou une casse est définie comme étant une détérioration induisant un arrêt momentané de l'alimentation en eau et qui nécessite une intervention sur le réseau.

- **Les causes des ruptures :**

- Mouvement du sol
- Coup de bélier
- Travaux de chantier
- Trafic routier intense
- Conditions de pose

- **Les effets des ruptures :**

- Fuites et leurs conséquences
- Interruption de l'alimentation en eau des abonnés.

NB : les conduites qui seront mises en place sont toutes intactes et neuves, donc on n'aura pas affaire à cette défaillance actuellement mais cela va avoir lieu à long terme.

7.1.1.3- Dégradation de la qualité de l'eau

L'eau produite dans les stations de traitement passe par les adductions, par les ouvrages de stockages et par les réseaux de distributions pour arriver enfin aux usagers, et au cours de son chemin l'eau peut subir de très nombreuses modifications de sa qualité intrinsèque, ces modifications peuvent rendre l'eau non conforme aux normes, ce qui peut nous faire face à des problèmes potentiels.

- **Causes de la dégradation**

La seule cause de la dégradation de l'eau est la variation de concentrations de ces composants qui est dû aux facteurs suivants :

- Pénétration d'air contenant des substances (CO₂, le plomb, l'O₂...etc.) dans les conduites ou dans les réservoirs.
- Introduction d'eaux parasites à travers les endroits là où il y a des fuites.
- Présence des micro-organismes dans les conduites d'adductions ou de distributions.
- La nature des terrains traversés.....etc.
- Le temps de séjours et la vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites.
- Le choix des matériaux(les interactions).

- **Effets de la dégradation :**

- Une eau désagréable à consommer.
- Des troubles de santé pour le consommateur
- Risque d'une eau entartrant ou agressive.
- Problèmes de lessivage...etc.

7.2- Diagnostic

Le diagnostic permet d'apprécier l'état qualitatif des ouvrages et d'en déduire les opérations d'entretien ou de maintenance à effectuer. Pour cela on propose une méthodologie de diagnostic recommandée et qui s'établit en quatre phases.

7.2.1- Phase enquête et recueil de données

Elle consiste à :

- réaliser une analyse fonctionnelle des composants du réseau ;
- réaliser une analyse systématique des défaillances pour chaque élément maintenu ;
- Etablir des fiches d'interventions ;
- Constituer une base de données historiques des évènements ;
- Projections futures.

7.2.2- Phase analyse de données

Dans cette phase, on procède au :

- Traitement des données : il a pour objectif de déterminer la fiabilité des composants du réseau et le taux de leur défaillance, pour savoir le type de maintenance nécessaire.
- Mise en œuvre d'une politique de maintenance optimisée : elle consiste à mesurer l'efficacité des actions décidées, les écarts entre la prévision et les résultats, et enfin guider l'exploitant vers la maintenance la mieux adaptée.

7.2.3- Analyse et détermination des paramètres du diagnostic

Cette phase permet de choisir le personnel et le matériel nécessaire pour les différents types de maintenance, en se basant sur les résultats de la phase précédente.

7.2.4- Estimation des coûts

Cette phase consiste à faire l'estimation des dépenses nécessaire pour l'application d'un type de contrôle, La recherche d'une optimisation du coût global et la meilleure valorisation du patrimoine conduisent à trouver un équilibre entre les ouvrages neufs et les travaux de conservation.

7.3- L'entretien

C'est l'ensemble d'opérations d'inspection et de remise en état suggérées par le diagnostic dans le but de préserver l'état initial du réseau. On distingue deux types d'entretien.

7.3.1- Les type d'entretien

7.3.1.1- Entretien préventif systématique

Ce type d'entretien nous permet de surveiller les états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau et ses accessoires d'une façon régulière, selon un programme obligatoire fait par l'exploitant en se basant sur les résultats donnés par les diagnostics. Il consiste à intervenir dans des opérations de routine tel que :

- (visite, graissage, révision) des organes mécaniques des appareils de fontainerie ;
- Vidanger et purger les réservoirs, les régulateurs de pression.
- Vérifier le bon fonctionnement des ventouses.
- Resserrer les presse-étoupes des vannes.
- Contrôler régulièrement la qualité de l'eau.....etc.

7.3.1.2- Entretien exceptionnel

Il consiste à faire des interventions prévues auparavant par les exploitants mais qui ne peuvent être programmées longtemps à l'avance, car elles concernent les défaillances survenant soudainement sur le réseau. Ce type d'entretien comprend beaucoup plus les travaux de réparation.

7.3.2- Entretien du réseau de distribution

Ils consistent à réduire les pertes en eau dans le réseau de distribution, l'exploitant doit procéder à deux actions nécessaires :

- La première est la plus importante c'est la recherche et la réparation des fuites.
- La seconde plus ou moins importante est le comptage.

7.3.2.1- Recherche et réparation des fuites

a. Détection des fuites

Il est à noter que la détection et la localisation des fuites restent une chose très difficile malgré la disponibilité de plusieurs méthodes de détection et cela pour les raisons suivantes :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière.
- La quantification des fuites ne peut se faire qu'en présence de mesures fiables effectuées sur le système; c'est la raison pour laquelle on ne peut pas évaluer l'importance des déperditions sur le plan économique.

On peut faire la détection au moyen des méthodes suivantes :

- **Méthode de recherche à grande échelle**

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau. Et afin de délimiter la zone de la fuite, on propose l'isolement des tronçons soupçonnés de fuite et la pose de compteurs en amont et en aval de ceux-ci. Il reste ensuite à détecter la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

- **Méthodes acoustiques**

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain. L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit par contact direct avec la conduite et tout ce qui y

est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol et ceci va nous permettre de déterminer une zone plus ou moins importante. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier etc.).

L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

- **Méthodes modernes**

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites.

On citera :

- Technique de photographie aérienne, notamment dans le domaine de l'infrarouge, la prise de photographies permet de déceler des zones de températures différentes résultant de la fuite.
- Utilisation des traceurs radioactifs : détection de radioactivité intense aux zones des fuites.
- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées, branchements clandestins, etc).

b. Réparation des fuites

Après la détection des fuites, on procèdera à leur réparation, tout en prenant les dispositions suivantes:

- faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite ;
- ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite ;
- bien nettoyer à l'eau javellisée toutes les pièces de réparation ainsi que les parties du tuyau dégagé.
- Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de la rincer et de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

7.3.2.2- Le comptage

Pour diminuer au maximum les pertes provoquées par le sous comptage on propose de :

- Vérifier la sensibilité des compteurs individuels,
- Etendre le comptage dans les bâtiments publics sans compteurs,
- Installer les compteurs à chaque nouvel abonné.

7.3.4- Dispositions et moyens d'intervention

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, il est utile de :

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnel, en matériel et en budget mis à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien.
- Disposer d'un personnel compétent.
- Posséder des plans de gestion donnant les caractéristiques des conduites et des autres organes du réseau, la localisation exacte des nœuds, plans qui sont à tenir à jour en permanence.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.
- Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

7.3.4.1- Moyens humains

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines : l'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique. Le nombre d'agents composant l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, de la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au service.

7.3.4.2- Moyens matériels

Le choix du type et du nombre des moyens matériels à utiliser dépend du type d'intervention qui lui-même dépend du type de la défaillance. Les moyens matériels utilisés pour les interventions sont classés en deux catégories : Moyens simples (clefs, tournevis, poste à souder....) et des moyens lourds (bulldozers, pelle hydraulique, matériels de détection des fuites.....).

Conclusion

La connaissance des différentes défaillances qui pourront avoir lieu dans le réseau. L'étude de diagnostic approfondie, et les différentes méthodes d'entretien proposées vont assurer aux exploitants une bonne gestion du réseau et cela veut dire une optimisation des coûts et une pérennité du réseau qui reste le but major de la gestion. Le choix du matériau en PEHD des conduites contribuent largement à la bonne gestion du réseau notamment dans le problème de dépôts (entartrage). Ainsi la pérennité d'un réseau quel que soit son matériau ne pourra être

maintenue que si le réseau est géré efficacement dès son premier temps de fonctionnement pour bien minimiser les fuites d'eaux et par conséquent augmenter son rendement.

Introduction :

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

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'un réseau de distribution. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

8.1- Pose de canalisation [8]

On traite dans la pose de canalisation

8.1.1- Principe de pose de canalisations

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.

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'air entraîné 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 tous 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.

8.1.2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm 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 décente 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 durée 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure 8.1).



Figure 8.1: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

8.1.3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain

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

a) 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 VIII.1.b). [7]

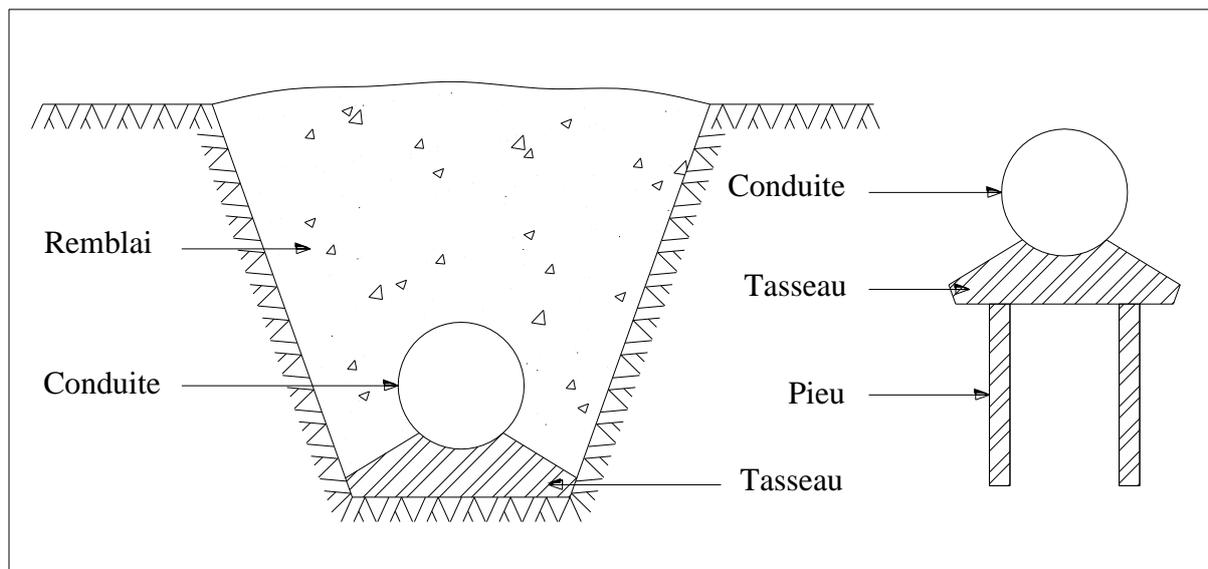


Figure 8.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature argileuse.

b) 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 drapè 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 8.3).



Figure 8.3: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une manche en polyéthylène sur des longueurs de part où la résistivité du sol est inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$.

8.1.4- Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige 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 8.4).

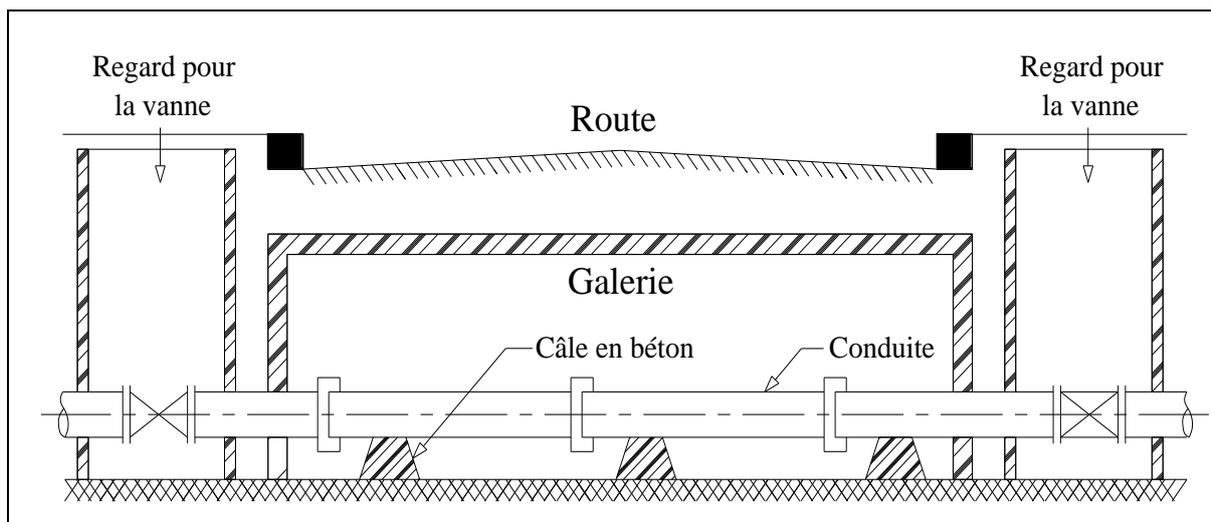


Figure 8.4: Pose de canalisation en galerie

8.1.5- 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).

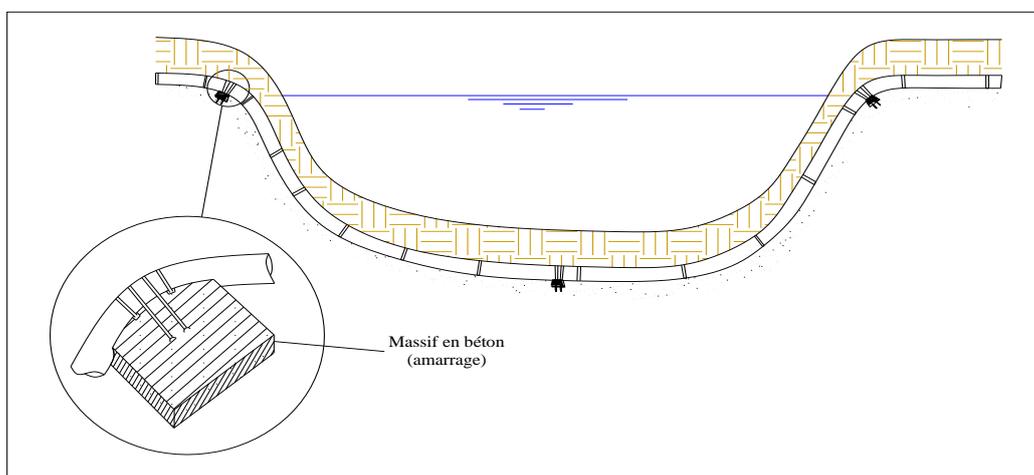


Figure 8.5: traversée d'une rivière

8.1.6. Assemblage par emboîtement

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau 8.1.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau 8.1.

Tableau 8.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Tableau 8.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de

maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau 8.2).

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder. Mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, Pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.

Introduction

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

9.1- Définition

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

9.2- Les étapes de 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.
- Remblaiement des tranchées.

9.3- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain

a-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 où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b- Nivellement de la plate-forme de pose :

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

c- Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.8 m par rapport la génératrice supérieure de la conduite a pour raison de :

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

9.4- Choix de la section transversale de la tranchée : [4]

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, cette largeur augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

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

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

- La profondeur de la tranchée (H_{tr})
- La largeur de la tranchée (b)

a- La profondeur (h_{tr}) :

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{Voir la figure})$$

H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est de 80 cm ;

h_1 : Épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m ;

$$\longrightarrow \quad \mathbf{H_{tr} = D+0.9 (m).}$$

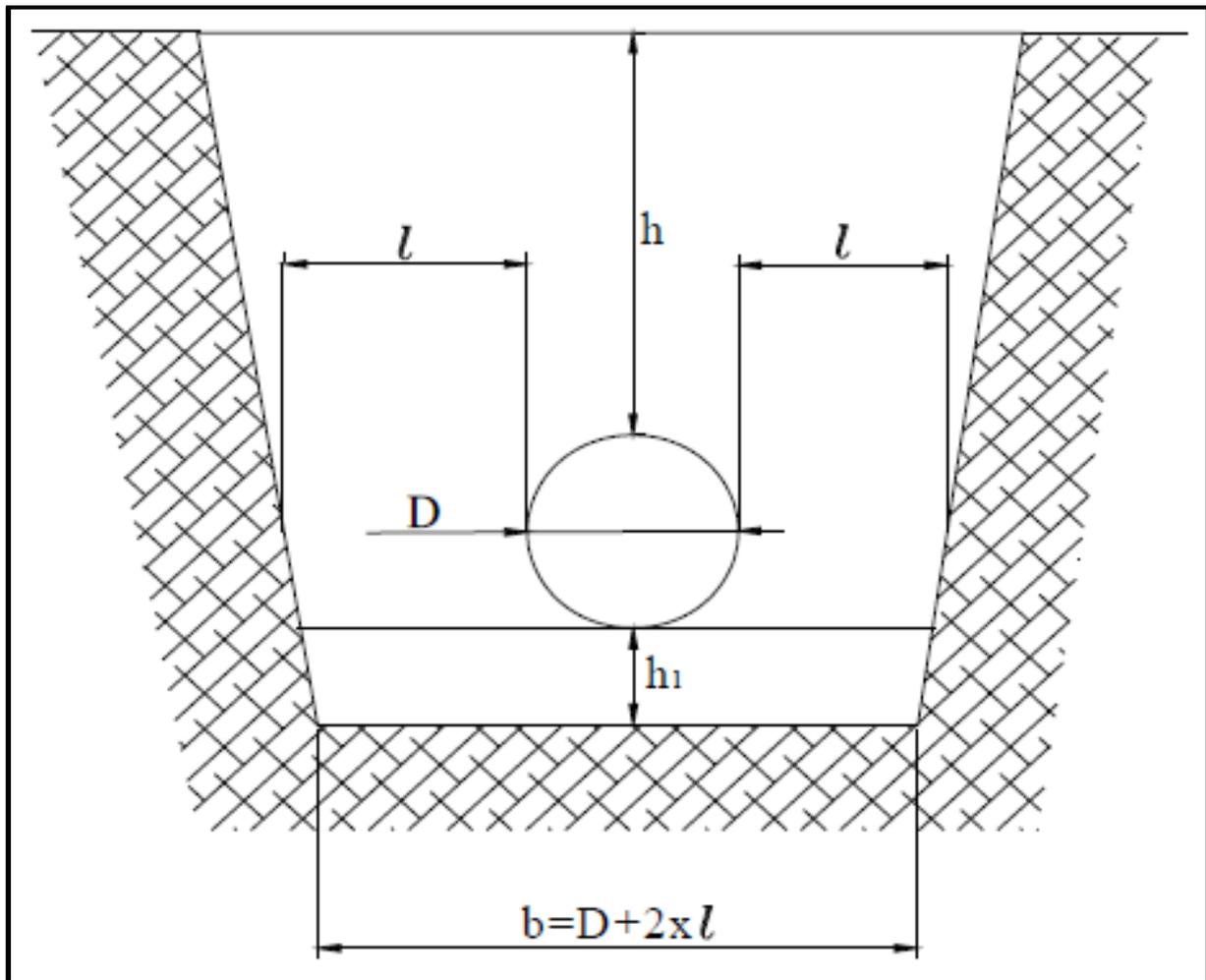


Figure 9.1 : Schéma d'une tranchée

b- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

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

$$\mathbf{b = D + 0,6 (m).}$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

9.5- Choix du coefficient du talus :

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

Tableau 9.1: choix du coefficient du talus.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

9.6- Choix des machines de terrassement :

▪ Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

▪ Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

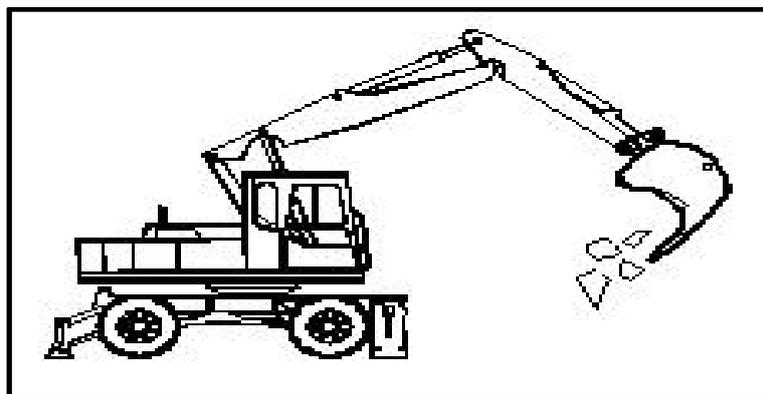


Figure 9.2 : Pelle équipée en rétro

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

Pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie, elle doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayon maximal de déchargement $R_{\text{démax}} \geq A$ (m) ;
- Profondeur maximale de creusage de la pelle $H_{\text{cr}} \geq H_{\text{tr}}$ (m) ;
- Hauteur de déchargement $H_{\text{déch}} \geq H_{\text{c}}$ (hauteur du cavalier en m) ;
- Largeur du godet $b_{\text{g}} \leq b$ (m) ;

9.6.1- Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Il est déterminé comme suit :

$$R_p = q \cdot n \cdot K_r \cdot K_u \cdot \frac{1}{K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

q : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = $3600/T$ où $T = (15 \text{ à } 30)$ secondes ;

On prend $T=30$ secondes, alors : $n = 3600/30 = 120$;

K_r : coefficient de remplissage $K_r = (0,8 \text{ à } 0,9)$, On lui prend égal à $0,85$;

K_u : coefficient d'utilisation de temps $K_u = (0,7 \text{ à } 0,9)$, On lui prend égal à $0,8$;

K_f : coefficient de foisonnement $K_f = 1,7$ (terrain limoneux avec un peu de pierre);

Pour le godet de capacité $q = 0,25 \text{ m}^3$, on a le rendement :

$$R_p = 0,25 \cdot 120 \cdot 0,85 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,70} = 12 \text{ m}^3/\text{h};$$

$$R_p = 12 \text{ m}^3/\text{h}$$

9.6.2- Calcul du temps d'exécution

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{éx}} = \frac{V_d}{R_p}$$

Avec :

$T_{\text{éx}}$: temps d'exécution (h) ;

V_d : volume de Déblai (m^3) ;

R_p : rendement de l'excavateur (m^3/h) ;

Tableau 9.2 : volume de terrassement pour chaque diamètre.

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	B (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _d (m ³)
200,00	200,00	0,80	1,10	0,88	176,00
160,00	152,61	0,76	1,06	0,81	122,94
125,00	853,08	0,73	1,03	0,74	633,95
90,00	1982,74	0,69	0,99	0,68	1354,41
75,00	582,10	0,68	0,98	0,66	383,09
63,00	390,00	0,66	0,96	0,64	249,00
50,00	1077,92	0,65	0,95	0,62	665,62
Total	5238,45				3585,01

$$T_{\text{éx}} = \frac{3585,01}{12} = \mathbf{298,75 \text{ h}}$$

Le nombre des heures de travail par jour est 08 heures :

$$\text{Donc } T = \frac{298,75}{8} = \mathbf{37,34 \text{ jours}} \text{ pour un seul engin.}$$

Pour diminuer le temps d'exécution des travaux de terrassement (déblai) on utilise plusieurs engins (pelle) en même temps.

9.7- Volume des remblais

Le volume du remblai est estimé à partir de la formule suivante :

$$V_R = S_R \times L$$

La surface de remblai est :

$$S_R = S_D - S_C - S_S$$

- S_D : surface du déblai (m²)
- S_C : surface de la conduite (m²)
- S_S : surface du lit de sable (m²)

Le tableau suivant regroupe les valeurs du remblai : (m²)

Tableau 9.3 : Volume de remblai.

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	S _C (m ²)	S _S (m ²)	S _D (m ²)	S _R (m ²)	V _R (m ³)
200	200	0,031	0,16	0,88	0,69	137,72
160	152,61	0,020	0,152	0,81	0,64	97,35
125	853,08	0,012	0,145	0,74	0,58	497,12
90	1982,74	0,006	0,138	0,68	0,54	1062,04
75	582,1	0,004	0,135	0,66	0,52	303,03
63	390	0,003	0,1326	0,64	0,50	196,67
50	1077,92	0,002	0,13	0,62	0,49	526,07
Total	5238,45					2820,00

9.8- Tarifs des travaux :

Le tableau suivant regroupe le prix unitaire de chaque tâche ainsi que le prix total du projet :

Tableau 9.4 : tarif des travaux.

Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m ³	4000	3585,01	1075503
Le lit de sable	m ³	10000	722,94	108441
Les remblais	m ³	4500	2820,00	846000
Ø 200	ml	3 269,16	200	653832
Ø 160	ml	2 081,77	152,61	317698,92
Ø 125	ml	1 273,73	853,08	1086593,59
Ø 90	ml	663,09	1982,74	1314735,07
Ø 75	ml	556,74	582,1	324078,354
Ø 63	ml	422,51	390	164778,9
Ø 50	ml	307,34	1077,92	331287,933
TOTAL				38 452444,8

Conclusion

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

L'organisation de chantier définit aussi les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

9.9- Introduction (Protection et sécurité du travail)

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors delà réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

NB : pour notre cas nous avons seulement les travaux qui concernent la pose de canalisation.

9.10- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique[6]

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

9.10.1- Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux

- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

9.10.2- Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

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

9.11- Les situations dangereuses

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

9.12- Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.

- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

9.13- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

Pour la protection on a :

9.13.1- Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

9.13.2- Autre protections

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

9.14- Protection collective

Il y a :

9.14.1- Equipement de mise en œuvre du béton

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

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

9.14.2- Engin de levage

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

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

9.14.3- Appareillage électrique

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

9.15- Conclusion (Protection et sécurité du travail)

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

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

CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude, nous avons essayé d'apporter une contribution au projet de rénovation du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Draa Errich. Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle a été menée sur deux volets, une partie basée sur la récolte de l'information et des diverses recommandations ; et une partie qui a consisté à établir le schéma directeur de l'alimentation en eau potable de la région d'étude. A travers celle-ci nous avons :

Examiné tout d'abord la zone d'étude et estimé ses besoins en eau, par la suite dimensionné le nouveau réseau de distribution en PEHD, au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique Water CAD.

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

Dans le but de se rapprocher le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

Enfin, pour garantir la pérennité du projet. Nous avons cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien, et espérons que ce travail pourra apporter un plus dans la réalisation du projet sur le terrain, et qu'il sera utile pour ceux qui auraient à traiter des sujets similaires.

Références bibliographiques:

[1] **SALAH Boualem (E.N.S.H 2014)** : Alimentation en eau potable des agglomérations

[2] **Bonnin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Edition Eyrolles, Paris.

[3].**Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

[4] **BLINDU, Igor.-** Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques : [en ligne]. - Paris : [s. n.], 2004.-60 p.

Thèse doct. : École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne ; université de Jean Monnet : spécialité de génie de l'environnement ; 2004. –disponible sur : < http://www.emse.fr/site/themerecherche/Blindu_Chapitre_I.pdf > consulté le 15juin 2011.

[5] **CARLIER M (1972)**: Hydraulique générale et appliqué Editions Eyrolles Paris

[6] **BEN HAFID MS(2008)** : Cours De Protection et Sécurité Du Travail(ENSH)

[7] **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI.-** Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.

[8] **ABDERAHIM, SAKINE ABDERAHIM.-** Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Roman (w. Blida).- Blida : [s. n.], 2009.-89 p.
Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2009.

SOFTWARE :

[9] Water CAD version X.8

[10] EPANET 2.0 v. Française

[11] Google Earth

ANNEXE :

Annexe 1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Source

Heures	Nombre d'habitants				
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	5.20	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
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	5.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1	3.3	3.7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)