

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de science d'el-Atteuf (w. Ghardaia).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-18

APA Citation (توثيق APA):

Benyoucef, Slimane (2018). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de science d'el-Atteuf (w. Ghardaia)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA ZONE DE SCIENCE D'EL-ATTEUF
(W.GHARDAIA)**

Présenté Par :

Mr. BENYOUCEF Slimane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. SALAH Boualem	Professeur	Président
Mme. MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
Mme. AMMOUR Fadila	M.A.A	Examinatrice
Mme. HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
Mr. BOUZIANE Omar	M.A.A	Promoteur

Juin- 2018

Dédicace

A l'occasion de cette journée mémorable qui clôture le cycle de mes études, je dédie mon travail :

A mes très chers parents « BRAHIM & LALLA & ZOHRA » et ma grand-mère « ZILOUKHA » et mon oncle « SAID » à qui je dois toute ma réussite et à qui je serai reconnaissant.

A ma chéri « SAMIRA » qui m'a beaucoup aidé moralement

A mes très chers frères ET La fleur « AICHA »

A ma chère tante « KHADIJDA » et son marie « Salah » qui m'a beaucoup aide par ses encouragements chaque fois, et je n'oublier jamais ma tante « ZAHIRA » Dieu a pitié d'elle.

A mes chers oncles et surtout « Dr. Massoud » et ainsi que toute sa famille

A tous mes cousins et cousines

A mes grand parents que DIEU puisse les accorder longue vie ; ainsi qu'a tout le reste de ma famille BENYOUCEF et HADJ SAID

A tous mes amis : BRAHIM, AZIZ, YUCEF, ZAKI, AYOUB, AZEDDINE, SLIMANE BENSEGHIER, ALI HADJ SAID.

A tous les étudiants de L'ENSH.

Slimane BENYOUCEF

Remerciement

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

Je remercie fortement mon promoteur Mr. Omar BOUZIANE de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements à ma mère et mon père. Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes amis BRAHIM, AZIZ, YUCEF, ZAKI, AYOUB et tous mes collègues de l'option la promo.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

مذكرتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمنطقة العلوم الواقعة في بلدية العطف (ولاية غرداية)، هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التوزيع من أجل الاستجابة النوعية والكمية لاحتياجات السكان المتزايدة على المدى البعيد 2038.

RESUME :

Notre objectif consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable de la zone des sciences situé dans la commune d'El-Atteuf (W. Ghardaia). Nous entamons notre étude par le dimensionnement du réseau de distribution, afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population à l'horizon de 2038.

ABSTRACT:

Our thesis consists of the study of water supply network of the “zone des sciences” that is situated in the town of El-Atteuf, city of Ghardaia. It aims to dimensioning the network distribution, so as to satisfy residents' growing needs, either qualitatively and quantitatively, from 2038 onwards.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction.....	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. Situation topographique.....	4
I.4. Situation géologique	4
I.5. Situation climatique	5
I.6. Situation hydraulique.....	8
I.7. Conclusion	11

Chapitre II : Les besoins en eau de l'agglomération

II.1 Introduction	12
II.2. Evaluation de la population.....	12
II.3. Catégories de consommation de la région d'étude.....	12
II.3.1. Normes unitaires de consommation.....	13
II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière	14
II.4.1. La consommation moyenne journalière domestique	14
II.4.2. Estimation des besoins des autres catégories d'usagers	15
II.4.3. Récapitulation des besoins en eaux	16
II.5. Etude des variations de la consommation	16
II.5.1. Etude de variation journalière.....	16
II.5.2. Etude de variation horaire.....	18
II.6. Régime de la consommation de l'agglomération	20
II.7. Conclusion.....	23

Chapitre III : Le réseau de distribution

III.1. Introduction.....	24
III.2. Présentation générale d'un système d'alimentation en eau potable.....	24
III.2.1. Captage d'eau de surface et souterraine.....	25
III.2.2. Le réseau de distribution d'eau potable	25

III.2.3. Topologie du réseau	27
III.3. Conception d'un réseau	29
III.3.1. Principe du tracé du réseau maillé.....	30
III.3.2. Choix du matériau des conduites.....	30
III.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	32
III.4.1. Calcul des débits.....	32
III.4.2. Répartition arbitraire des débits	36
III.4.3. Calcul du réseau par logiciel EPANET	36
III.5. Conclusion	45

Chapitre IV : Réservoir d'alimentation en eau potable

IV.1. Introduction.....	46
IV.2. Rôle des réservoirs.....	46
IV.3. Vérification de l'emplacement du réservoir	47
IV.4. Principe de fonctionnement	47
IV.5. Les facteurs de choix du type de réservoir	48
IV.6. Calcul de la capacité du réservoir	48
IV.7. Equipement du réservoir.....	51
IV.8. Conclusion	54

Chapitre V : Les accessoires du réseau

V.1. Introduction	55
V.2. Rôle des accessoires.....	55
V.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau :.....	55
V.4. Conclusion.....	64

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

VI.1. Introduction.....	65
VI.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération	65
VI.2.1. Pose de canalisation en terre	66
VI.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	66
VI.2.3. Pose des conduites en traversées des routes.....	67
VI.3. Les différents travaux de mises en place des canalisations	67
VI.3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	67

VI.3.2. Excavation des tranchées	68
VI.3.3. Pose des conduites.....	72
VI.3.4. Epreuve de joints et de la canalisation	73
VI.3.5. Remblayage des tranchées	73
VI.3.6. Nivellement et compactage	76
VI.3.7. Désinfection du réseau	76
VI.4. Définitions des engins de terrassement utilisés	76
VI.5. Estimation de coût des terrassements	80
VI.5.1. Devis estimatif de la pose de canalisation.....	80
VI.5.2. Devis global	80
VI.6. Conclusion	81

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

VII.1. Introduction	82
VII.2. Causes des accidents de travaux dans un chantier hydraulique.....	83
VII.3. Liste des conditions dangereuses.....	84
VII.4. Liste des actions dangereuses	85
VII.5. Coût des accidents	85
VII.6. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	87
VII.7. Conclusion.....	90

Chapitre VIII : Gestion des réseaux

VIII.1. Introduction	91
VIII.2. Défaillances	91
VIII.3. Diagnostic	95
VIII.4. L'entretien	96
VIII.5. Gestion des ouvrages de stockages	99
VIII.6. Conclusion.....	100

Conclusion générale.....	101
--------------------------	-----

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1 : moyenne mensuelle des précipitations 1985/2010	6
Tableau I. 2 : nombre de jours de pluies (2017)	6
Tableau I. 3 : températures mensuelles moyennes (2017)	7
Tableau I. 4 : vitesse moyenne mensuelle des vents 1999 à 2010	7
Tableau I. 5 : moyenne mensuelle des humidités 1985 à 2010 Source : ONM (2011).	8
Tableau I. 6 : principales caractéristiques du forage de la zone d'étude	9
Tableau I. 7 : caractéristiques du réservoir de distribution	10
Tableau I. 8 : présentation du tronçon réservoir-forage de l'adduction	11

Chapitre II : Les besoins en eau de l'agglomération

Tableau II. 1 : Nombre des habitants de zone de science	12
Tableau II. 2 : Récapitulatif des consommations journalières des besoins domestiques	14
Tableau II. 3 : Besoins en eau des différents équipements de la zone de science.	15
Tableau II. 4 : Récapitulation des besoins en eau de la zone	16
Tableau II. 5 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	17
Tableau II. 6 : β_{\max} et β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II. 7 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires	19
Tableau II. 8 : Variations du débit horaire de la zone d'étude	21

Chapitre III : Le réseau de distribution

Tableau III. 1 : récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe)	33
Tableau III. 2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)	34
Tableau III. 3 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe)	38
Tableau III. 4 : résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe)	39
Tableau III. 5 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe + incendie)	40
Tableau III. 6 : résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe + incendie)	42

Chapitre IV : Réservoir d'alimentation en eau potable

Tableau IV. 1 : détermination de la capacité du réservoir	50
---	----

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Tableau VI. 1 : Calcul du volume du déblai et volume du lit de sable	71
Tableau VI. 2 : Volumes des travaux de pose canalisation	74
Tableau VI. 3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	74
Tableau VI. 4 : Devis estimatif de la pose de canalisation	80
Tableau VI. 5 : Devis estimatif global	80

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1 : Localisation de la commune d'El-Atteuf dans la wilaya de Ghardaïa.....	2
Figure I. 2 : Carte limites administrative de la Wilaya de GHARDAIA	3
Figure I. 3 : Extrait de la carte géologique.....	5
Figure I. 4 : Ressources en eau souterraines (CI)	10

Chapitre II : Les besoins en eau de l'agglomération

Figure II. 1 : Histogramme de consommation journalière	22
Figure II. 2 : Courbe cumulé de la consommation.....	22

Chapitre III : Le réseau de distribution

Figure III. 1 : Schéma général d'alimentation en l'eau potable	25
Figure III. 2 : Réseaux de distribution ramifier et maillé.....	28
Figure III. 3 : Le réseau étagé	29
Figure III. 4 : Vitesse et pression pour le cas de pointe	43
Figure III. 5 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie	44

Chapitre V : Les accessoires du réseau

Figure V. 1 : Robinets vanne à opercule	56
Figure V. 2 : Robinets vanne papillon	57
Figure V. 3 : Clapet à double battant	58
Figure V. 4 : Schéma de la bouche d'incendie	59
Figure V. 5 : Raccordement par machine de soudure bout à bout	60
Figure V. 6 : Raccordement par groupe électro-soudables.....	61

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Figure VI. 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement	66
Figure VI. 2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine	67
Figure VI. 3 : Schéma pose en tranché	69
Figure VI. 4 : Pose du grillage avertisseur.....	70

Liste des planches

1- Réseau d'AEP de la zone de science.

2- Plan de masse.

3- Profil en long de la conduite principale.

4- Plan de situation.

5- Les accessoires dans le réseau d'AEP.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité et à une pression et en quantité suffisantes.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Elles sont en fonte grise ou ductile, en amiante-ciment, en PVC, PEHD etc.... Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir alors les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade donc les pertes d'eau et les casses augmentent.

Toutes les eaux présentes dans la nature, ce qu'on appelle rivières, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas forcément potables pour l'homme. Dans les régions du sud algérien la source principale est souterraine. Il est important de bien gérer ses sources là pour protéger cette ressource naturelle.

L'objectif de cette étude est de projeter un système d'alimentation en eau potable avec un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération à l'horizon 2038, et puis d'assurer une longue durée de vie du réseau.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude du système d'alimentation en eau potable de la zone des sciences d'El-Atteuf (W. GHARDAIA).

Cette étude technico-économique du système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation de la zone des sciences, l'estimation des besoins en eau de l'agglomération, l'étude des caractéristiques de la consommation en eau, étude des ouvrages de stockage, du réseau de distribution, l'organisation de chantier et la gestion du réseau.

Et à la fin on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE

Chapitre I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**I.1. Introduction**

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aire d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, géologiques topographiques, et climatiques, aussi la situation hydraulique.

I.2. Situation géographique

La zone des sciences est une nouvelle zone de la commune d'El-Atteuf, dans le programme de l'aménagement de la Wilaya de Ghardaia. La commune El-Atteuf située dans la région du Mzab à 9 km au sud-est de Ghardaïa, la superficie de la commune est de 750 km².

La commune d'El-Atteuf est limitée :

- Au Nord par la commune de Bounoura (3,9 km) ;
- Au Nord Est par la commune de Guerrara (123 km) ;
- Au sud Est par la commune de Zelfana (70 km) ;
- Au sud par la commune de Metlili (48 km) ;

Pour bien éclaircir notre situation géographique, on présente la carte administrative de la wilaya de Ghardaia (figure I.2)

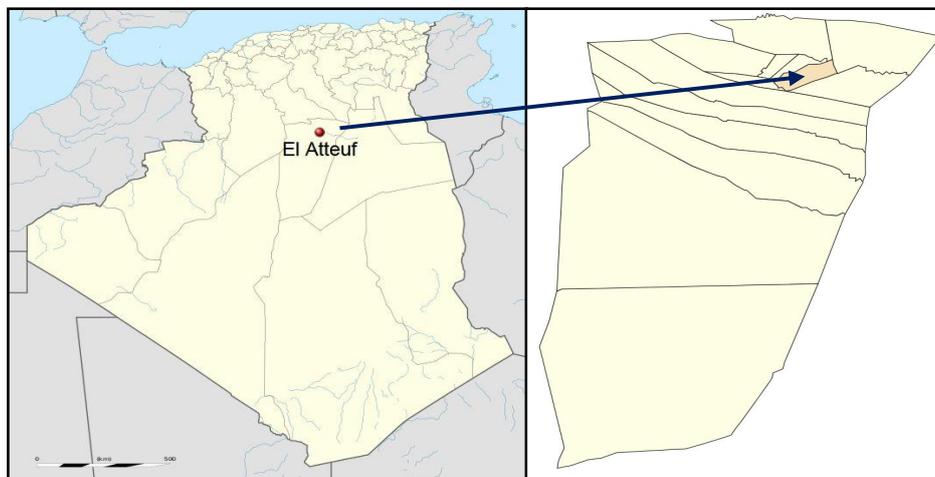


Figure I. 1 : Localisation de la commune d'El-Atteuf dans la wilaya de Ghardaïa.

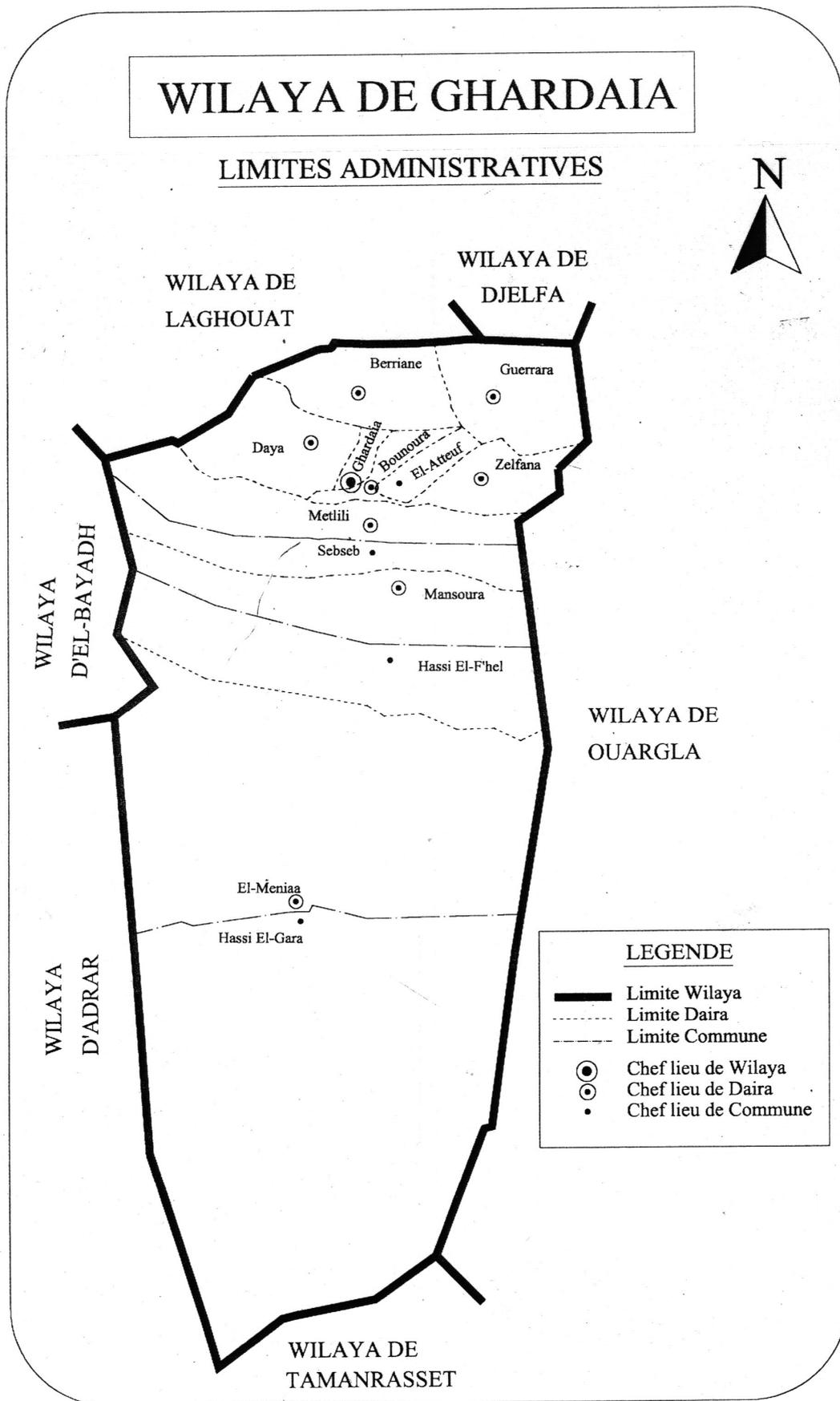


Figure I. 2 : Carte limites administrative de la Wilaya de GHARDAIA

Elle est caractérisée par des plaines dans le Continental Terminal, des régions ensablées, la Chebka et l'ensemble de la région centrale et s'étend du Nord au Sud sur environ 45 km et d'Est en Ouest sur environ 200 km.

Les Escarpements rocheux et les oasis déterminent le paysage dans lequel sont localisées les villes de la pentapole du M'zab et duquel gravitent d'autres oasis (Berriane, Zelfana, Metlili, et beaucoup plus éloignée au sud El-Ménéa).

Le couvert végétal est pauvre. La structure et la nature du sol ne sont pas favorables à l'existence d'une flore naturelle riche. La verdure est plutôt créée par l'homme.

I.3. Situation topographique

La topographie est accidentée généralement au niveau de la vallée du M'zab mais au niveau de la zone des sciences elle est peu accidentée en tous les tronçons, pour le trajet que nous entraînons de faire, il ne nous cause pas beaucoup de problèmes car on suit généralement la route nationale N° 01.

I.4. Situation géologique [1]

Le sable ne domine pas dans le Sahara, les sols désertiques sont surtout pierreux. Les sols argileux couvrent une grande partie des déserts. La surface d'un sol argileux se dessèche très rapidement après une pluie. Cependant la dessiccation pénétrant de plus en plus profondément, la zone de départ de l'évaporation devient de plus en plus profonde et la zone d'évaporation de plus en plus basse.

En surface, sous l'ardeur du soleil, l'évaporation peut donc appeler l'eau souterraine salée dont les sels imprègneront l'argile. Sols salins et sols argileux vont donc souvent de pair. Les sols se retrouvent plus dans les zones arides.

L'ensemble géomorphologique dans lequel s'inscrit le M'zab est un plateau rocheux, le HAMADA dont l'altitude 300 à 800 mètres. Le paysage est caractérisé par une vaste étendue pierreuse où affleure une roche nue de couleur brune et noirâtre.

Ce plateau a été masqué par la forte érosion fluviale du début de la quarantaine qui a découpé dans sa partie Sud des buttes à sommet plats et a façonné des vallées.

L'ensemble se nomme la CHEBKA « filet » à cause de l'enchevêtrement de ses vallées. L'Oued M'zab traverse ce filet de 38 000 km² du Nord-Ouest vers Sud-Est.

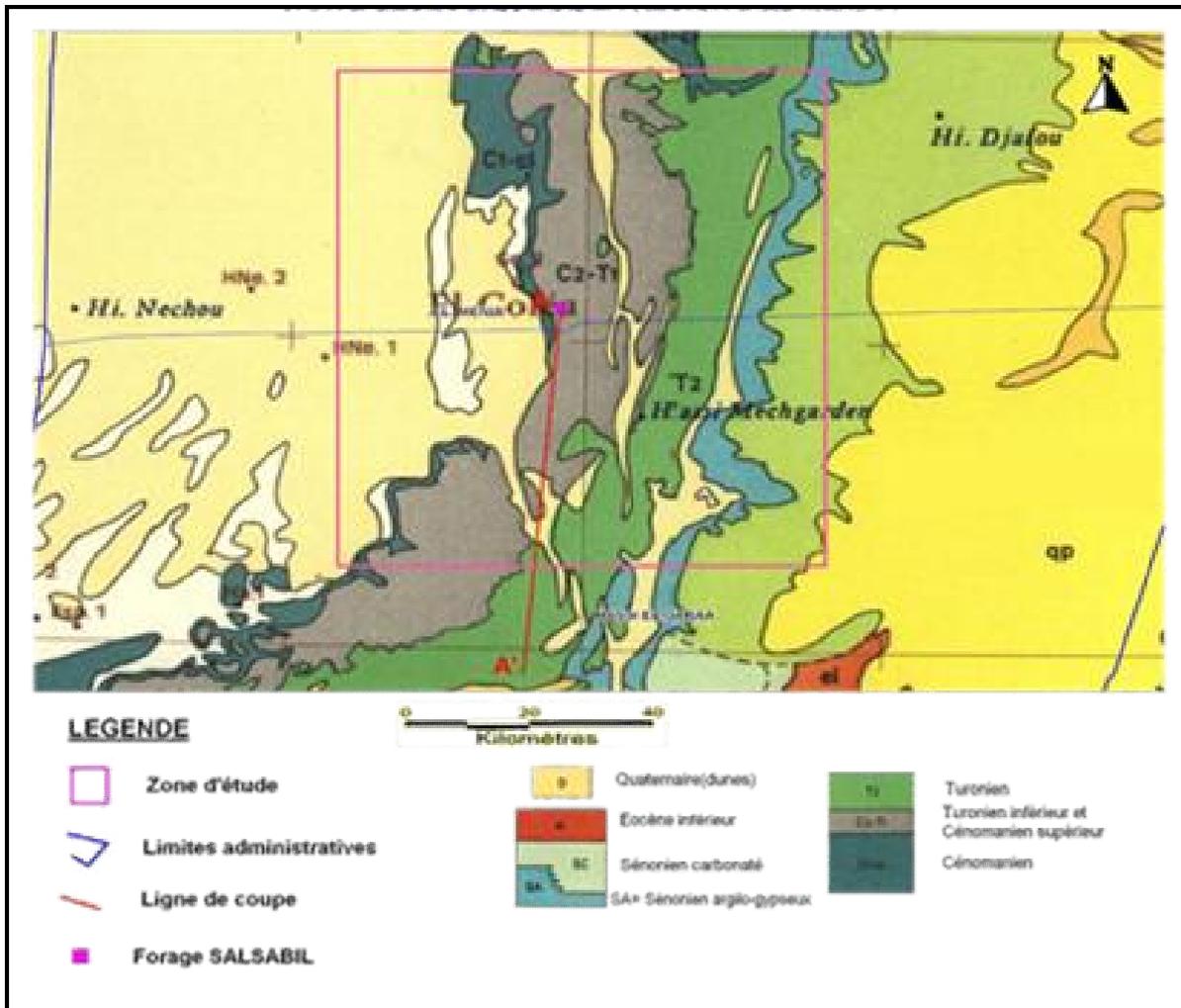


Figure I. 3 : Extrait de la carte géologique 1/2.000.000 (G. Busson 1967)

Source : ANRH Ghardaia.

I.5. Situation climatique

I.5.1. Le Climat

Le caractère fondamental du climat saharien est la sécheresse de l'air mais les microclimats jouent un rôle considérable au désert. Le relief, la présence d'une végétation abondante peuvent modifier localement les conditions climatiques.

Au sein d'une palmeraie on peut relever un degré hygrométrique élevé, le degré hygrométrie modifie les effets de la température pour l'homme.

Il faut tenir compte également du fait que les moyennes de températures sont relevées à l'ombre et celle-ci est rare au Sahara où la température au sol peut dépasser 60° C.

Le climat Saharien se caractérise par des étés aux chaleurs torrides et des hivers doux, surtout pendant la journée.

I.5.2. Pluviométrie

Les précipitations sont très faibles et irrégulières. A Ghardaia. Le nombre de jours de pluie ne dépasse pas onze (11) jours (entre les mois Janvier et Mars). Les pluies sont en général torrentielles et durent peu de temps sauf cas exceptionnels.

Tableau I. 1 : moyenne mensuelle des précipitations 1985/2010

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Totale (mm)
P (mm)	10.32	0.81	8.48	11	3.53	6.30	2.82	1.50	2.52	16.57	6.39	6.94	77.72

Source : ONM (2011).

Tableau I. 2 : nombre de jours de pluies (2017)

	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Nbr de jours	1	0	1	0	0	2	0	0	16	8	6	0

Source : ANRH d'Alger.

I.5.3. Température

Elle est marquée par une grande amplitude entre les températures de jour et de nuit, d'été et d'hiver. La période chaude commence au mois de mai et dure jusqu'au mois de Septembre. La température moyenne enregistrée au mois de Juillet est de 36,3° C, le maxima absolu de cette période a atteint 46° C. pour la période hivernale, la température moyenne enregistrée au mois de Janvier ne dépasse pas 12,2° C, le minima absolu de cette période a atteint 2,5° C.

$$\text{Avec : } T_{\text{moy}} = \frac{T_{\text{max}} + T_{\text{min}}}{2}$$

Tableau I. 3 : températures mensuelles moyennes (2017)

T° C	Jan	Fév.	Mai.	Avr.	Ma	Juin.	Juil.	Août.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
T _{Min}	2,5	8,8	12,0	14,9	22,1	25,1	32,1	27,0	21,7	16,2	10,0	6,2	16,4
T _{Max}	12,2	20,6	24,3	27,7	34,9	37,7	40,5	40,3	34,5	27,5	22,1	16,7	28,5
T _{moy}	9,8	14,7	18,1	21,3	28,5	31,4	36,3	33,7	28,1	21,8	16,0	11,5	22,4

Source : ONM d'Alger.

I.5.4. Les vents

Le vent est le facteur principal de la topographie désertique. Pendant certaines périodes de l'année, en général Mars et Avril, on assiste au Sahara à de véritables tempêtes de sable. Des trompes de sable se déplacent avec violence atteignant plusieurs centaines de mètre de haut.

L'analyse du tableau I.4, montre que la vitesse moyenne des vents enregistrée à El-Atteuf est de 16,57 km/h annuellement avec un maximum de 34,78 km/h pour le mois de juin.

Tableau I. 4 : vitesse moyenne mensuelle des vents 1999 à 2010

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
V(Km/h)	12.80	15.04	15.46	18.03	19.78	34.78	15.41	14.41	15.90	13.51	11.52	12.53

Source : ONM (2011).

I.5.5. L'humidité

Dans le Sahara, la moyenne des humidités est rarement supérieure à 65% et peut descendre au-dessous de 30%. La moyenne des humidités la plus élevée est enregistrée au mois de janvier avec un taux de 61,18% et la plus faible au mois de Juillet avec une valeur 22,13%.

Tableau I. 5 : moyenne mensuelle des humidités 1985 à 2010 Source : ONM (2011).

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
H(%)	61.18	47.27	38.28	30.55	28.48	24.68	22.13	24.60	32.97	42.08	53.72	61.61

I.6. Situation hydraulique

Le secteur de l'hydraulique est un secteur plus que vital pour le développement économique et social de la Wilaya, étant donné l'appartenance de cette dernière aux zones sahariennes. Ainsi en plus du rôle majeur qu'il a dans la nécessaire satisfaction des besoins des populations en eau potable, ce secteur doit faire face aussi aux besoins de l'agriculture sachant que cette zone il n'y a de « véritables cultures que les cultures irriguées » et à un degré moindre de l'industrie.

Pour la zone des sciences d'El-Atteuf, il y a que des besoins domestiques, et un peu des espaces verts urbanisées, et pas d'industrie.

I.6.1. Ressources en eau [1]

Les ressources hydrauliques de la Wilaya sont essentiellement souterraines. Les ressources en eaux de surface proviennent généralement des crues importantes de l'Oued M'zab inondant ainsi la région de Ghardaia. Ces crues sont générées par les averses sur la région de Laghouat – Ghardaia.

Les principales ressources d'eaux souterraines ont pour origine deux nappes principales :

a) La nappe phréatique

Située entre 40 et 70 m de profondeur, est exploitée par un système de pompage utilisant jadis la traction animale et maintenant l'énergie électrique. La nappe phréatique a néanmoins une étendue limitée, des potentialités réduites en raison de la nature de la roche réservoir (calcaires fissurés) et des débits très faibles en raison, notamment, de la concentration des puits. En outre, la nappe connaît une pollution importante à cause du rejet des déchets organiques.

b) La nappe albiennne captive

La nappe du Continental Intercalaire draine, d'une façon générale, les formations gréseuses et grès-argileuses du Barrémien et de l'Albien. Elle est exploitée, selon la région, à une profondeur allant de 250 à 1000m.

Localement, l'écoulement des eaux se fait d'Ouest en Est.

L'alimentation de la nappe bien qu'elle soit minime, provient directement des eaux de pluie au piémont de l'Atlas Saharien en faveur de l'accident Sud-Atlasique.

La nappe du CI, l'altitude de la zone et la variation de l'épaisseur des formations postérieures au CI, elle est :

- Jaillissante et admet des pressions en tête d'ouvrage de captage (Zelfana. Guerrara et certaines régions d'El Menia).
- Exploitée par pompage à des profondeurs importantes, dépassant parfois les 120m (Ghardaïa, El-Atteuf, Metlili, Berriane et certaines régions d'El Menia).
- Est beaucoup plus importante mais reste difficile à exploiter. Elle est exploitée depuis les années 1950 et fournit à ce jour l'essentiel de l'eau de consommation. Actuellement, 43 000 ha situés dans des zones favorables à l'exploitation de la nappe albiennne peuvent être mis en valeur.

Le tableau I.6 ci-dessous représente les principales caractéristiques du forage qu'alimente le réservoir de la zone des sciences.

Tableau I. 6 : principales caractéristiques du forage de la zone d'étude

Nom du forage	Profondeur (m)	Débit mob (L/s)	Débit d'exploitation (L/s)	Date de mise en service	Durée de pompage par Jour
Zone des sciences	523	28	40	2012	20

Source : DRE de Ghardaïa.

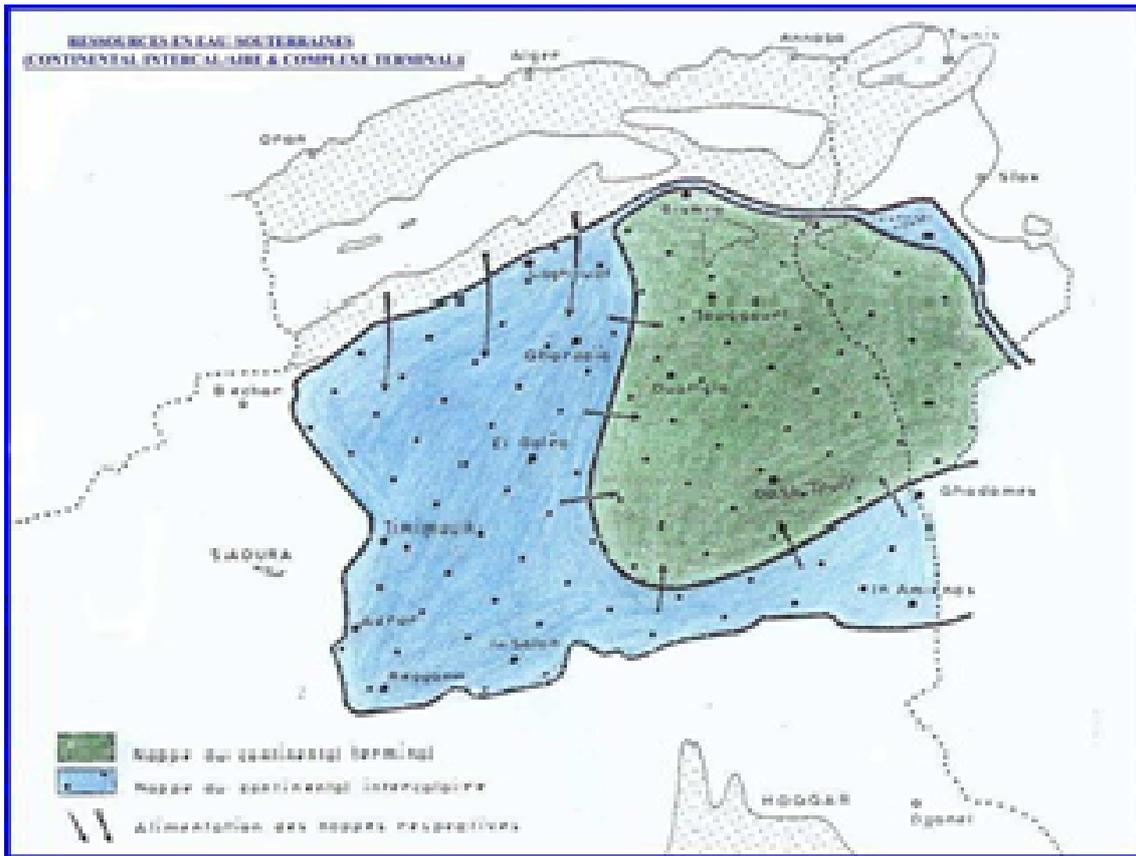


Figure I. 4 : Ressources en eau souterraines (CI)

Source : ANRH Ghardaia.

I.6.2. Les réservoirs

La zone des sciences est alimentée à partir d'un réservoir de 780 m³. Ce réservoir est alimenté par un forage et une adduction existant de type refoulement et de diamètre 250 mm qui prend départ à partir le forage de la zone des sciences.

Tableau I. 7 : caractéristiques du réservoir de distribution

Réservoir existant	Capacité (m ³)	Cote terrain naturel (m)	Cote trop plein (m)	Observation
	780	465	489	Bon Etat

Source : DRE de Ghardaia.

I.6.3. Conduite d'adduction

Le tronçon de l'adduction reliant le réservoir au forage de la zone des sciences présente les caractéristiques citées dans le tableau I. 8 ci-après :

Tableau I. 8 : présentation du tronçon réservoir-forage de l'adduction

L'adduction	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Réservoir – Forage de la zone des sciences	PEHD	250	164.40

Source : DUAC de Ghardaia.

I.7. Conclusion

Après avoir recensé les différentes informations qui sont très utiles et nécessaires pour la suite de l'étude des chapitres de notre projet. Ces données vont nous aider à garantir une meilleure projection du système d'alimentation en eau potable de la zone des sciences de la commune d'El-Atteuf. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de notre agglomération.

CHAPITRE II :
LES BESOINS EN EAU DE
L'AGGLOMERATION

Chapitre II

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION**II.1 Introduction**

Le dimensionnement des différentes composantes d'un réseau autrement dit d'un système d'alimentation en eau potable, se fait à fin de déterminer les besoins en eau potable de l'agglomération de la zone étudiée. L'évaluation de ces besoins liés au nombre d'habitants, et le mode de vie de cette agglomération. Il est également nécessaire de connaître la répartition temporelle de ces besoins (maximal journalier et horaire).

II.2. Evaluation de la population

La zone des sciences de la commune d'El-Atteuf, c'est une nouvelle zone en cours de construction. Le nombre d'habitants est estimé selon le nombre de logements à l'horizon de 20 ans, tel que chaque logement occupé par 7 personnes (selon la DUAC) d'où :

$$\text{Le nombre d'habitants} = \text{Habitant par logement} * \text{nombre de logements}$$

Tableau II. 1 : Nombre des habitants de zone des sciences

Nombre de logements	Habitant par logement	Nombre des habitants
1754	7	12278

II.3. Catégories de consommation de la région d'étude

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Dans notre cas on trouve :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

II.3.1. Normes unitaires de consommation

II.3.1.1. Définition

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule....etc.

II.3.1.2. Critères de choix de la norme

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

Pour notre cas et dans l'hypothèse d'évolution démographique sus citée, la population en charge est estimée à 12278 habitants pour l'horizon 2038.

Dans ce cas la consommation spécifique, dans une agglomération urbaine, pour un nombre d'habitants compris entre (10.000 et 20.000) habitants est de (115 à 265) l/j/hab. [2]

D'autres parts, 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 zone 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 DUAC de Ghardaia, il convient de donner une dotation de 160 l/j/hab.

II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière

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

$$Q_{\text{moy j}} = (Q_I * N_I)/1000 \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière en m³/j.

Q_I : Dotation moyenne journalière ; dot =160 l/j/hab. (selon la DUAC).

N_I : Nombre de consommateurs.

II.4.1. La consommation moyenne journalière domestique

Il est jugé qu'une dotation de 160 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme. Les résultats sont représentés dans le tableau II.2 ci-après :

Tableau II. 2 : Récapitulatif des consommations journalières des besoins domestiques.

Année	population en 2038 (hab)	dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy j}}$ (m ³ /j)
2038	12278	160	1964

II.4.2. Estimation des besoins des autres catégories d'utilisateurs

Notre plan d'aménagement de la zone des sciences possède des équipements existants, projetés, et d'autres en cours de réalisation. De ce fait la direction d'urbanisme et d'architecture et construction de la wilaya (DUAC) a fait recours à une étude technico-économique, pour estimer les besoins des équipements polyfonctionnels et ceux des terrains non aménagés, (les valeurs sont indiquées dans le tableau II.3 ci-après) :

Tableau II. 3 : Besoins en eau des différents équipements de la zone des sciences.

Équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation	Besoin moyens
Administratif	m2	25291	5	126,455
Commerciaux	m2	31367	5	156,835
Marché	m2	2000	5	10
Complexe sportif	m2	33130	5	165,65
4 mosquées	Fidèle	500	5	2,5
Maison des jeunes	Personne	100	160	16
2 écoles primaires	Elèves	800	20	16
2 CEM	Elèves	1000	20	20
2 Lycée	Elèves	1600	20	32
2 Crèches	Elèves	400	20	8
hôpital	Lit	500	300	150
3 hôtels	Lit	200	160	32
Totale des besoins				1070

II.4.3. Récapitulation des besoins en eaux

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la zone des sciences à l'horizon 2038 sont représentés dans le tableau II.4 ci-après :

Tableau II. 4 : Récapitulation des besoins en eau de la zone.

Catégories des besoins	$Q_{\text{moy } j} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$Q_{\text{moy } j} \text{ (l/s)}$
Domestiques	1964	22,73
Publiques	1070	12,38
Total	3034	35,12

Remarque : les pertes dues à différentes défaillances rencontrées au niveau du réseau sont prises en considération lors de l'estimation des besoins de l'agglomération.

II.5. Etude des variations de la consommation

II.5.1. Etude de variation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{\text{max } j}$ et minimum $K_{\text{min } j}$. [2]

II.5.1.1. Consommation maximal journalière

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

$$K_{\text{max } j} = \frac{Q_{\text{max } j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (\text{II.2})$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3 et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

On prend : $K_{\max j} = 1,2$

II.5.1.2. Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière ;

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$K_{\min} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II.3})$$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière. $K_{\min j}$ varie entre 0,7 et 0,9.

On prend : $K_{\min j} = 0,8$

II.5.1.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 5 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

	$Q_{\text{moy j}}$		$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$		$Q_{\max j}$ Total		$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
Agglomération	3034	35,11	1,2	3640,13	42,13	3974,13	46	0,8	2694,4	31,19
Arrosage	334	3,87	1	334	3,87					

II.5.2. Etude de variation horaire

II.5.2.1. 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 la plus chargée dans l'année.

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 :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (\text{II.4})$$

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 II.6 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II. 6 : β_{\max} et β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1.2$; d'où la valeur de $K_{\max h}$ sera :

$$\text{AN: } K_{\max h} = 1.3 * 1.2 = 1.56 \quad \rightarrow \quad K_{\max h} = 1,56$$

II.5.2.2. 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 :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

α_{\min} : varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,4$.

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II.6 ci-dessus donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,5$; d'où la valeur de $K_{\min h}$ sera :

$$\text{AN: } K_{\min h} = 0,4 * 0,5 = 0,2 \quad \rightarrow \quad K_{\min h} = 0,2$$

II.5.2.3. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \quad (\text{II.6})$$

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

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

Donc

$$\text{AN : } Q_{\text{moy h}} = 3974,13 / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

$Q_{\text{moy h}} = 165,59 \text{ m}^3/\text{h}$ Les calculs sont résumés dans le tableau II. 7 ci-après.

Tableau II. 7 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires

	$Q_{\text{moy h}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} (\text{m}^3/\text{h})$
La zone des sciences	165,59	1,56	258,32	0,2	33,12

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

II.6. Régime de la consommation de l'agglomération

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (annexe II.1)

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est entre 10001 à 50000 hab (Puisque le nombre d'habitants à l'horizon 2038 sera 12278 hab). Cette dernière est indiquée dans le tableau II.8. (Voir annexe II.1)

NB : D'après le tableau II.8 ci-dessous nous avons :

- Un débit de pointe $Q_{\max h} = 311,01 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 8h et 10h.
 - Un débit minimum $Q_{\min h} = 54,60 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 23h et 4h du matin.
-
- L'histogramme de la consommation journalière (Figure II.1).
 - La courbe cumulée de consommation (Figure II.2).

Tableau II. 8 : Variations du débit horaire de la zone d'étude

Heures	Pourcentage	Agglomération	Arrosage		Q max journalier	courbe
			%	Q (m3/h)		
	%	Q (m3/h)	%	Q (m3/h)	Q (m3/h)	intégrale
0-1	1,5	54,60			54,60	1,5
1-2	1,5	54,60			54,60	3
2-3	1,5	54,60			54,60	4,5
3-4	1,5	54,60			54,60	6
4-5	2,5	91,00			91,00	8,5
5-6	3,5	127,40			127,40	12
6-7	4,5	163,81			163,81	16,5
7-8	5,5	200,21			200,21	22
8-9	6,25	227,51	25	83,5	311,01	28,25
9-10	6,25	227,51	25	83,5	311,01	34,5
10-11	6,25	227,51			227,51	40,75
11-12	6,25	227,51			227,51	47
12-13	5	182,01			182,01	52
13-14	5	182,01			182,01	57
14-15	5,5	200,21			200,21	62,5
15-16	6	218,41			218,41	68,5
16-17	6	218,41	25	83,5	301,91	74,5
17-19	5,5	200,21	25	83,5	283,71	80
18-19	5	182,01			182,01	85
19-20	4,5	163,81			163,81	89,5
20-21	4	145,61			145,61	93,5
21-22	3	109,20			109,20	96,5
22-23	2	72,80			72,80	98,5
23-24	1,5	54,60			54,60	100
Total	100	3640,13	100	334	3974,13	

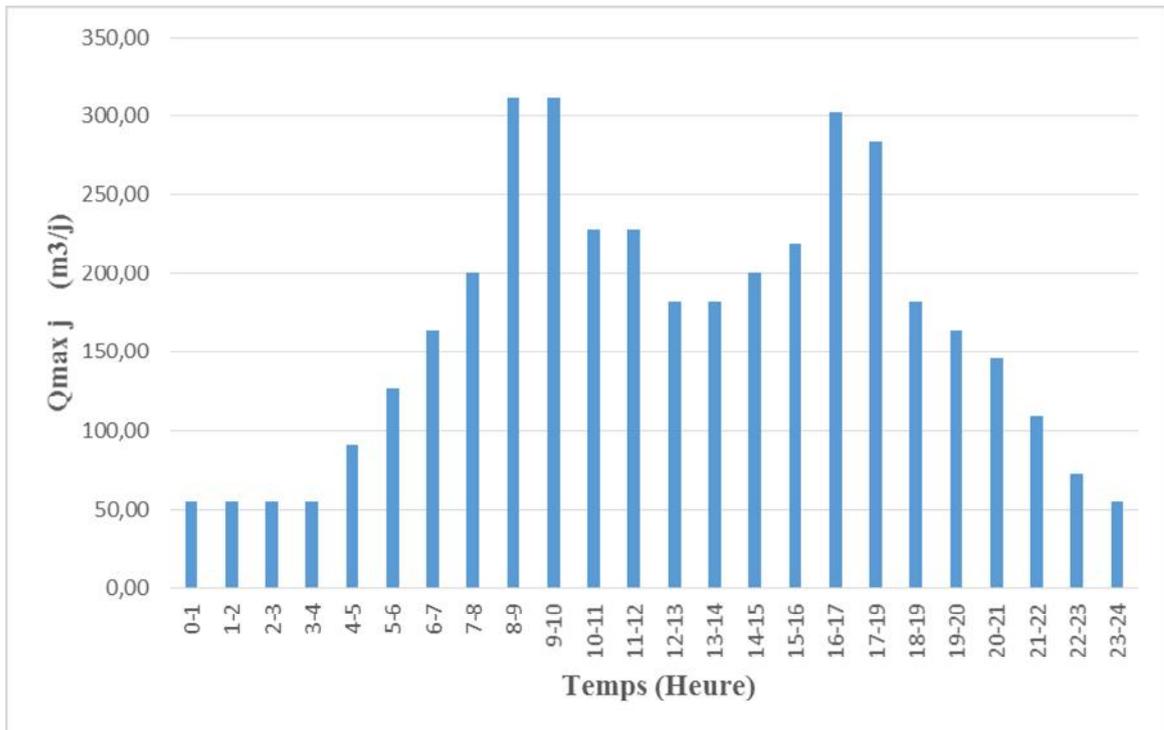


Figure II. 1 : Histogramme de consommation journalière

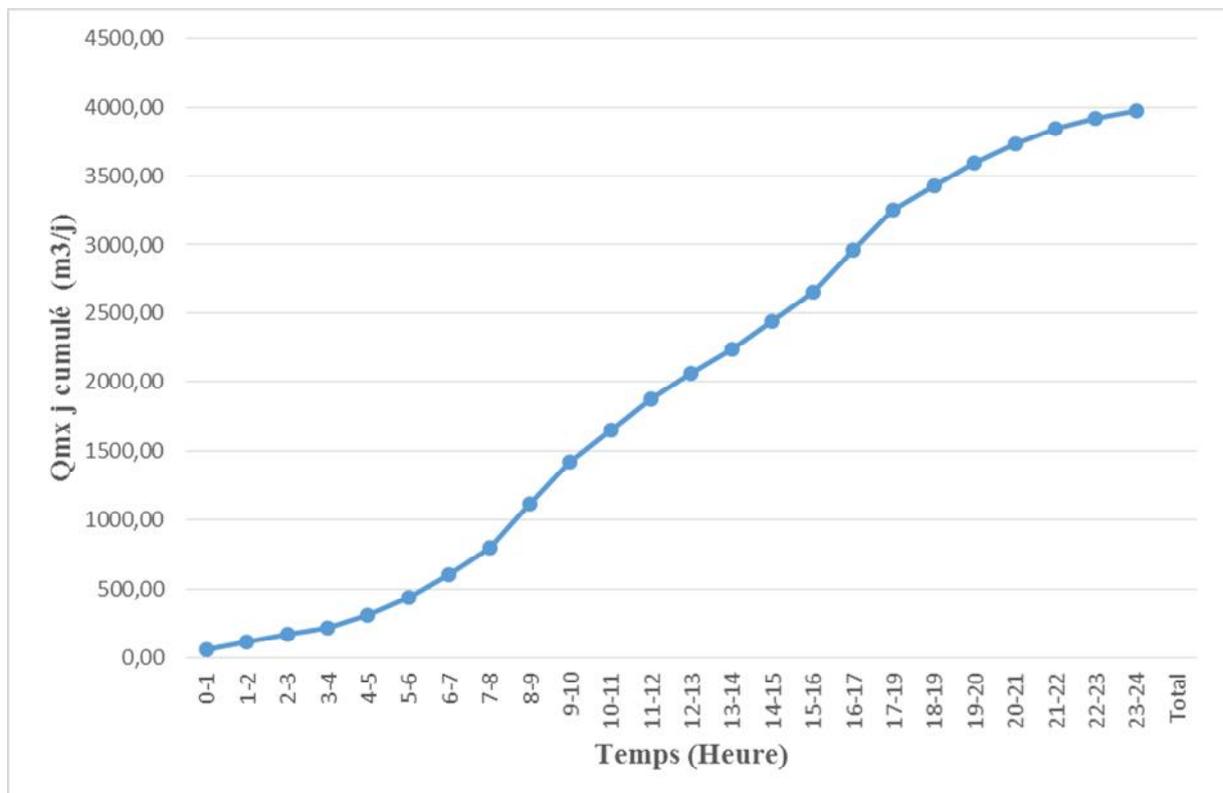


Figure II. 2 : Courbe cumulé de la consommation

II.7. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents consommateurs formant l'agglomération de la zone des sciences d'El-Atteuf, les besoins dominants sont beaucoup plus domestiques.

Après comparaison entre le débit maximum journalier ($Q_{\max j} = 3974,13 \text{ m}^3/\text{j}$), et le débit fournit par les forages qui est ($Q_{\text{forage}} = 2880 \text{ m}^3/\text{j}$) on remarque qu'il y a un déficit de $1094,13 \text{ m}^3/\text{j}$. alors on propose de projeter un nouveau forage avec un débit d'exploitation égal à 20 l/s Pendant 20 Heures, pour satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la zone.

CHAPITRE III :
DIMENSIONNEMENT DU
RESEAU DE DISTRIBUTION

Chapitre III

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION**III.1. 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.

III.2. Présentation générale d'un système d'alimentation en eau potable

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est l'ensemble des ouvrages qui permettent de mettre de l'eau à la disposition des habitants, est composé d'un ensemble d'infrastructures et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle.

Le système d'AEP comporte différents composants dont les constructions et les installations affectées au captage (1, 3), au traitement (5), au transport (2, 6, 8), au stockage (7) et à la distribution de l'eau potable (9) chez les différents consommateurs (10) (Figure III.1). [3]

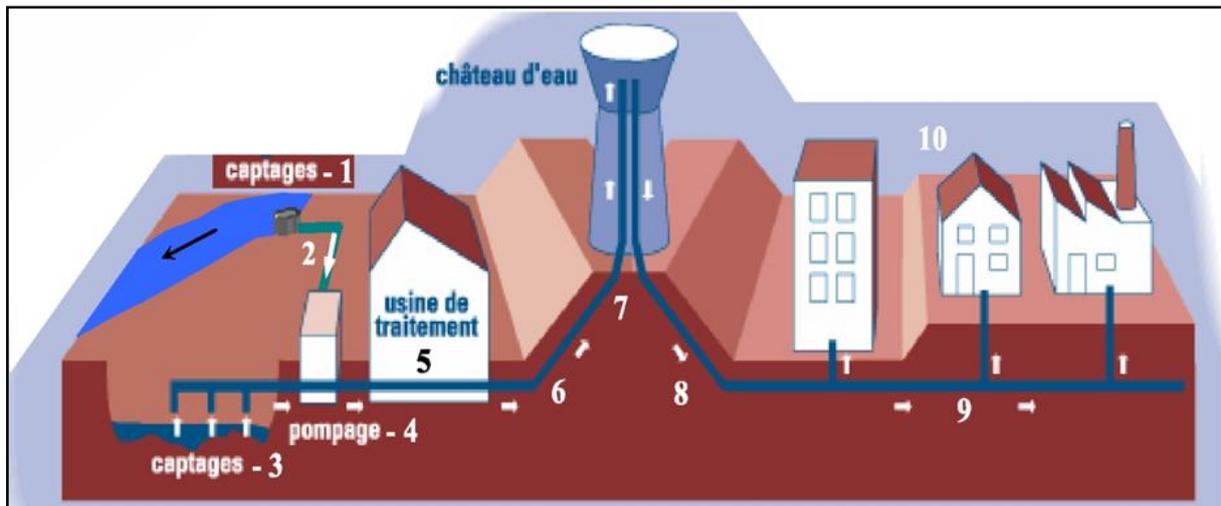


Figure III. 1 : Schéma général d'alimentation en l'eau potable

III.2.1. Captage d'eau de surface et souterraine

L'eau destinée à être traitée puis distribuée dans les réseaux publics peut être prélevée, soit par captage des sources, soit par des puits ou des forages dans de vastes nappes d'eau souterraine (3) (qui sont alimentées par l'infiltration directe des eaux de pluie ou par celle de l'eau de ruissellement ou d'accompagnement de rivières), soit par prise d'eau dans les rivières (1), dans des retenues, ou dans des lacs. Dans les deux premiers cas, nous sommes en présence d'eaux souterraines, dans le troisième cas, ce sont des eaux superficielles. [3]

NB : pour notre cas on a seulement une source souterraine par un forage.

III.2.2. Le réseau de distribution d'eau potable

A partir du réservoir, 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.

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.

Les réseaux de distribution sont constitués par :

III.2.2.1. Les conduites

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée L .
- Un diamètre D .
- Un coefficient de rugosité ε traduisant la perte de charge
- Un sens d'écoulement.
- Un état : ouvert, fermé.

III.2.2.2. Les nœuds

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- **Les nœuds à débit fixe** : Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.

- **Les nœuds à charge fixe** : ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

III.2.3. Topologie du réseau

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux.

En termes de topologie, nous distinguons :

- 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 III.2).

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (position 2, Figure III.2), 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 ramifié. [3]

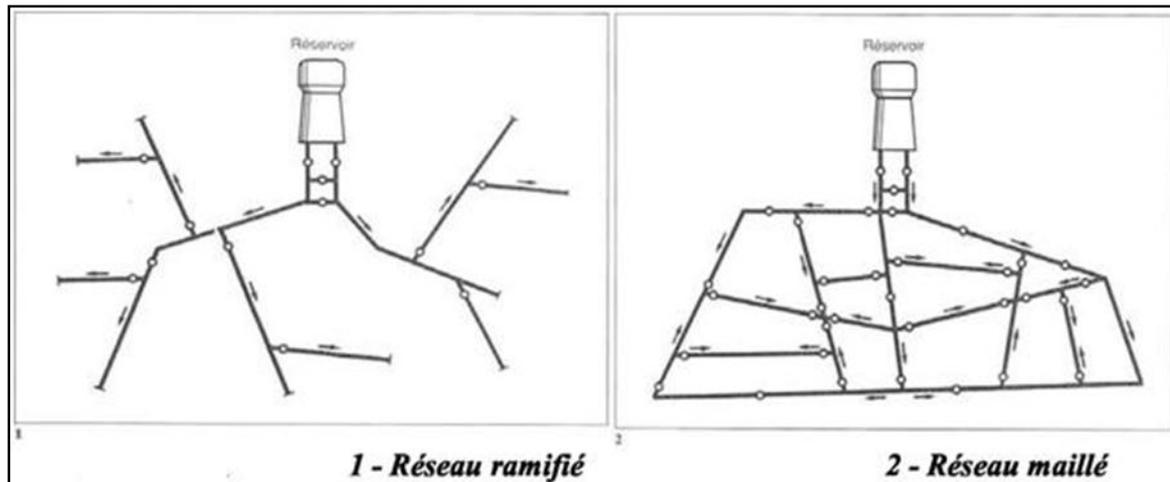


Figure III. 2 : Réseaux de distribution ramifié et maillé

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 III.3), 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. [3]

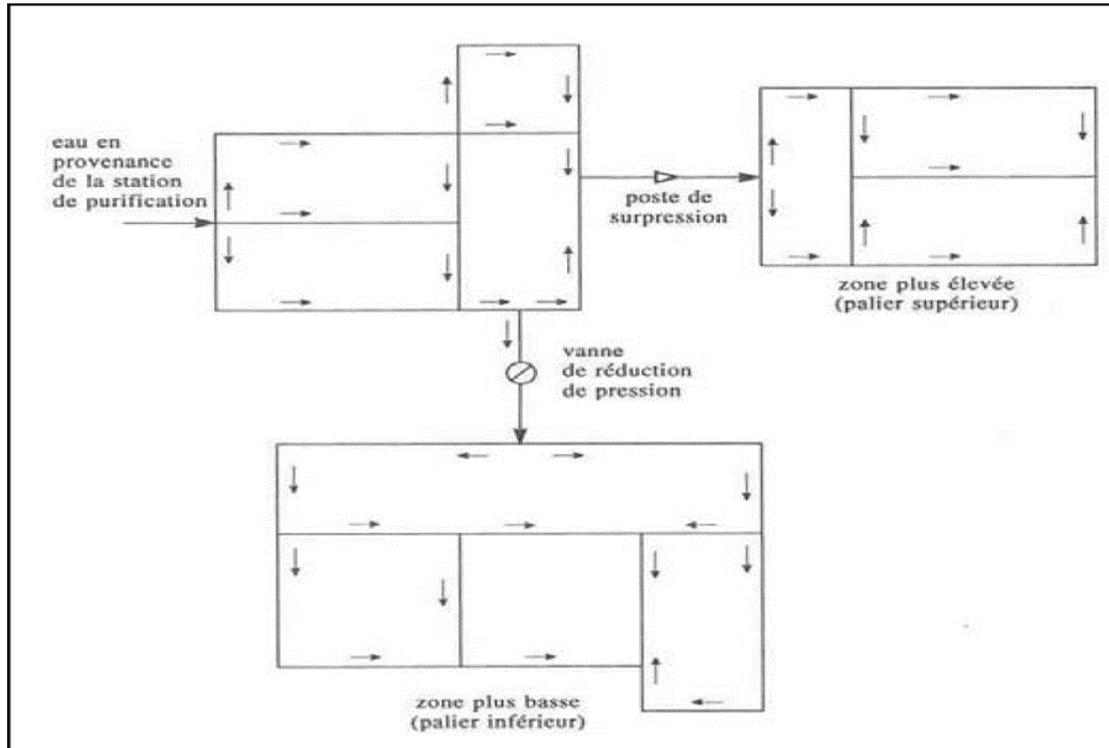


Figure III. 3 : Le réseau étagé

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.

NB : Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau combiné contenant plus de mailles que de ramification.

III.3. Conception d'un réseau

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 précis.

III.3.1. Principe du tracé du réseau maillé

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

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants ;
- 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, les conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.3.2. 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). [3]

III.3.2.1. Tuyaux en P.E

a) Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage, grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- Disponibilité sur le marché ;

- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 .ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée ;
- 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.

b) Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

III.3.2.2. Tuyaux en PVC**a) Les avantages**

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponible sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.

b) L'inconvénient est le risque de rupture.**III.3.2.3. Comparaison entre PEHD et PVC**

La principale différence entre les conduites en PVC et celles en PEHD repose dans leur résistance et dans leur tolérance à la pression. Les parois des conduites en PEHD doivent être au moins 2,5 fois plus épaisses que celles en PVC pour présenter la même capacité de résistance à la pression. Alors que le PVC est plus résistant et plus dense (plus lourd), le PEHD est plus ferme, plus rude, plus résistant à l'usure et aux déchirures, et tolère des températures plus élevées. [7]

De plus, il y a tendance à avoir beaucoup moins de coups de pression dans les conduites en PEHD que dans celles en PVC. Dans la plupart des cas, moins de coups de pression signifient une durée de vie plus longue pour les pompes et les valves. [7]

Pour notre cas on utilisera le PEHD que ça soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent, son tolérance a des températures plus élevé et sa densité plus lord pour résister au contrainte du sol.

III.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- Les débits routes pendant les heures considérées.
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds.

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

III.4.1 Calcule des débits

III.4.1.1 Dédit en route

La détermination des débits en route obéît à l'expression suivante :

$$Q_{\text{route}} = Q_p - Q_{\text{conc}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

Q_{route} : débit en route (l/s) ;

Q_p : débit de pointe (l/s) ;

Q_{conc} : débit concentré (l/s) ;

III.4.1.2. Débit spécifique

Le débit spécifique est le rapport du débit en route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, ce débit est réparti uniformément le long du réseau, il est déduit de la relation suivante :

$$Q_{spi} = Q_{route} / \sum li \quad (III.2)$$

Avec :

Q_{spi} : débit spécifique (l/s).

$\sum Li$: somme des longueurs (m).

Tableau III. 1 : récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe)

Heure de pointe	Q_{cons}		Q_{conc} (l/s)	Q_{route} (l/s)	$\sum Li$ (m)	Q_{spi} (l/s/m)
	m^3/h	l/s				
	258,32	71,76				

III.4.1.3. Les débits aux nœuds

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon, en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * li \quad (III.3)$$

$$Q_{noeud} = 0,5. \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad (III.4)$$

Avec :

li : longueur de tronçon numéro (i), (m).

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s).

Q_{noeud} : débit au nœud (l/s).

a) Cas de pointe

Tableau III. 2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q _{spi} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{noeud} (l/s)
1	1-RE	152,4	0,0078	-	3,972
	1-2	1018,28		7,94	
2	2-1	1018,28		7,94	4,128
	2-3	40,00		0,31	
3	3-2	40,00		0,31	3,336
	3-4	112,00		0,87	
	3-11	521,20		4,07	
	3-9	182,00		1,42	
4	4-3	112,00		0,87	2,940
	4-5	380,60		2,97	
	4-7	260,94		2,04	
5	5-4	380,60		2,97	2,980
	5-6	383,24		2,99	
6	6-5	383,24		2,99	2,657
	6-7	298,00	2,32		
7	7-4	260,94	2,04	2,746	
	7-6	298,00	2,32		
	7-8	145,00	1,13		
8	8-7	145,00	1,13	2,454	
	8-10	484,00	3,78		
9	9-3	182,00	1,42	1,724	
	9-10	260,00	2,03		
10	10-8	484,00	3,78	3,526	
	10-9	260,00	2,03		
	10-13	160,00	1,25		
11	11-3	521,20	4,07	3,950	
	11-12	122,90	0,96		
	11-15	368,60	2,88		
12	12-11	122,90	0,96	1,352	
	12-13	223,80	1,75		
13	13-12	223,80	1,75	1,751	
	13-14	65,00	0,51		
	13-10	160,00	1,25		
14	14-13	65,00	0,51	0,938	
	14-17	175,50	1,37		

Suite du tableau III.2 :

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q_{spi} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{noeud} (l/s)
15	15-11	368,60	0,0078	2,88	4,076
	15-16	160,00		1,25	
	15-18	516,40		4,03	
16	16-15	160,00		1,25	2,380
	16-17	182,00		1,42	
	16-20	268,00		2,09	
17	17-14	175,50		1,37	2,659
	17-16	182,00		1,42	
	17-21	324,10		2,53	
18	18-15	516,40		4,03	4,442
	18-19	181,70		1,42	
	18-24	440,50		3,44	
19	19-18	181,70		1,42	1,829
	19-20	170,00		1,33	
	19-22	117,25		0,91	
20	20-16	268,00		2,09	2,910
	20-19	170,00		1,33	
	20-21	308,00		2,40	
21	21-17	324,10		2,53	3,675
	21-20	308,00		2,40	
	21-23	310,00		2,42	
22	22-19	117,25		0,91	1,320
	22-23	221,15		1,73	
23	23-21	310,00		2,42	3,644
	23-22	221,15		1,73	
	23-25	403,00	3,14		
24	24-18	440,50	3,44	3,258	
	24-25	394,60	3,08		
25	25-23	403,00	3,14	3,111	
	25-24	394,60	3,08		

b) cas de pointe plus incendie

Ce cas est homologue au cas de pointe mais seulement, mise à part le nœud 4 considéré comme le plus défavorable où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

III.4.2. Répartition arbitraire des débits

Il suffit d'injecter la longueur, le coefficient de rugosité des conduites, le débit et la côte du terrain naturel de chaque nœud, pour obtenir la répartition arbitraire des débits.

La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de HARDY CROSS qui repose sur les deux lois suivantes :

1^{er} loi : pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants (équation de la continuité $\sum Q=0$).

2^{ème} loi : la somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle ($\sum HL=0$).

Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe III.1).

III.4.3. Calcul du réseau par logiciel EPANET

III.4.3.1. Définition

EPANET est un logiciel de modélisation du système de distribution d'eau du domaine public développé par la **United State Environmental Protection Agency** (EPA) ou agence américaine de protection de l'environnement). Il effectue une simulation de comportement hydraulique et de qualité de l'eau dans les réseaux de canalisations sous pression et est conçu pour être « un outil de recherche qui améliore notre compréhension du mouvement et du devenir des constituants de l'eau potable dans les réseaux de distribution. Epanet est apparu 1993.

EPANET est disponible à la fois en tant que programme à open-source. Son moteur de calcul est utilisé par de nombreuses sociétés de logiciels qui ont développé des packages propriétaires plus puissants. Le format de fichier d'entrée EPANET « .inp », qui représente la topologie du réseau, la consommation d'eau et les règles de

contrôle, est pris en charge par de nombreux logiciels de modélisation gratuits et commerciaux. Par conséquent, il est considéré comme la norme de l'industrie.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La version du logiciel EPANET 2.

III.4.3.2. Fonction et application

Le modèle EPANET 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 :

- L'utilisation des formules hydraulique pour estimer les pertes de charges le long des tuyaux.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs par des courbes caractéristique.
- Solveur de réseau hydraulique qui utilise la méthode de gradient proposée par Todini et Pilati, qui est une variante de la méthode de Newton-Raphson.
- Simulation de qualité de l'eau dans les canalisations.

III.4.3.3. 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.

Les résultats sont présentés successivement dans les tableaux (III.3, III.4, III.5, III.6).

a) Cas de pointe

Tableau III. 3 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T 16-20	268	16	20	125	10,46	1
T 18-15	516,4	18	15	63	2,54	0,99
T 10-13	160	10	13	160	21,09	1,23
T 13-14	65	13	14	200	24,75	0,92
T 14-17	175,5	14	17	200	23,81	0,89
T 17-21	324,1	17	21	125	11,19	1,07
T 21-23	310	21	23	75	5,48	1,52
T 23-25	403	23	25	110	4,44	0,55
T 19-22	117,25	19	22	90	3,92	0,72
T 18-24	440,5	18	24	63	1,93	0,76
T 18-19	181,7	18	19	90	3,84	0,71
T 20-19	170	20	19	90	9,59	1,77
T 20-21	308	20	21	75	2,04	0,56
T 16-17	182	16	17	110	9,96	1,23
T 11-15	368,6	11	15	110	9,5	1,17
T 15-16	160	15	16	90	2,88	0,53
T 12-13	223,8	12	13	110	5,41	0,67
T 11-12	122,9	11	12	110	6,76	0,83
T 3-11	521,2	3	11	160	20,21	1,18
T 4-5	380,6	4	5	110	4,28	0,53
T 5-6	383,24	5	6	63	1,3	0,51
T 6-7	298	6	7	63	1,36	0,53
T 7-8	145	7	8	110	4,44	0,55

Suite du tableau III.3 :

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T 8-10	484	8	10	75	1,99	0,55
T 4-7	260,94	4	7	125	8,55	0,82
T 3-4	112	3	4	200	15,77	0,59
T 2-3	40	2	3	315	63,67	0,96
T 1-2	1018,28	1	2	315	67,8	1,02
T 9-10	260	9	10	160	22,64	1,32
T 3-9	182	3	9	160	24,36	1,42
T RE-1	152,4	RE	1	315	71,77	1,08
T 25-24	394,6	25	24	63	1,33	0,52
T 22-23	221,15	22	23	75	2,6	0,72

Tableau III. 4 : résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe)

N° Nœuds	CTN (m)	Demande (l/s)	Cote de charge (m)	Pression (m)
N4	447	2,94	483,49	36,49
N7	446,5	2,75	482,06	35,56
N3	450	3,34	483,68	33,68
N10	447,5	3,53	479,09	31,59
N22	457	1,32	465,75	8,75
N21	449	3,68	473,91	24,91
N19	458	1,83	466,53	8,53
N13	450	1,75	477,71	27,71
N11	455,5	3,95	479,53	24,03
N17	445	2,66	476,82	31,82
N16	462	2,38	474,37	12,37
N20	455	2,91	472,24	17,24
N15	467	4,08	474,98	7,98
N18	456	4,44	465,37	9,37
N23	454	3,64	463,9	9,9
N14	445	0,94	477,46	32,46
N25	453	3,11	462,64	9,64

Suite du tableau III.4 :

N° Nœuds	CTN (m)	Demande (l/s)	Cote de charge (m)	Pression (m)
N24	450	3,26	460,35	10,35
N12	446,5	1,35	478,71	32,21
N2	449	4,13	483,78	34,78
N1	445	3,97	486,54	41,54
N5	444,5	2,98	482,38	37,88
N6	446	2,66	480,24	34,24
N8	444,5	2,45	481,6	37,1
N9	446,5	1,72	481,64	35,14

b) Cas de pointe plus incendie

Tableau III. 5 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe + incendie)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T 16-20	268	16	20	125	10,46	1
T 18-15	516,4	18	15	63	2,54	1
T 10-13	160	10	13	160	21,04	1,23
T 13-14	65	13	14	200	24,74	0,92
T 14-17	175,5	14	17	200	23,8	0,89
T 17-21	324,1	17	21	125	11,19	1,07
T 21-23	310	21	23	75	5,47	1,52
T 23-25	403	23	25	110	4,44	0,55
T 19-22	117,25	19	22	90	3,92	0,72
T 18-24	440,5	18	24	63	1,93	0,76
T 18-19	181,7	18	19	90	3,84	0,71
T 20-19	170	20	19	90	9,59	1,77
T 20-21	308	20	21	75	2,04	0,56
T 16-17	182	16	17	110	9,95	1,23
T 11-15	368,6	11	15	110	9,51	1,17

Suite du tableau III.5 :

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T 15-16	160	15	16	90	2,89	0,53
T 12-13	223,8	12	13	110	5,45	0,67
T 11-12	122,9	11	12	110	6,8	0,84
T 3-11	521,2	3	11	160	20,26	1,18
T 4-5	380,6	4	5	110	4,27	0,53
T 5-6	383,24	5	6	63	1,29	0,5
T 6-7	298	6	7	63	1,37	0,54
T 7-8	145	7	8	110	4,25	0,52
T 8-10	484	8	10	75	1,8	0,5
T 4-7	260,94	4	7	125	8,38	0,8
T 3-4	112	3	4	200	32,58	1,22
T 2-3	40	2	3	315	80,67	1,21
T 1-2	1018,28	1	2	315	84,8	1,28
T 9-10	260	9	10	160	22,77	1,33
T 3-9	182	3	9	160	24,49	1,43
T RE-1	152,4	RE	1	315	88,77	1,34
T 25-24	394,6	25	24	63	1,33	0,52
T 22-23	221,15	22	23	75	2,6	0,72

Tableau III. 6 : résultats de la simulation sur les nœuds (cas de pointe + incendie)

N° Nœuds	CTN (m)	Cote de charge (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N4	447	481,29	19,94	34,29
N7	446,5	479,91	2,75	33,41
N3	450	482,01	3,34	32,01
N10	447,5	477,37	3,53	29,87
N22	457	464,04	1,32	7,04
N21	449	472,2	3,68	23,2
N19	458	464,82	1,83	6,82
N13	450	476	1,75	26
N11	455,5	477,83	3,95	22,33
N17	445	475,1	2,66	30,1
N16	462	472,66	2,38	10,66
N20	455	470,53	2,91	15,53
N15	467	473,27	4,08	6,27
N18	456	463,66	4,44	7,66
N23	454	462,19	3,64	8,19
N14	445	475,74	0,94	30,74
N25	453	460,93	3,11	7,93
N24	450	458,64	3,26	8,64
N12	446,5	477,01	1,35	30,51
N2	449	482,16	4,13	33,16
N1	445	486,32	3,97	41,32
N5	444,5	480,18	2,98	35,68
N6	446	478,06	2,66	32,06
N8	444,5	479,49	2,45	34,99
N9	446,5	479,95	1,72	33,45

La pression aux niveaux des nœuds du réseau d'AEP est variée entre (0,8) et (04) bars, ces valeurs sont dans les normes admises pour un réseau d'AEP, où la pression normalement ne peut pas dépasser cinq (05) bars.

Remarque : Les résultats de la simulation sur les conduites et sur les nœuds pour le cas de pointe et pointe plus incendie sont montrés dans les figures suivantes.

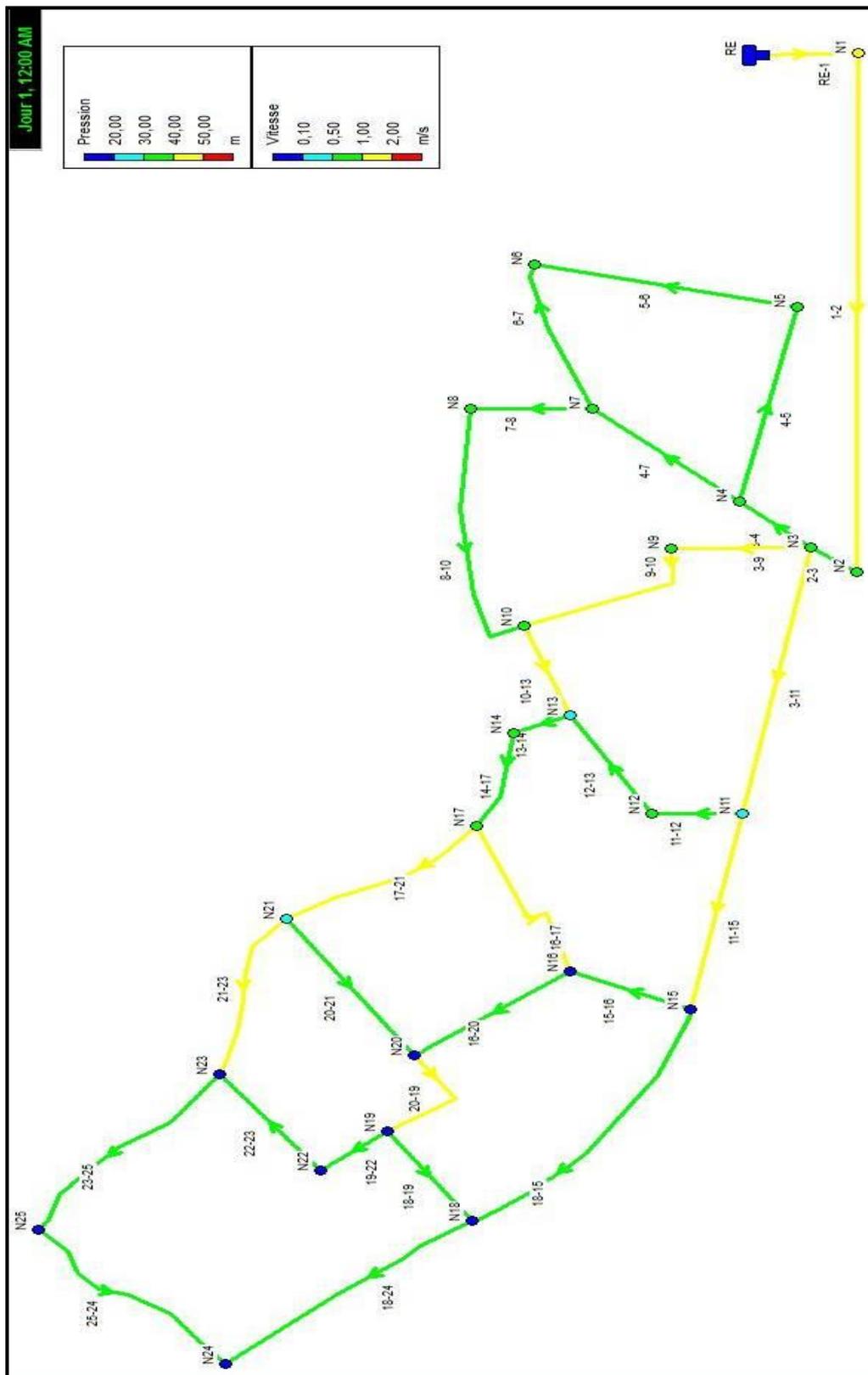


Figure III. 4 : Vitesse et pression pour le cas de pointe

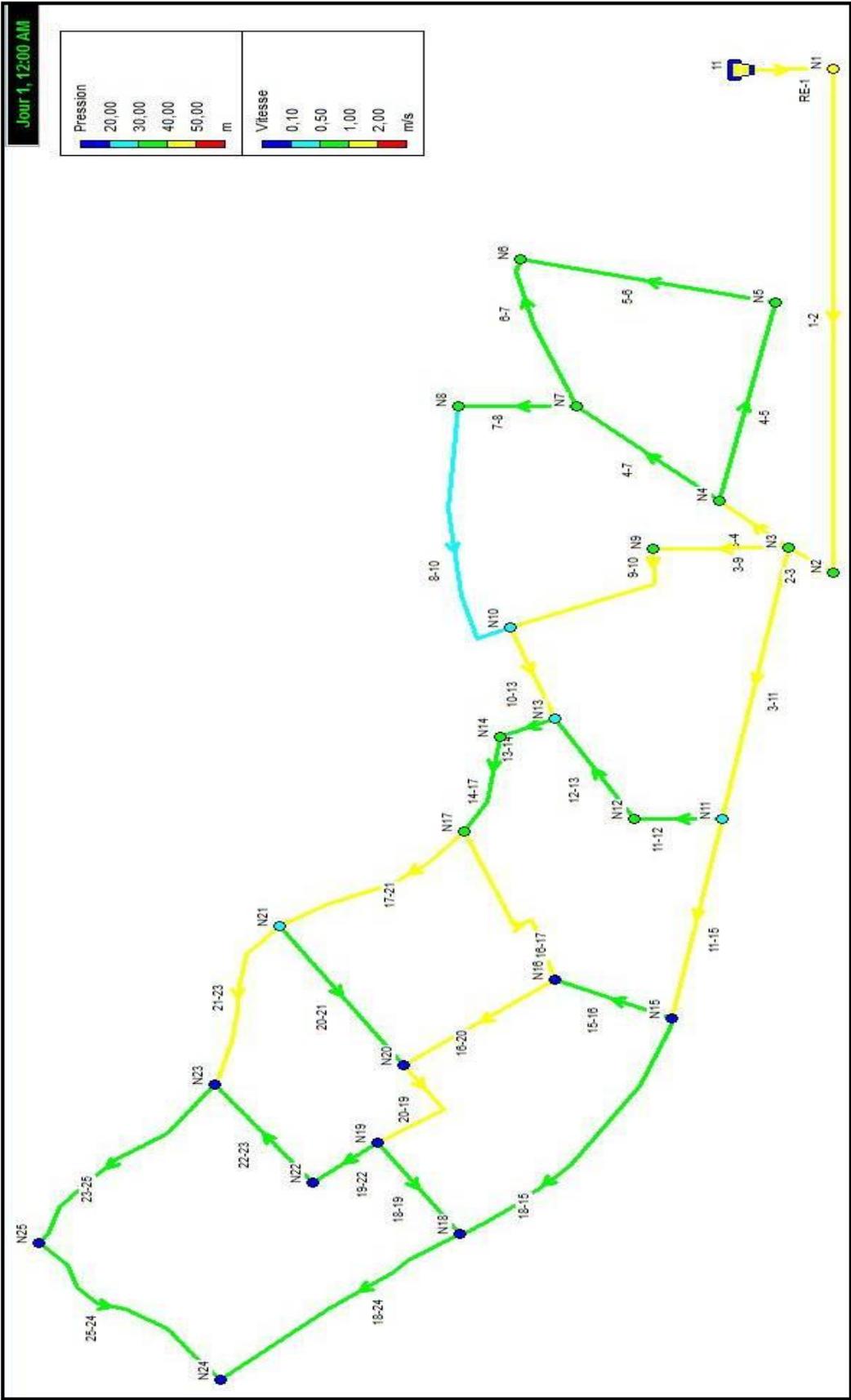


Figure III. 5 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie

III.5. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel Epanet 2. Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 63 mm et 315 mm. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

CHAPITRE IV :
RESERVOIR
D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE

Chapitre IV

RESERVOIR D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**IV.1. Introduction**

Après avoir calculé les besoins de l'agglomération on a constaté que le volume de ce réservoir satisfait ces besoins largement mais, il faut qu'on vérifie la capacité du réservoir d'alimentation existant à l'horizon 2038, sachant que ce réservoir de tête est de caractéristique suivantes :

- Côte de radier : 485 m.
- Côte de trop plein : 489 m.
- Volume : 780 m³.

IV.2. Rôle des réservoirs

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Ils offrent de la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont le plus bas.
- Ils assurent la régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Ils simplifient l'exploitation.
- Ils régularisent les pressions dans le réseau.
- Ils garantissent la réserve d'incendie au moyen d'un volume réservé dans la cuve du réservoir.

IV.3. Vérification de l'emplacement du réservoir

Le réservoir de la zone des sciences doit vérifier certains critères par son emplacement qui sont :

- L'élévation du réservoir devrait être au niveau de tel sort a assurer la charge hydraulique dans les point défavorable du réseau.
- Si le plan d'eau est inférieur le niveau nécessaire, on doit augmenter la durée de pompage pour que le niveau d'eau dans le réservoir reste élevé.

Comme il doit :

- pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- Assurer l'alimentation du réseau par gravité, c'est-à-dire que sa cote de radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique du réseau.

Ces points sus cités sont respectés par notre réservoir.

IV.4. Principe de fonctionnement

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

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau vers le réservoir avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (apport -distribution) .Ce pendant lors des heures de forte consommation (heure de pointe), le déficit sera assuré par le réservoir vers le réseau de distribution.

IV.5. Les facteurs de choix du type de réservoir

Pour pouvoir accomplir convenablement les fonctions pour lequel il est conçu, le réservoir de la zone des sciences est de type sur élevé de forme circulaire, est cela. Ce type de réservoir est déterminé par de multiples facteurs comme :

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Mais les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- Les possibilités d'adaptation au réseau,
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV.6. 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.

IV.6.1. Principe de calcul

Le 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 des quatre chemins caractérisé par la courbe de consommation présentée dans la figure II.2 (chapitre II).
- 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 des réservoirs remplies 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 IV.1

Le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV .1})$$

V_u : volume utile (m^3).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{\max} : débit maximale journalière (m^3/j).

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

Tableau IV. 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
H	en %	en %	en %	en %	en %
0—1	1,5	0		1,5	1,5
1—2	1,5	0		1,5	3
2—3	1,5	0		1,5	4.5
3—4	1,5	0		1,5	6
4—5	2,5	5	2,5		3.5
5—6	3,5	5	1,5		2
6—7	4,5	5	0,5		1,5
7—8	5,5	5		0,5	2
8—9	6,25	5		1,25	3,25
9--10	6,25	5		1,25	4,5
10--11	6,25	5		1.25	5,75
11--12	6,25	5		1.25	7
12--13	5	5	0		7
13--14	5	5	0		7
14--15	5,5	5		0.5	7,5
15--16	6	5		1	8,5
16--17	6	5		1	9,5
17--18	5,5	5		0.5	10
18--19	5	5	0		10
19--20	4,5	5	0.5		9.5
20--21	4	5	1		8.5
21--22	3	5	2		6.5
22--23	2	5	3		3.5
23--24	1.5	5	3.5		0
Total	100	100	14.5	14.5	

Remarque :

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (23-24) 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 10% qui se manifeste de 17h à 18h du soir ; et sachant que le débit maximum journalier est de 3974,13 m³/j on calcul la capacité du réservoir des quatre chemins :

$$\text{AN : } V_u = \frac{10 * 3974,13}{100} = 397,413 \text{ m}^3$$

Le volume utile sera : 3974,13 m³

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

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{inc} \quad \text{AN : } V_T = 397,413 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3 = 517,413 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_T = 517,413 \text{ m}^3$

On note que la capacité totale du réservoir de la zone des sciences est de 780 m³, alors que le volume calculé est estimé à 517,413 m³, donc la capacité existante est suffisante pour l'alimentation de la zone des sciences pour l'horizon 2038.

IV.7. Equipement du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

IV.7.1. Conduit d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement, la figure IV.2 représente les équipements d'un refoulement forage-réservoir.

IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite. (Voir figure IV.1)

IV.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

IV.7.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

IV.7.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

IV.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution .Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

IV.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est de vérifier la capacité de stockage du réservoir existant à l'horizon 2038. A cette horizon il a été déduit un volume de 517 m³ qui est inférieur au volume de 780 m³ existant. Étant donné que le réservoir existant est en très bon état.

CHAPITRE V :
LES ACCESSOIRES
DU RESEAU

Chapitre V

LES ACCESSOIRES DU RESEAU**V.1. 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.

V.2. 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.

V.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau :

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

V.3.1. 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 :

V.3.1.1. 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.

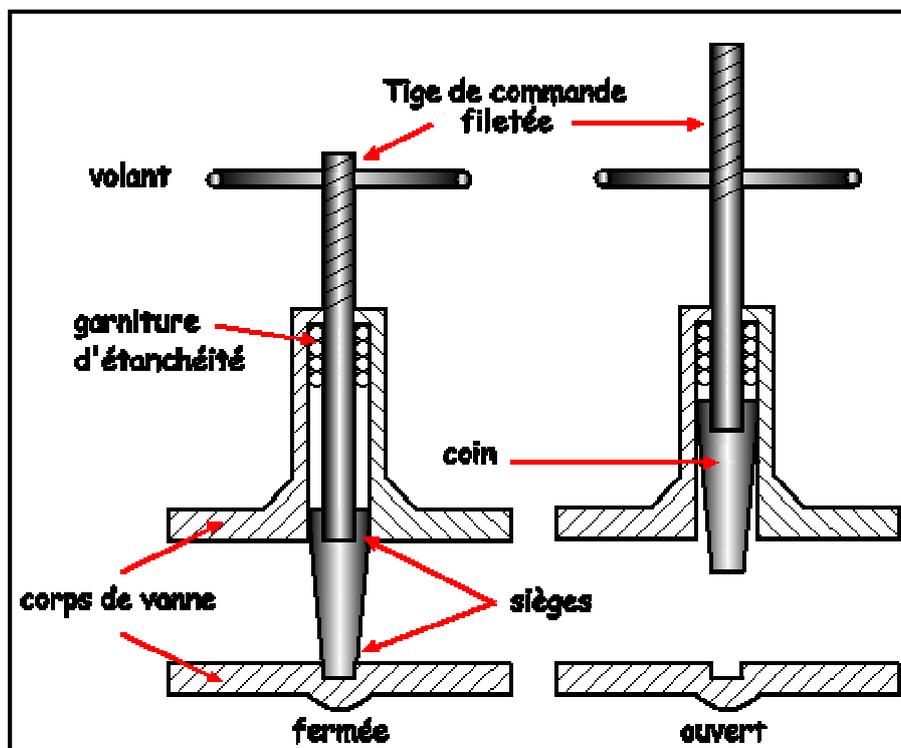


Figure V. 1 : Robinets vanne à opercule

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).

V.3.1.2. 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.

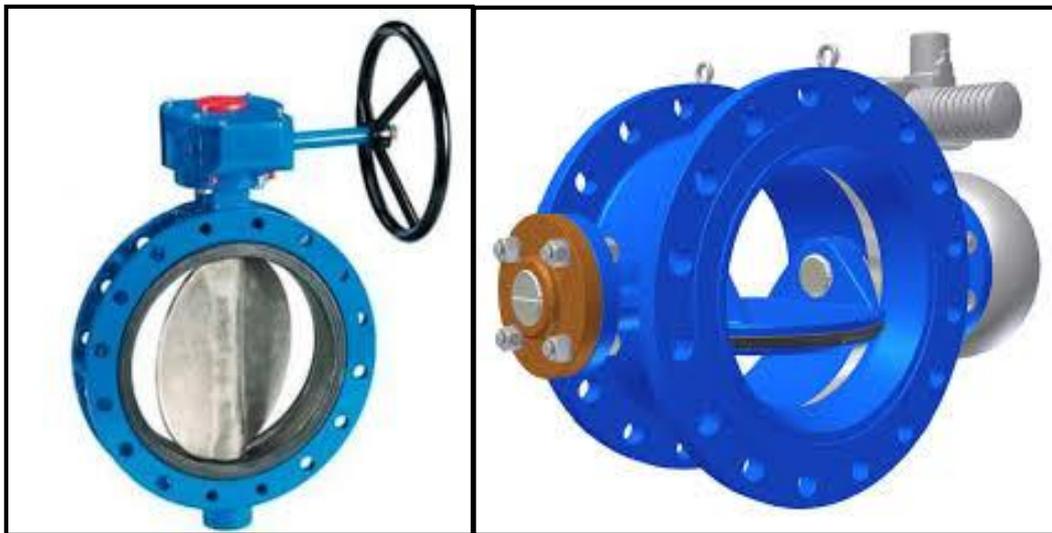


Figure V. 2 : Robinets vanne papillon

NB : Pour notre réseau, on place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

V.3.1.3. 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.

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.

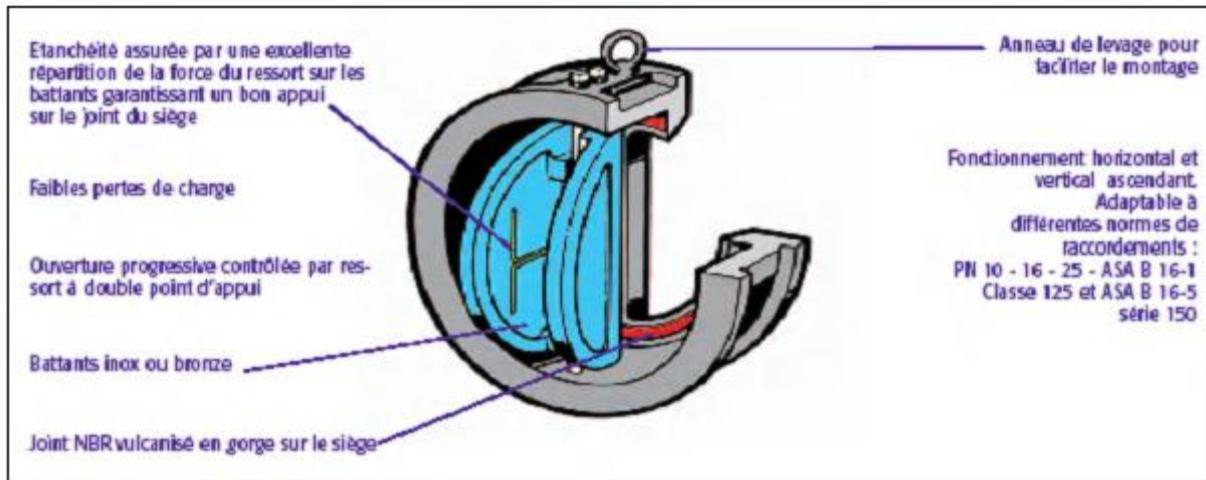


Figure V. 3 : Clapet à double battant

V.3.1.4. 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.

NB : Dans notre cas on prévoit ces vannes aux points bas des conduites formant les mailles et au niveau des nœuds qui représentent les extrémités aval des ramifications pour vidanger, nettoyer et réparer ces dernières.

V.3.1.5. 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.

V.3.2. Les 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.

V.3.3. Les 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.

- 1- Chapeau
- 2- Arbre de manœuvre
- 3- Palier vissé
- 4- Ecrou de manœuvre
- 5- Vis de manœuvre
- 6- Clapet surmoulé
- 7- Siège
- 8- Raccord de prise
- 9- Coffre – cadre – tampon

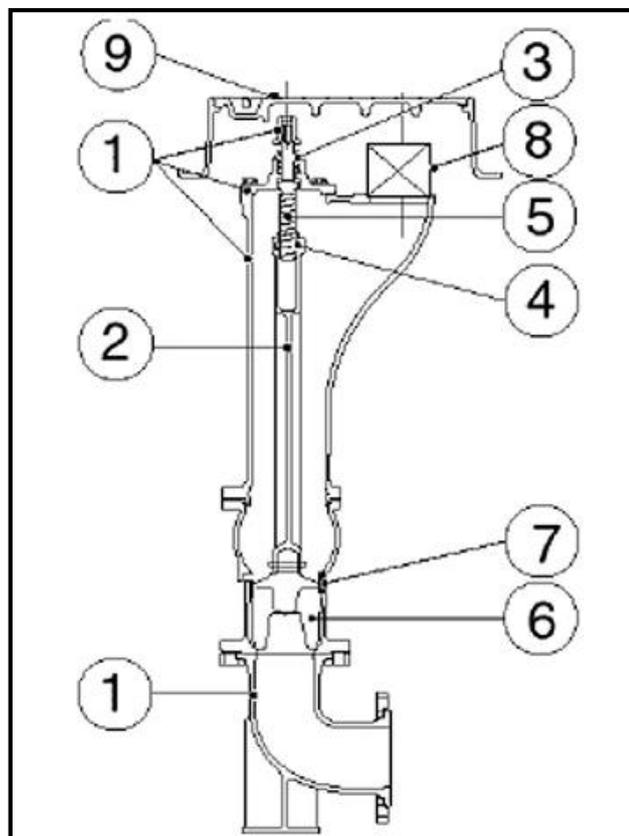


Figure V. 4 : Schéma de la bouche d'incendie

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 400m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 0,8 bar. On veille à choisir le côté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement à la conduite de distribution.

V.3.4. Les raccords :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccords :

V.3.4.1. 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

[5]



Figure V. 5 : Raccordement par machine de soudure bout à bout

V.3.4.2. 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 raccords, 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 [5].



Figure V. 6 : Raccordement par groupe électro-soudables

V.3.4.3. Les raccords mécaniques :

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 Chau freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [5]

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 :

- **Les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- **Les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- **Les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- **Les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- **Clapets** : Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

V.3.5. Les organes de mesure

V.3.5.1. 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.

V.3.5.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- a) 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.

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

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

V.3.6. By-pass : [6]

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.

NB : Dans notre cas, un by-pass est placé au niveau du point de piquage pour remplir les deux premiers rôles.

V.4. 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.

CHAPITRE VI :
POSE DE CANALISATION
ET ORGANISATION DE
CHANTIER

Chapitre VI

POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

VI.1. Introduction

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

VI.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre.
- la Pose en mauvais terrains.
- la Pose en galerie.
- la Pose en pentes.
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- la Pose en immersion (cours d'eau).
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- la Passage de ponts.
- la Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VI.2.1. Pose de canalisation en terre

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité. Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante (détaillé ci-après) avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

NB : tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques-uns, dont on a suggéré les poses citées ci-dessous.

VI.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Ce cas concerne, les tronçons T 5-6 ,T 4-5,T 4-9, T 14-17, T 17-21, T 21-23,T 23-25 , T 24-25, T 15-16, T 16-17, T 21-22, T 22-23 qui seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30cm, comme l'indique la figure VI.1 ci-après :

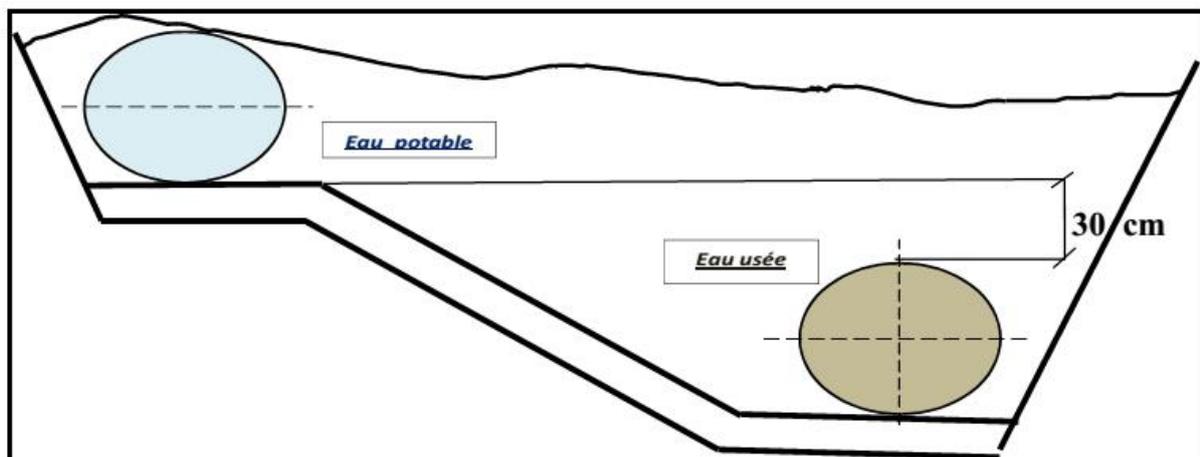


Figure VI. 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

VI.2.3. Pose des conduites en traversées des routes

Cette pose sera appliquée pour les tançons T 1-2, T 4-5, pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent

nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (voir Figure VI.2)

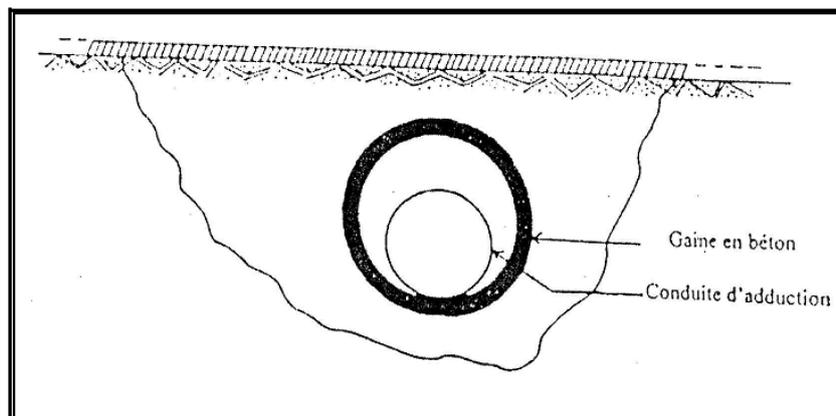


Figure VI. 2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine [10]

VI.3. Les différents travaux de mises en place des canalisations

VI.3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VI.3.1.1. Matérialisation

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.

VI.3.1.2. Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on

procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VI.3.2. Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

VI.3.2.1. Enlèvement de la couche végétale

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un Bulldozer (voir figure.VI.6).

VI.3.2.2. Réalisation des fouilles

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement.
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre).
- Nature du terrain (avec ou sans eau).
- Profondeur de pose.

NB : on choisit d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles (figure.VI.5).

a) Largeur de la tranchée

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. (Figure VI.4). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

b) La profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges (Figure VI.4). On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = D + H1 + H2 \quad (VI.2)$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m).

H1 : profondeur du lit de sable, on prend H1= 0.2 m.

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), on prend H2= 1 m.

D : diamètre de la conduite (mm).

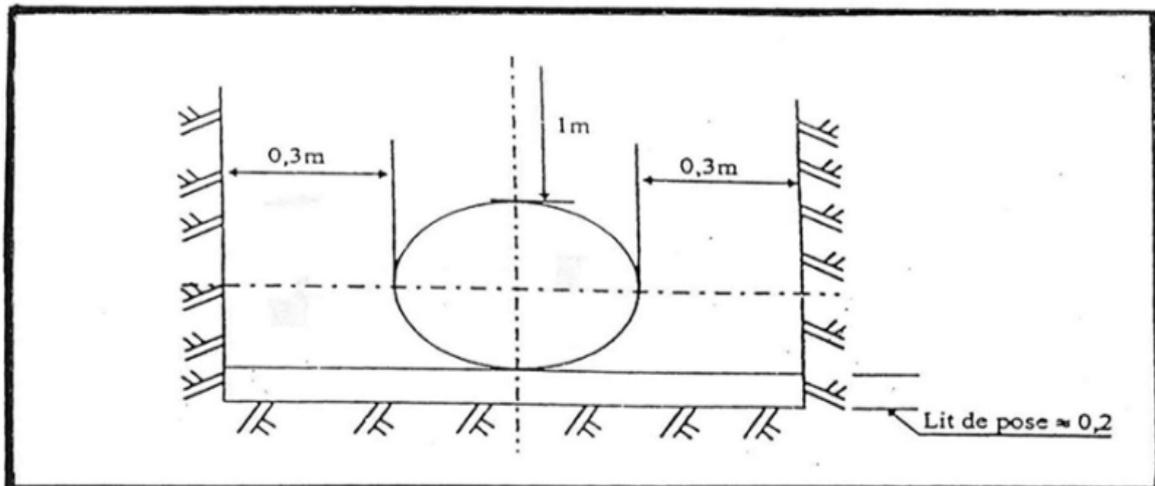


Figure VI. 3 : Schéma pose en tranché

c) Lit de pose

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

d) L'assise

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue. L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui [9].

e) Grillage avertisseur

Un grillage avertisseur est un matériau à mailles larges généralement en plastique et dont la couleur indique ce qui a été enterré à l'aplomb de ce grillage.

Il existe 7 couleurs différentes¹ pour signaler ce qui est enterré :

Rouge : Électricité ; **Bleu : Eau potable** ; Vert : Télécom/Vidéo ; Jaune : Gaz ; Violet : Chauffage/Climatisation ; Orange : Produits Chimiques ; Blanc : Équipements routiers dynamiques ; Marron : Assainissement.

Le grillage avertisseur doit être enterré dans une tranchée, à une distance de 20 à 30 centimètres au-dessus de ce qui est à protéger. (Voir Figure VI.4)

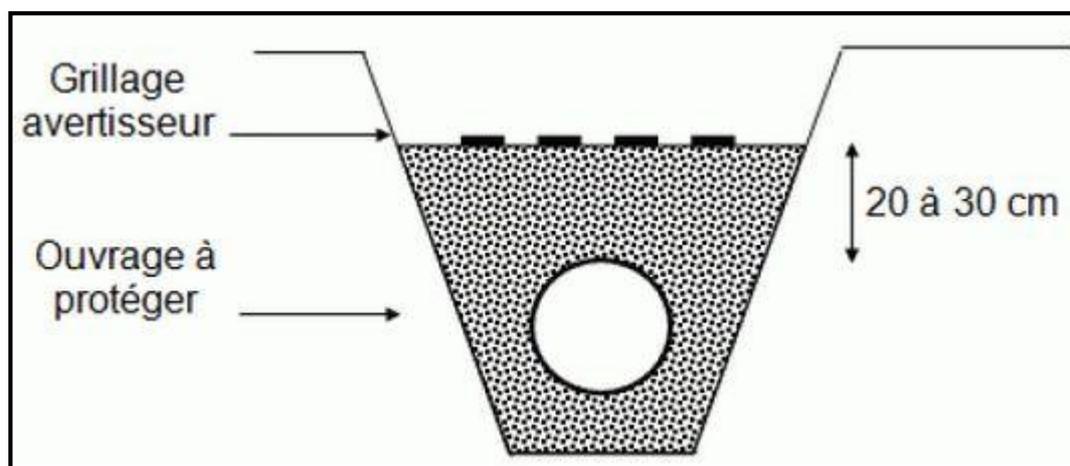


Figure VI. 4 : Pose du grillage avertisseur

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Tableau VI. 1 : Calcul du volume du déblai et volume du lit de sable

Tronçons	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Largeur B (m)	Volume déblais (m ³)	Volume lit de sable (m ³)
T 16-20	125,00	268,00	0,73	257,45	38,86
T 18-15	63,00	516,40	0,66	432,42	68,47
T 10-13	160,00	160,00	0,76	165,38	24,32
T 13-14	200,00	65,00	0,80	72,80	10,40
T 14-17	200,00	175,50	0,80	196,56	28,08
T 17-21	125,00	324,10	0,73	311,34	46,99
T 23-25	110,00	403,00	0,71	374,83	57,23
T 19-22	90,00	117,25	0,69	104,36	16,18
T 18-24	63,00	440,50	0,66	368,86	58,41
T 18-19	90,00	181,70	0,69	161,73	25,07
T 20-19	90,00	170,00	0,69	151,32	23,46
T 20-21	75,00	308,00	0,68	265,07	41,58
T 16-17	110,00	182,00	0,71	169,28	25,84
T 11-15	110,00	368,60	0,71	342,83	52,34
T 15-16	90,00	160,00	0,69	142,42	22,08
T 12-13	110,00	223,80	0,71	208,16	31,78
T 11-12	110,00	122,90	0,71	114,31	17,45
T 3-11	160,00	521,20	0,76	538,71	79,22
T 4-5	110,00	380,60	0,71	354,00	54,05
T 5-6	63,00	390,24	0,66	326,77	51,75
T 6-7	63,00	298,00	0,66	249,54	39,51
T 7-8	110,00	145,00	0,71	134,86	20,59
T 8-10	75,00	484,00	0,68	416,54	65,34
T 4-7	125,00	260,94	0,73	250,67	37,84
T 3-4	200,00	112,00	0,80	125,44	17,92
T 2-3	315,00	40,00	0,92	55,45	7,32
T 1-2	315,00	1018,28	0,92	1411,57	186,35
T 9-10	160,00	260,00	0,76	268,74	39,52

Suit du tableau VI.1 :

T 3-9	160,00	182,00	0,76	188,12	27,66
T RE-1	315,00	152,40	0,92	211,26	27,89
T 25-24	63,00	394,60	0,66	330,43	52,32
T 22-23	75,00	221,15	0,68	190,33	29,86
Volume total				9158,31	1367,54

VI.3.3. Pose des conduites

1- Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui on subit des chocs.

2- la descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.

3- Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards, pour y opérer correctement on effectue des visées à l'aide des nivelettes tous les 80 m environ

4- 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.

5- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers. 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.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (la majorité des tronçons inférieur a 250 mm) on va faire descendre les conduites manuellement.

VI.3.4. Epreuve de joints et de la canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VI.3.5. Remblayage des tranchées

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

VI.3.5.1. Le remblai d'enrobage

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation,

Jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constituée du même matériau que celui de lit de pose.

VI.3.5.2. Le remblai supérieur

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation [9].

NB : nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (voir figure VI.7).

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (VI.3)$$

V_r : volume du remblai.

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé).

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Tel que :

$$V_c = S_c * L$$

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Après les calculs on trouve que : $V_c = 172,03 \text{ m}^3$

Donc : $V_r = 9158,31 - 1367,54 - 172,03 \rightarrow V_r = 7618,74 \text{ m}^3$

Tableau VI. 2 : Volumes des travaux de pose canalisation

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	9158,31
2	Lit de sable	m ³	1367,54
3	Les conduites	ml	9357,16
4	Remblais	m ³	7618,74

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VI. 3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobelet égale à 0,35 m³.

VI.3.5.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \text{par la relation :} \quad (VI.4)$$

Avec :

q : capacité du gobelet 0,35 m³.

Kr : coefficient de remplissage du gobelet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8.

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur : Kt = 0,7- 0,9 prenons Kt = 0,8.

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

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobelet

Tc = (15-30) s, on prend Tc = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 33,60 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour Rp = 270 m³/j.

VI.3.5.4. La durée d'excavation

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \quad (VI.5)$$

V : volume du sol excavé (m³) et RP : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{9158,31}{270} = 44 \text{ jours}$$

VI.3.6. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

NB : nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VI.3.7. Désinfection du réseau

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium (KMnO_4) ;
- Hypochlorite de calcium (ClOCa) ;
- L'hypochlorite de sodium (ClONa ou eau de javel).

Avec un temps de contact qui dépend du produit utilisé et de sa dose introduite ; en fin on procède au rinçage à l'eau claire. (Voir l'annexe VI.1)

Remarque : Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération est renouvelée dans les mêmes conditions.

VI.4. Définitions des engins de terrassement utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

VI.4.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs. La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins : Godet normal pour travail en butée. Godet rétro pour travail en fouille et en tranché. Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage. Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...). Dragline pour travail en fouille. Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. Ce matériel ne doit pas être confondu avec un tractopelle qui est l'association d'une pelle hydraulique et d'un chargeur sur pneus ou d'un tracteur, et qui dispose de moins d'axes de mobilité.

VI.4.2. Dozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également. La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

Le bulldozer est un engin commode pour :

- Nivelier des terrains ;
- Décaper de la terre végétale ;
- Faire le régaler des terres ;
- Pousser des décapeuses ;
- Tirer des charrues ;

VI.4.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

Un chargeur sur pneus, ou chargeuse sur pneus, est un engin de chantier sur pneus. Il comporte un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant. Celle-ci, aussi appelée godet, peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur.

Les imposantes roues du chargeur, mues par un moteur puissant, permettent la pratique de tous types de terrain suffisamment durs et une poussée importante vers l'avant.

Très largement utilisé dans les chantiers de terrassement, il permet, outre le chargement des camions, de créer, modifier, et déplacer de manière rapide des tas de terres excavées.

Le chargeur est utilisé sur les navires vraquiers à la fin du déchargement, au lieu des pelleteuses et autres engins à chenilles qui sont plus adaptés à rouler sur des cargaisons instables ; le chargeur permet de décoller la cargaison collée aux parois et sur le sol de la cale, car ses pneus font moins de dommages.

Pour l'exploitation des mines et pour excaver des tunnels, on utilise un type particulier de chargeuse, appelé charge-et-roule (de) ; il s'agit d'une chargeuse étroite et basse, sur laquelle le conducteur est placé latéralement. Il existe des versions électriques de ces engins, alimentés par un câble à enrouleur sur la machine, pour pallier les inconvénients liés au moteur Diesel, notamment les gaz d'échappement et les surchauffes.

VI.4.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Un compacteur est généralement très lourd (un modèle compact pèse environ 600-700 kg, un très grand jusqu'à une vingtaine de tonnes), articulé en son milieu et équipé de deux larges cylindres appelé « billes » (de la largeur du véhicule) faisant office de roues (ou encore d'un cylindre à l'avant et de roues à l'arrière, voire uniquement des roues) et permettant de tasser, compacter et lisser un sol remblayé ou l'enrobé d'une route. Les modèles utilisés sur les enrobés ont un système d'arrosage intégré pour refroidir les billes et éviter que l'enrobé ne s'y colle et provoque des arrachements, l'ensemble de ces engins possède un vibreur à balourd interne.

Il existe aussi des appareils plus compacts, à un seul rouleau et tractés manuellement ou des plaques vibrantes très compactes, pour les zones inaccessibles aux gros engins.

Il y a plusieurs types de compacteurs :

- Compacteurs à rouleau lisse
- Compacteur de tranchée
- Compacteurs à pieds de mouton
- Compacteurs à rouleau à grille
- Compacteurs vibrants
- Compacteurs à pneumatiques
- Compacteurs à pneumatiques lourds

VI.5. Estimation de coût des terrassements

VI.5.1. Devis estimatif de la pose de canalisation

Tableau VI. 4 : Devis estimatif de la pose de canalisation

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	m3	1025,65	300	307695
Déblais	m3	9158,31	400	3663324
Pose de lit du sable	m3	1367,54	1000	1367540
Remblaiement des tranchées	m3	7618,74	400	3047496
évacuation des déblais excédentaires	m3	3663,33	100	366333
conduite ø 315	ml	1210,68	7585,33	9183103,91
conduite ø 200	ml	352,50	3070,52	1082358,3
conduite ø 160	ml	1123,20	1990,09	2235269,09
conduite ø 125	ml	853,04	1204,43	1027426,97
conduite ø 110	ml	1825,90	936,1	1709224,99
conduite ø 90	ml	628,95	827,34	520355,49
conduite ø 75	ml	1323,15	590,53	781359,77
conduite ø 63	ml	2039,74	414,69	845859,78

VI.5.2. Devis global

Tableau VI. 5 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	8752388
Conduites,	17384958,3
Totale HT	26137346,3
TVA 19%	4966096
TOTALE TTC	31103442

VI.6. 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.

CHAPITRE VII :
PROTECTION ET
SECURITE DE TRAVAIL

Chapitre VII

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL**VII.1. Introduction**

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 humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris en considération 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 de travail est la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la 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.

NB : Pour notre nous avons seulement la phase des travaux d'excavation et pose de canalisation.

VII.2. Causes des accidents de travaux dans un chantier hydraulique

Dans tous les domaines d'activité, il existe un risque d'accident. L'accident est une conséquence dernière de conditions dangereuses et d'actes dangereux les trois principaux intervenants sont le matériel, le milieu de travail et le travailleur. C'est l'équipement de sécurité qui fait défaut dans l'usine, les machines qui sont mal conçues ou mal protégées. C'est le bruit, qui empêche d'entendre les signaux de sécurité, la chaleur, qui accroît la fatigue et nuit à la concentration, l'insuffisance de la ventilation, qui ne suffit pas à prévenir l'accumulation de vapeurs toxiques. C'est aussi le travailleur qui n'a pas reçu la formation requise ou qui manque d'expérience.

L'homme n'est pas une machine, il fait parfois des erreurs. Une erreur peut être le fait de toute personne qui a quelque chose à voir avec les plans, la construction, l'installation, la direction, la surveillance et la marche de l'usine et de tout ce qui s'y trouve.

L'étude des causes d'accident est très complexe. Des théories ont été avancées pour expliquer comment les accidents se produisent et comment on peut les empêcher de se produire de nouveau.

Une classification simple suivant la cause avec les grandes rubriques suivantes : machines, transports, explosions et incendies, substances toxiques, brûlantes ou corrosives, électricité, chute de personnes, marche sur des objets ou choc contre des obstacles, chute d'objets, éboulements, manutention d'objets sans appareils mécaniques, outils à main, causes diverses.

Cette classification n'a pas donné satisfaction, elle laissait une trop grande marge d'interprétation et elle couvrait mal la multiplicité des facteurs qui, en se combinant, peuvent conduire à un accident.

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

VII.2.1. 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.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.2.2. 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.)[13]

VII.3. Liste des conditions dangereuses

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

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

VII.4. 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.

VII.5. Coût des accidents

On a rarement cherché à évaluer ce que coûtent ces accidents à l'économie nationale avec précision. Est-il vraiment possible de le chiffrer et, dans l'affirmative, quel est l'intérêt du calcul pour la prévention ? A vrai dire, quel est le prix d'une vie humaine ?

Du point de vue économique, chacun sait que les accidents, par les dommages qu'ils causent, coûtent de l'argent. Alors l'employeur, responsable en dernier ressort. Diverses estimations purement financières du coût annuel des accidents du travail ont

été faites, d'après les statistiques disponibles, les accidents du travail ont coûté, quelque milliards de dollars, sans compter les dégâts matériels.

De nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.). En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent entre jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. Voici une petite liste d'évaluation :

- 1- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.
- 2- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail :
 - par curiosité
 - par amitié pour la victime
 - pour porter secours à la victime
 - pour d'autres raisons.
- 3 -Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres :
 - pour venir en aide à la victime.
 - pour rechercher les causes de l'accident.
 - pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant.
 - pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- 4 -Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.
- 5 -Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.

6 - Coûts qu'entraînent la désorganisation de la production, les retards de livraison.

VII.6. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.6.1. 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, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [13]

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.

VII.6.2. Protection collective

VII.6.2.1. 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 rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VII.6.2.2. 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.

VII.6.2.3. 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.

VII.6.2.4. Formation des salariés à la sécurité

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste.

Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique lors de la formation professionnelle, elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

VII.6.2.5. Prévention médicale : (Les missions du médecin du travail)

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- Postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière

- Poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

VI.6.2.6. Prévention pour les conducteurs d'engin

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.

VII.7. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

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.

CHAPITRE VIII :

GESTION DU RESEAU

DE DISTRIBUTION

Chapitre VIII

GESTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION**VIII.1. Introduction**

La gestion technique de tel réseau a pour principal objectif de livrer aux consommateurs une eau répondant aux normes de qualité, à un prix acceptable et avec une continuité de services sans défaut. de tels objectifs nécessitant une connaissance précise du réseau, de ses infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et passe par un entretien suivi et régulier de réseau.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production telle que la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements, bien gérer c'est rassurer cette opération au coût global minimum.

VIII.2. 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. [14]

VIII.2.1. Les différents types de défaillances :**VIII.2.1.1. 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.

NB : pour notre agglomération le cas le plus répandu sera le troisième vu que 90% des logements seront habités pour la première fois.

VIII.2.1.2. 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.

VIII.2.1.3. Dégradation de la qualité de l'eau :

L'eau pompé de forage 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 de qualité, 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.

NB : Notre région d'étude est alimentée à partir du forage de la zone des sciences une étude des caractéristiques physicochimiques des eaux de la nappe albienne de la région de Ghardaïa a été réalisé, basé sur un échantillonnage de trente (30) puits. L'analyse physico-chimique des différents échantillons d'eau révèle l'existence d'une variation notable des teneurs en différents éléments (CE, Ca⁺⁺, Na⁺, K⁺, So₄⁻, Cl⁻, No₃⁻) par rapport aux normes internationales et Algérienne de potabilité.

Les résultats sont conformes aux normes requises, seules les paramètres bactériologiques sont à des concentrations élevées. Ce problème est réglé par une désinfection par chlore au niveau du forage ainsi qu'un taux de Chlore résiduel libre compris entre 0,2 mg/l à 0,4 mg/l. [15]

Cela nous amène à conclure que toute dégradation d'eau signalée aux niveaux des abonnés signifie la présence d'un des facteurs soit dans les conduites soit dans le réservoir de stockage.

VIII.3. 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 [15] :

VIII.3.1. 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.

VIII.3.2. 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.

VIII.3.3. 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.

VIII.3.4. 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.

VIII.4. 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 :

VIII.4.1. Les type d'entretien :

VIII.4.1.1. 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.

VIII.4.1.2. 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.

Remarque : Pour gérer correctement notre réseau de distribution, on doit impérativement tenir compte de son lien avec le réservoir d'alimentation, parce qu'on ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre, c'est pour cette raison qu'on va proposer des travaux d'entretien même pour réservoir d'alimentation.

VIII.4.2. 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.

VIII.4.2.1. 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. [15].

- **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. [11].

- **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. [15].

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.

VIII.4.2.2. 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.

VIII.5. Gestion des ouvrages de stockages

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage sont :

- contrôle hebdomadaire.
- contrôle semestriel.

VIII.5.1. Nettoyage des ouvrages de stockage

La désinfection des réservoirs comporte les diverses phases tel que :

- Décapage de dépôts
- Rinçage des parois et de radier avec un jet sous pression, donc une bonne gestion des ouvrages nécessite l'application de tous les critères cités au paravent.

VIII.5.2. Contrôle de qualité de l'eau

La composition de l'eau est étudiée par le laboratoire qui en effectue l'analyse à la suite de prélèvement qu'il faut pendant les :

- Contrôle mensuel.
- Contrôle semestriel.

VIII.6. Conclusion

Le rendement d'un tel système d'alimentation en eau potable, est la différence entre le volume entrant dans le réseau et le volume consommé ou facturé, pour cela le gestionnaire de service est appelé de porter une attention constante pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaires.

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.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la zone d'EL-Atteuf de la Wilaya de Ghardaia.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état de l'approvisionnement en eau de la zone de science à l'horizon 2038.

Dans un troisième temps, un dimensionnement du réseau de distribution, avec la fourchette de diamètre varie entre (63÷315) mm en PEHD, avec une étude estimative du coût des travaux, et puis les conditions de sécurité nécessaires pour le bon avancement du projet, et la gestion détaillée du système d'alimentation en eau après la réalisation.

Pour l'ouvrage de stockage existant est satisfaisant, mais pour la source d'eau on a proposé de projeter un nouveau forage de débit d'exploitation égal à 20 l/s Pendant 20 Heures, pour compléter le déficit qui environ de 1100 m³/j. Pour les points défavorables du réseau projeté, on a pris en considération tous les accessoires nécessaires, pour protéger tous le système.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et de control du fonctionnement de système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations.

Ce projet m'a permis d'acquérir une expérience professionnel, il m'a aidé à découvrir de nombreuses connaissances et techniques dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

On espère que ce travail puisse servir à l'amélioration de l'état d'approvisionnement en eau potable dans les zones sahariennes à l'horizon précis, satisfaire leur habitants et participation dans la croissance locale.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques :

- [1] **BENACHENHOU, A., & BENACHENHOU, Y.** Ghardaïa pour un développement durables. Alpha éditions.
- [2] **SALAH, B.** (1994). Cours d'alimentation en eau potable. Blida: ENSH.
- [3] **LACHTAR, A.** (2011, Septembre). Alimentation en eau potable de la ville des quatre chemins Ain El Bey (Constantine). Mémoire MFE.
- [4] **BLINDU, I.** (2004). Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques. Récupéré sur : www.emse.fr/site/themerecherche/Blindu_Chapitre_I.pdf
- [5] **Chiali.** Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires.
- [6] **Dupont, A.** (1979). Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution.
- [7] **Plastech Plus inc.** (2014, octobre 14). Les différences entre le PVC et le PEHD. Récupéré sur Plastech Plus inc. : <http://www.plastechplus.ca/nouvelles/les-differences-entre-le-pvc-et-le-pehd-69.aspx>
- [8] **CHIHATI, A.** (2011). MFE : Alimentation en eau potable de la zone des parcs de la Wilaya de Bouira.
- [9] **TUBEX.** Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).
- [10] **DJEBARA, F.** (2008-2009). Contribution à l'étude du renforcement de la chaîne d'adduction de la ville de Boumerdès.
- [11] **CARLIER, M.** (1972). Hydraulique générale et appliqué. Eyrolles Paris.
- [12] **YAHIAOUI, S & MOULLA, M.** (2009). MFE : contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable de la ville de Bouira à partir de barrage de Tilesdit.
- [13] **BEN HAFID.** Cours De Protection et Sécurité Du Travail.
- [14] **Gueddouj, & Ouaret.** (2002). Optimisation multicritère pour la gestion d'un réseau d'AEP mémoire d'ingénieur d'état en Hydraulique. Université Bejaïa.
- [15] **LAOUAR, F., Benbrahim, F., HALILAT, M., Guessoum, H., & DAREM, S.** (2014, December). Article : Caractérisation physicochimique des eaux de la nappe phréatiques de la région de Ghardaïa (Cas de Sebseb). Récupéré sur research gate.

ANNEXES

Annexes

Annexe II.1 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3.0	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

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

Annexe III.1 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge.

(PEHD)

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	30	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

Annexe VI.1 : Les produits de désinfection (Doses et temps de contact).

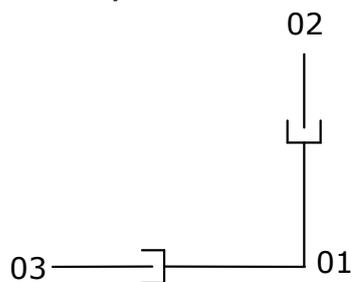
Désinfectants utilisés	Temps de contact minimum en heures	Dose de désinfectant (mg / l)	Précautions
Eau de Javel	24	90 à 150	-Se dégrade rapidement à la lumière. -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités.
Hypochlorite de calcium	24 - 1,2 - 0,5 - instantané	10 - 50 - 150 -10.000	-Ne pas utiliser en milieu confiné. -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités.
Permanganate de potassium	24	50	-A préparer au moins 24 heures d'avance. -Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration).

CARNET

LES DETAILS

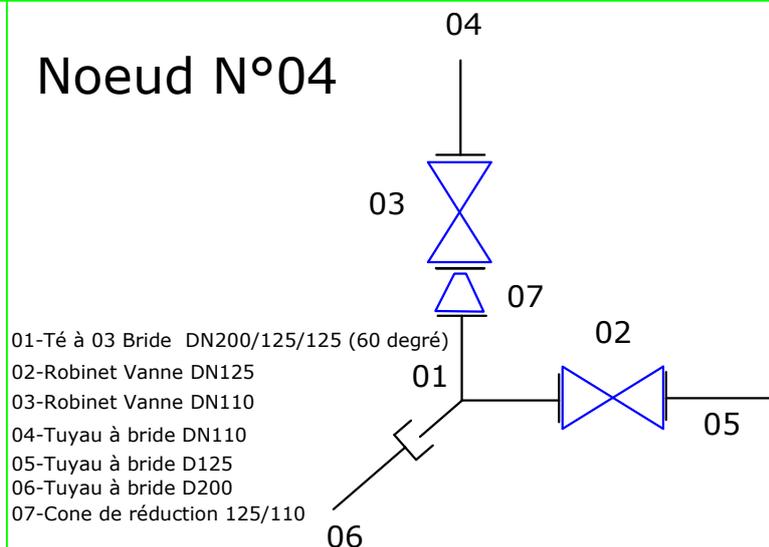
DES NŒUDS

Noeud N°01 , Noeud N°02



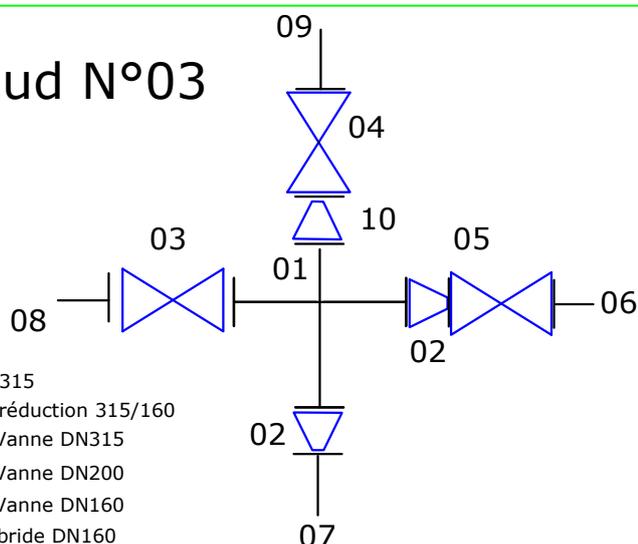
- 01-Coude à 02 emboitement DN315
- 02-Tuyau à bride DN315
- 03-Tuyau à bride DN315

Noeud N°04



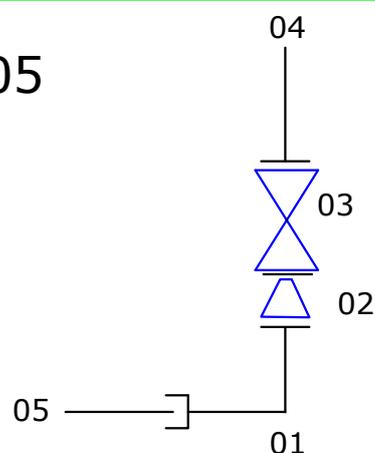
- 01-Té à 03 Bride DN200/125/125 (60 degré)
- 02-Robinet Vanne DN125
- 03-Robinet Vanne DN110
- 04-Tuyau à bride DN110
- 05-Tuyau à bride D125
- 06-Tuyau à bride D200
- 07-Cone de réduction 125/110

Noeud N°03



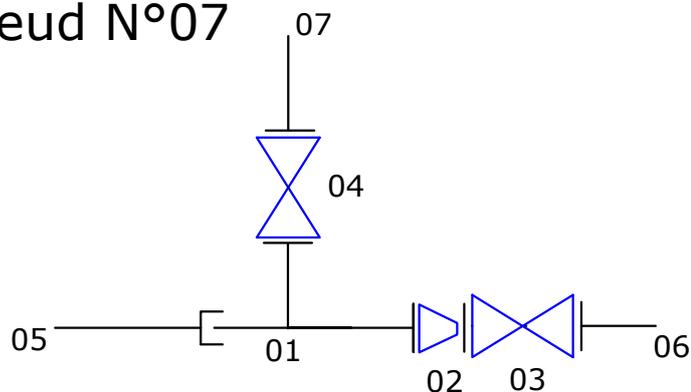
- 01-Croix DN315
- 02-Cone de réduction 315/160
- 03-Robinet Vanne DN315
- 04-Robinet Vanne DN200
- 05-Robinet Vanne DN160
- 06-Tuyau à bride DN160
- 07-Tuyau à bride DN160
- 08-Tuyau à bride DN315
- 09-Tuyau à bride DN200
- 10-Cone de réduction 315/200

Noeud N°05



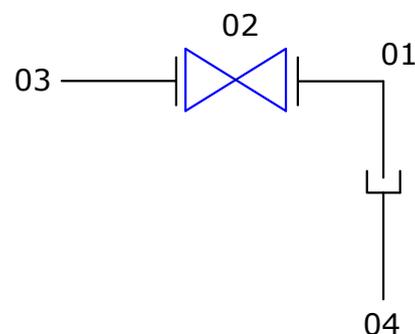
- 01-Coude à 02 Bride DN110
- 02-Cone de réduction 110/63
- 03-Robinet Vanne DN63
- 04-Tuyau à bride DN63
- 05-Tuyau à bride DN110

Noeud N°07



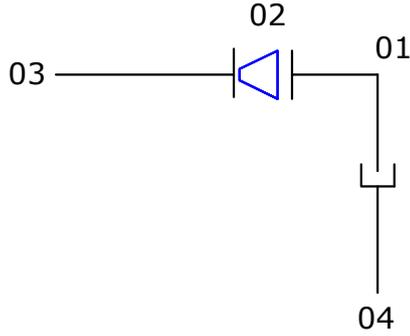
- 01-Té à 03 Bride DN125/100
- 02-Cone divergent 63/125
- 03-Robinet Vanne DN63
- 04-Robinet Vanne DN110
- 05-Tuyau à bride DN125
- 06-Tuyau à bride DN63
- 07-Tuyau à bride DN110

Noeud N°06



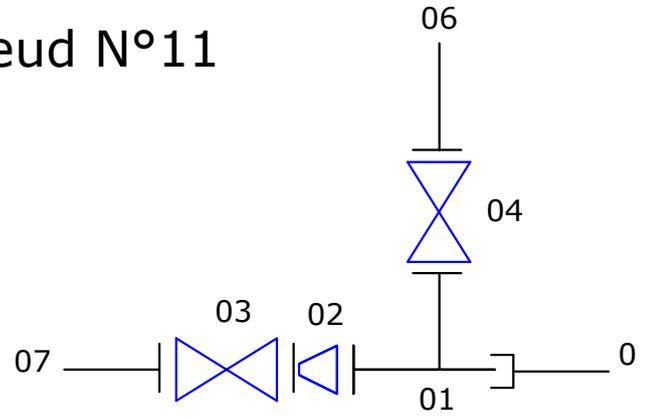
- 01-Coude à 02 Bride DN63
- 02-Robinet Vanne DN63
- 03-Tuyau à bride DN63
- 04-Tuyau à bride DN63

Noeud N°08



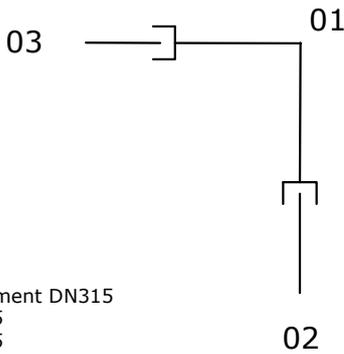
- 01-Coude à 02 Bride DN110
- 02-Cone de réduction 110/75
- 03-Tuyau à bride DN75
- 04-Tuyau à bride DN110

Noeud N°11



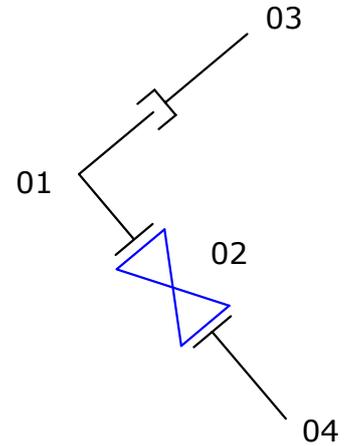
- 01-Té à 03 Bride DN160/160/110
- 02-Cone de réduction 160/110
- 03-Robinet Vanne DN110
- 04-Robinet Vanne DN110
- 05-Tuyau à bride DN160
- 06-Tuyau à bride DN110
- 07-Tuyau à bride DN110

Noeud N°09



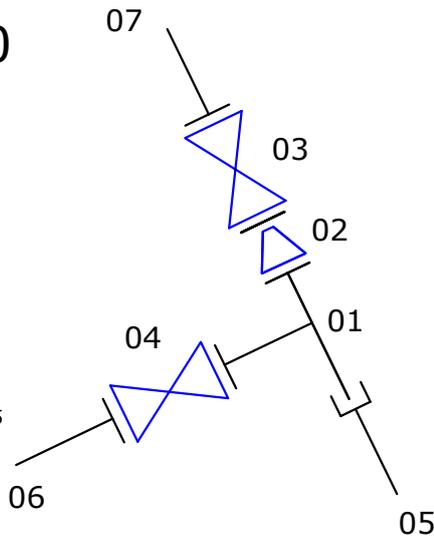
- 01-Coude à 02 emboitement DN315
- 02-Tuyau à bride DN315
- 03-Tuyau à bride DN315

Noeud N°12



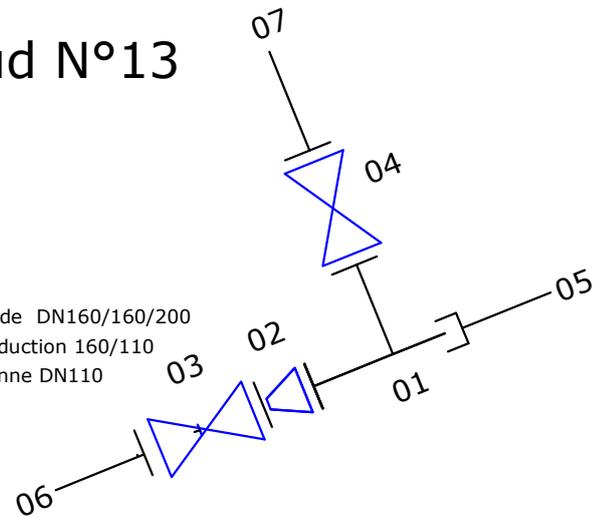
- 01-Coude à 02 Bride DN110
- 02-Robinet Vanne DN63
- 03-Tuyau à bride DN110
- 04-Tuyau à bride DN110

Noeud N°10



- 01-Té à 03 Bride DN160/160/75
- 02-Cone de réduction 160/75
- 03-Robinet Vanne DN75
- 04-Robinet Vanne DN160
- 05-Tuyau à bride DN160
- 06-Tuyau à bride DN160
- 07-Tuyau à bride DN75

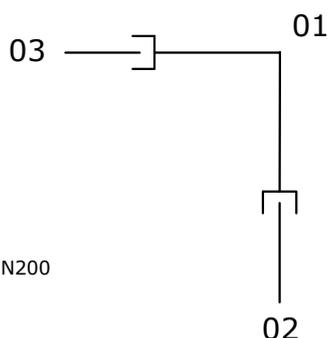
Noeud N°13



- 01-Té à 03 Bride DN160/160/200
- 02-Cone de réduction 160/110
- 03-Robinet Vanne DN110

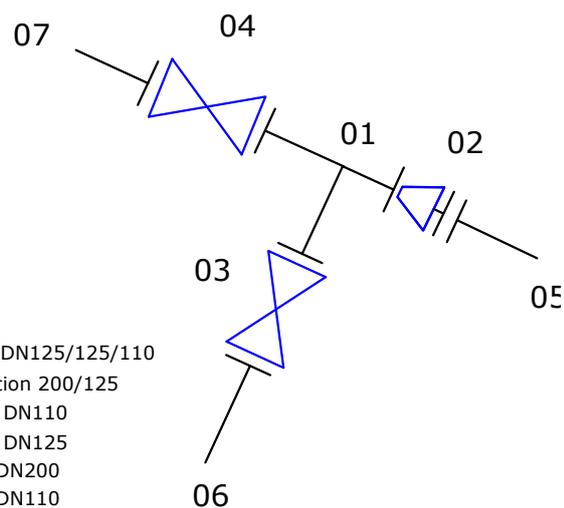
- 04-Robinet Vanne DN200
- 05-Tuyau à bride DN160
- 06-Tuyau à bride DN110
- 07-Tuyau à bride DN200

Noeud N°14



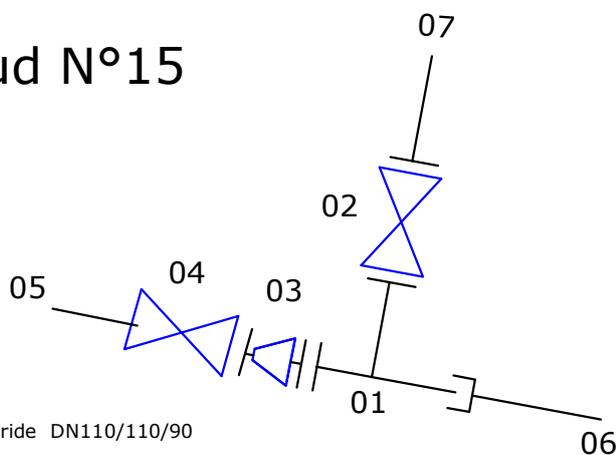
- 01-Coude à 02 emboitement DN200
- 02-Tuyau à bride DN200
- 03-Tuyau à bride DN200

Noeud N°17



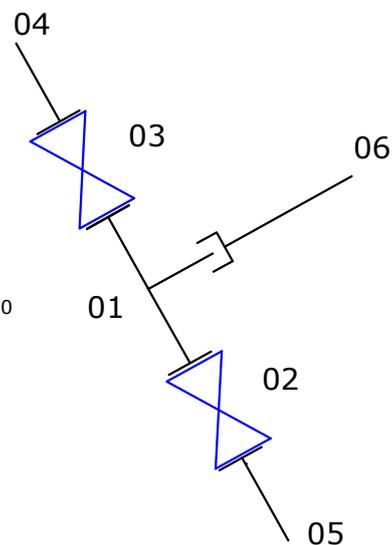
- 01-Té à 03 Bride DN125/125/110
- 02-Cone de réduction 200/125
- 03-Robinet Vanne DN110
- 04-Robinet Vanne DN125
- 05-Tuyau à bride DN200
- 06-Tuyau à bride DN110
- 07-Tuyau à bride DN125

Noeud N°15



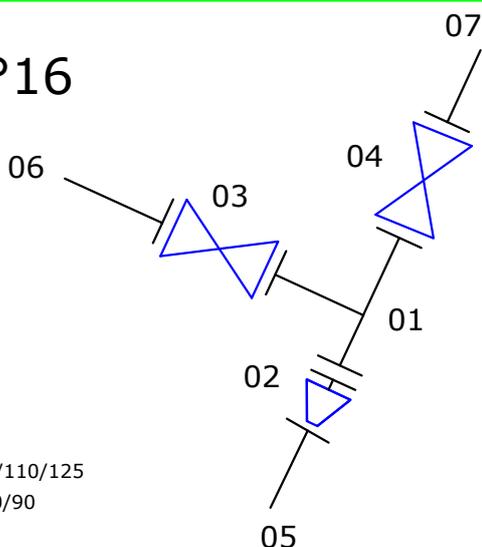
- 01-Té à 03 Bride DN110/110/90
- 02-Robinet Vanne DN90
- 03-Cone de réduction 110/63
- 04-Robinet Vanne DN63
- 05-Tuyau à bride DN63
- 06-Tuyau à bride DN110
- 07-Tuyau à bride DN90

Noeud N°18



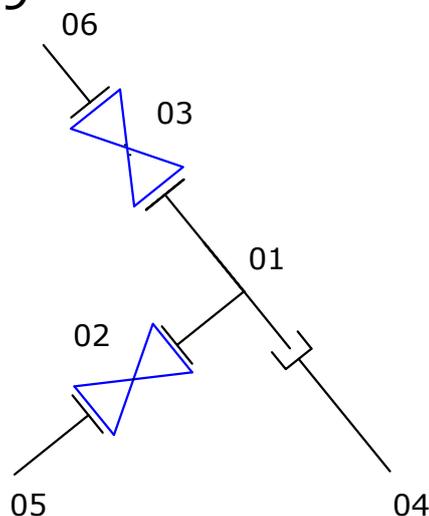
- 01-Té à 03 Bride DN63/63/90
- 02-Robinet Vanne DN63
- 03-Robinet Vanne DN63
- 04-05-Tuyau à bride DN63
- 06-Tuyau à bride DN90

Noeud N°16



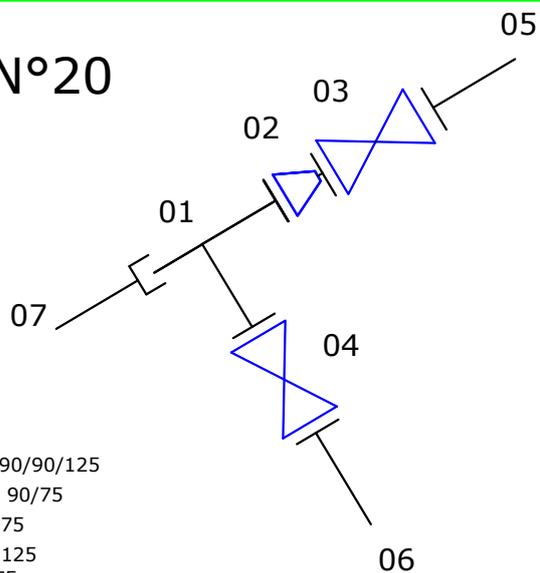
- 01-Té à 03 Bride DN110/110/125
- 02-Cone de réduction 110/90
- 03-Robinet Vanne DN125
- 04-Robinet Vanne DN110
- 05-Tuyau à bride DN90
- 06-Tuyau à bride DN125
- 07-Tuyau à bride DN110

Noeud N°19



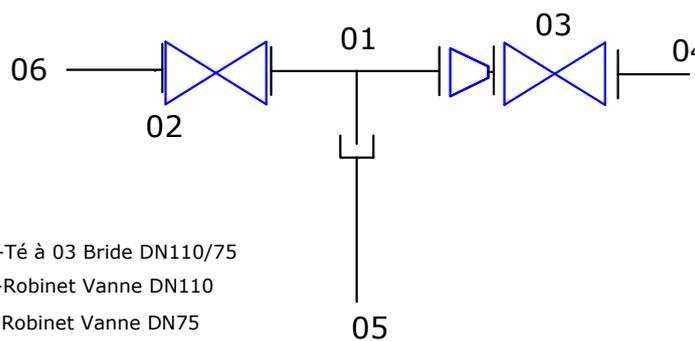
- 01-Té à 03 Bride DN90/90/90
- 02-Robinet Vanne DN90
- 03-Robinet Vanne DN90
- 04-Tuyau à bride DN90
- 05-Tuyau à bride DN90
- 06-Tuyau à bride DN90

Noeud N°20



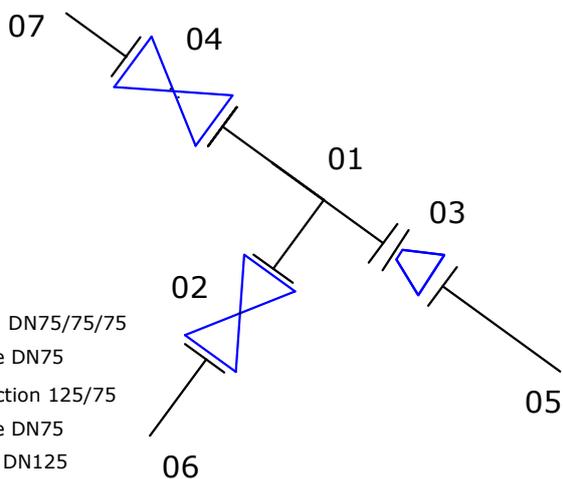
- 01-Té à 03 Bride DN90/90/125
- 02-Cone de réduction 90/75
- 03-Robinet Vanne DN75
- 04-Robinet Vanne DN125
- 05-Tuyau à bride DN75
- 06-Tuyau à bride DN125
- 07-Tuyau à bride DN90

Noeud N°23



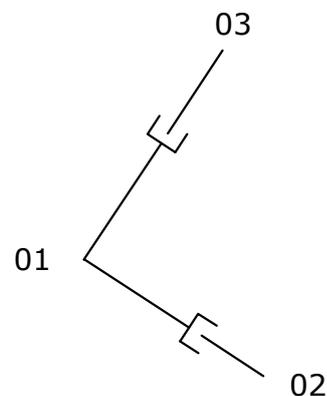
- 01-Té à 03 Bride DN110/75
- 02-Robinet Vanne DN110
- 03-Robinet Vanne DN75
- 04-05-Tuyau à bride DN75
- 06-Tuyau à bride DN110
- 07-Cone de réduction DN110/75

Noeud N°21



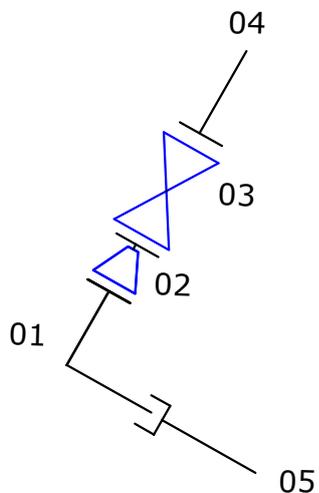
- 01-Té à 03 Bride DN75/75/75
- 02-Robinet Vanne DN75
- 03-Cone de réduction 125/75
- 04-Robinet Vanne DN75
- 05-Tuyau à bride DN125
- 06-Tuyau à bride DN75
- 07-Tuyau à bride DN75

Noeud N°24



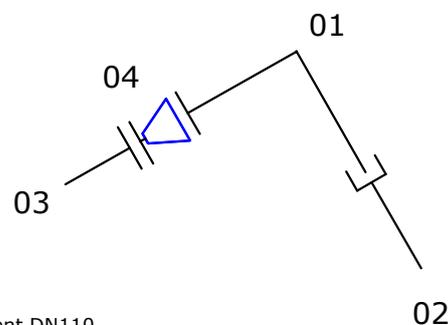
- 01-Coude à 02 emboitement DN63
- 02-Tuyau à bride DN63
- 03-Tuyau à bride DN63

Noeud N22



- 01-Coude à 02 Bride DN90
- 02-Cone de réduction 90/75
- 03-Robinet Vanne DN75
- 04-Tuyau à bride DN75
- 05-Tuyau à bride DN90

Noeud N°25



- 01-Coude à 02 emboitement DN110
- 02-Tuyau à bride DN110
- 03-Tuyau à bride DN63
- 04-Cone de réduction DN110/63