

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la zone d'Asserdoune commune El Milia (w. Jijel).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-19

APA Citation (APA توثيق):

Meherhera, Sifeddine (2019). Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la zone d'Asserdoune commune El Milia (w. Jijel)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله حرباوي"

ⴰⵎⵓⵔⵏ ⴰⵎⵓⵔⵏ ⴰⵎⵓⵔⵏ ⴰⵎⵓⵔⵏ ⴰⵎⵓⵔⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la zone d'ASSERDOUNE commune EL Milia (W. JIJEL)

Présenté par :

MEHERHERA Sifeddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
<i>KAHLERRAS Djillali</i>	MCB	Président
HEBBOUCHE Abdelhamid	MCB	Examinateur
KADI Latifa	MAA	Examinatrice
DERNOUNI Youcef	MAA	Examinateur
HACHEMI Abdelkader	MCB	Promoteur

Session Septembre 2019



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Noura et Ibrahim, qui
m'ont soutenue durant toutes ces années de
formation.*

*A ma chère Tata Brigitte et son fils Yassine et sa fille
Salma*

*A mes chères sœurs, Malika, Lamia, Amina, Hadjer,
Sarrah, Amira.*

A toute la famille Meherhera.

*A tous mes amis spécialement Anis et Salah K, Qays, Abd
Elhak, Farouq, Raouf, Raouf B et bien sûr yasser, Ayoub, Raouf,
Mohammed, Fouzi, Alawa, cousin frère Djiad, Bilel, Salah, Amir
et toute ma famille de l'E.N.S.H.*

Et a toute la promotion 2018/2019 de l'hydraulique

*A toutes mes adorables que j'ai connu pendant toute
ma vie ...*

Sifeddine

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

J'adresser mes remerciements, et à exprimer mes reconnaissances à mon promoteur Mr Hachemi aussi bien pour

Tous nos enseignants de l'E.N.S.H qui nous ont bien enseigné durant les trois années d'études pour devenir des futurs ingénieurs.

Nous n'oublions pas le personnel administratif de l'ENSH et de la bibliothèque, et des périodiques pour leur collaboration et leur aide.

Sifeddine

ملخص

دراستنا تتمثل في تزويد منطقة أسردون بماء الشرب عن طريق إنجاز مشروع مناسب للسكان المتواجدين حاليا و مستقبلا وهذا لتلبية حاجياتهم على المدى البعيد نظرا للمشروع التنموي لبناء مدينة جديدة في هذه المنطقة . المنطقة تحتوي على خزان توزيع ذو حجم 3000 م³ بدون تواجد أنابيب توزيع قديمة و الذي يتم ملؤه عن طريق خزان الإلتصاق ذو حجم 35000 م³ وهذا الأخير يزود عن طريق سد بوسياية لمدينة الميلية.

Résumé

Notre étude consiste à alimenter la zone D'ASSERDOUNE en eau potable en lui installant un système conforme aux habitats existants et ceux du futur pour assurer une distribution à long terme vue le projet de réalisation d'une nouvelle ville qui touche la zone. Celle la contient un réservoir de distribution de 3000 m³ sans réseau existant qui est alimenté par un réservoir d'adduction de 35000 m³. Ce dernier est alimenté par le barrage de Boussiaba D'EL MILIA.

Abstract

This study consists in supplying ASSERDOUNE area with drinking water through installing a system in accordance with the existing as well as future habitats in order to ensure a long-term distribution regarding the planned construction of a new city that will be located in this area. The area contains a 3000 m³ distribution tank without an existing drinking water supply system supplied by a 35000-m³ supply tank, fed by the Boussiaba dam of EL MILIA.

Table of Contents

Liste des figures	11
Liste des tableaux	12
I. Présentation de la zone d'étude	16
I.1 Introduction :	16
I.2 Situation géographique :	16
I.3 Les données naturelles du site :	17
I.3.1 Situation topographique :	17
I.3.2 Situation géologique :	17
I.3.3 Hydrogéologie :	18
I.3.4 Situation climatologique :	18
I.3.5 Situation démographique :	20
I.3.6 Situation hydraulique :	21
I.4 Conclusion :	21
II. BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION	23
II.1 Introduction :	23
II.2 Evaluation de la population :	23
II.3 Catégories des besoins :	24
II.4 Estimation des besoins :	24
II.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :	24
II.4.2 Détermination de la consommation moyenne journalière :	25
II.5 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :	25
II.5.1 Agglomération :	25
II.5.1.1 Besoins domestiques :	25
II.5.1.2 Besoins sanitaires :	25
II.5.1.3 Besoins scolaires :	26
II.5.1.4 Besoin commerciaux :	27
II.5.1.5 Besoins socioculturels et sportifs :	27
II.5.1.6 Besoins publics :	28
II.5.2 Besoins d'arrosage :	29
II.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :	29

II.7	Comparaison entre les ressources et les besoins :	30
II.8	Conclusion :	30
III.	CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION	33
III.1	Etude des variations des débits :	33
III.2	Calcul des consommations journalières maximales :	33
III.3	Coefficient d'irrégularité journalière minimale :	34
III.4	Coefficient d'irrégularité horaire :	34
III.5	Calcul de la consommation horaire :	35
III.6	Conclusion :	39
IV.	RESEAU DE DISTRIBUTION	41
IV.1	Introduction :	41
IV.2	Définition et aspect descriptif :	41
IV.2.1	Les conduites :	41
IV.2.2	Les nœuds :	41
IV.3	Topologie du réseau :	42
IV.3.1	Les réseaux ramifiés :	42
IV.3.2	Les réseaux maillés :	42
IV.3.3	Réseau étagé :	42
IV.4	Conception du réseau :	43
IV.4.1	Principe du tracé du réseau :	43
IV.4.2	Choix du type de matériau :	43
IV.4.2.1	Les conduites métalliques :	44
IV.4.2.2	Les conduites en plastiques (thermoplastiques) :	45
IV.5	Calcul hydraulique du réseau :	48
IV.5.1	Détermination des débits du réseau :	48
IV.5.1.1	Débit en route :	48
IV.5.1.2	Débit spécifique :	49
IV.5.1.3	Les débits aux nœuds (nodaux) :	49
IV.5.1.4	Répartition arbitraire des débits :	53
IV.5.2	Calcul des paramètres hydrauliques :	53
IV.5.2.1	Cas de pointe :	53
IV.5.2.2	Cas de pointe plus incendie :	55
IV.5.3	Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :	57

IV.5.3.1	Cas de pointe :	57
IV.5.3.2	Cas de pointe plus incendie :	58
IV.5.4	Interprétation des résultats :	61
IV.5.4.1	Cas de pointe :	61
IV.5.4.2	Cas de pointe plus incendie :	61
IV.6	. Vérification de la vitesse dans le réseau :	62
IV.7	Conclusion :	62
V.	RESERVOIRS	64
V.1	Rôle et fonctions des réservoirs :	64
V.1.1	Introduction :	64
V.1.2	Fonctions techniques des réservoirs existants :	64
V.1.3	Fonctions économiques :	65
V.2	Emplacement des réservoirs :	65
V.3	Calcul de la capacité total du réservoir nécessaire pour la ville D'ASSERDOUNE :	65
V.4	Matérialisation de la réserve d'incendie :	68
V.5	Entretien des réservoirs :	68
V.6	Applications et sécurité :	69
V.7	Conclusion :	69
VI.	Accessoires du réseau de distribution	71
VI.1	Introduction :	71
VI.2	Rôle des accessoires :	71
VI.3	Organes accessoires utilisés dans le réseau :	71
VI.3.1	Robinets vannes :	71
VI.3.1.1	Vanne à coin (à opercule) :	72
VI.3.1.2	Vannes papillons :	72
VI.3.1.3	Vannes de décharge :	73
VI.3.1.4	Robinets de branchement :	73
VI.3.2	Ventouses :	73
VI.3.3	Poteaux d'incendie :	74
VI.3.4	Les raccordements :	75
VI.3.4.1	Soudure bout à bout :	75
VI.3.4.2	Les raccords électro- soudables :	76

VI.3.4.3	Les raccords mécaniques :.....	77
VI.3.5	Organes de mesure :.....	79
VI.3.5.1	Mesure de débit :.....	79
VI.3.5.2	Mesure de pression :.....	79
VI.4	Conclusion :.....	80
VII.	POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE	
CHANTIER	82
VII.1	Introduction :.....	82
VII.2	Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :	82
VII.2.1	Pose de canalisation en terre :.....	82
VII.2.2	Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :.....	83
VII.2.3	Pose des conduites en traversées des routes :	83
VII.3	Utilisation des Butées et verrouillage :.....	84
VII.3.1	L'utilisation de massifs de butées en béton :.....	84
VII.3.2	Verrouillage :.....	84
VII.4	Les différents travaux de mises en place des canalisations :	86
VII.4.1	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :.....	86
VII.4.1.1	Matérialisation :	86
VII.4.1.2	Nivellement :.....	86
VII.4.2	Excavation des tranchées :.....	86
VII.4.2.1	Enlèvement de la couche végétale :	86
VII.4.2.2	Réalisation des fouilles :.....	86
VII.4.3	Pose des conduites :	89
VII.4.4	Epreuve de joints et de la canalisation :	90
VII.4.5	Remblayage des tranchées :.....	90
VII.4.5.1	Le remblai d'enrobage :.....	91
VII.4.5.2	Le remblai supérieur :.....	91
VII.4.6	Nivellement et compactage :	92
VII.4.7	Désinfection du réseau :	92
VII.5	Définitions des engins de terrassement utilisés :.....	93
VII.5.1	Pelle hydraulique :	93
VII.5.2	Doseur :	94
VII.6	Conclusion :.....	95

VIII.	Protection et sécurité du travail	97
VIII.1	Introduction.....	97
VIII.2	Les causes des accidents	98
VIII.3	Les actions et conditions dangereuses	98
VIII.4	Organisation de la prévention des accidents du travail.....	99
VIII.5	Conclusion.....	100
IX.	GESTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION	102
IX.1	Introduction :	102
IX.2	Défaillances :	102
IX.2.1	Les différents types de défaillances :	102
IX.2.1.1	Les pertes :	102
IX.2.1.2	Les casses (ruptures) :	103
IX.2.1.3	Dégradation de la qualité de l'eau :	104
IX.3	Diagnostic :	105
IX.3.1	Phase enquête et recueil de données :	105
IX.3.2	Phase analyse de données :	105
IX.3.3	Analyse et détermination des paramètres du diagnostic :	105
IX.3.4	Estimation des coûts.....	105
IX.4	L'entretien :	106
IX.4.1	Les type d'entretien :	106
IX.4.1.1	Entretien préventif systématique :	106
IX.4.1.2	Entretien exceptionnel :	106
IX.4.2	Entretien du réseau de distribution :	106
IX.4.2.1	Recherche et réparation des fuites :	106
IX.4.2.2	Le comptage :	108
IX.4.3	Entretien du réservoir :	108
IX.4.3.1	Un contrôle hebdomadaire :	108
IX.4.3.2	Contrôle semestriel :	109
IX.4.3.3	Vidange et Nettoyage au moins une fois par an :	109
IX.4.4	Dispositions et moyens d'intervention :	109
IX.4.4.1	Moyens humains :	109
IX.4.4.2	Moyens matériels :	110
IX.5	Conclusion :	110

Conclusion générale :	112
BIBLIOGRAPHIE	114
ANNEXES:.....	116

Liste des figures

Figure I-1 situation géographique de la zone	16
Figure III-1: Graphique de la consommation totale.....	38
Figure III-2: Courbe intégrale.....	39
Figure IV-1: schéma du réseau.	60
Figure IV-2: Vitesse et pression pour le cas de pointe.....	61
Figure V-1: Schéma explicatif d'un réservoir.....	64
Figure VI-1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).....	72
Figure VI-2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)	73
Figure VI-3: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).....	74
Figure VI-4: Bout à bout « boteuse ».....	75
Figure VI-5: Raccordement par accessoires électro-soudables.	76
Figure VI-6: Assemblages par électro soudage.	77
Figure VI-7: Les coudes.....	78
Figure VI-8: Les tés.	78
Figure VI-9: Manomètre (d'après document BAMO).	80
Figure VII-1: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.	83
Figure VII-2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine. [6].....	84
Figure VII-3: Les butées. [8].....	85
Figure VII-4: Verrouillage. [7].....	85
Figure VII-5: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.	88
Figure VII-6: Lit de pose. [7]	89
Figure VII-7: Appui des conduites [7].	89
Figure VII-8: Remblayage des tranchées. [9].....	91
Figure VII-9: Pelle hydraulique.....	94
Figure VII-10: Bulldozer.....	94
Figure VII-11: Chargeur.....	95

Liste des tableaux

<i>Tableau I-1: Valeurs Moyennes Mensuelles de Température</i>	19
<i>Tableau I-2: Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)</i>	19
<i>Tableau I-3 :Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative</i>	20
<i>Tableau I-4 : Population pour différents horizons</i>	20
<i>Tableau II-1: Evaluation de la population</i>	24
<i>Tableau II-2: Normes unitaires de la consommation</i>	25
<i>Tableau II-3 : Détermination des besoins domestique.</i>	25
<i>Tableau II-4 : Détermination des besoins sanitaire</i>	26
<i>Tableau II-5: Détermination des besoins scolaires.</i>	26
<i>Tableau II-6: Détermination des besoins commerciaux.</i>	27
<i>Tableau II-7: Calcul des besoins socioculturels et sportifs</i>	27
<i>Tableau II-8: Détermination des besoins publics.</i>	28
<i>Tableau II-9: Détermination des besoins d'arrosage.</i>	29
<i>Tableau II-10: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.</i>	30
<i>Tableau II-11: Caractéristiques des réservoirs</i>	30
<i>Tableau III-1: Calcul des consommations maximales journalières.</i>	33
<i>Tableau III-2: Les valeurs de β en fonction de la population.</i>	35
<i>Tableau III-3: Détermination du débit maximum journalière.</i>	36
<i>Tableau IV-1: Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).</i>	49
<i>Tableau IV-2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)</i>	50
<i>Tableau IV-3 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe).</i> 54	
<i>Tableau IV-4: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.</i>	55
<i>Tableau IV-5 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe)</i>	57
<i>Tableau IV-6 Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie).</i>	58
<i>Tableau V-1 : Détermination de la capacité de réservoir.</i>	66
<i>Tableau VII-1: Produits de désinfection (Doses et temps de contact).</i>	92

Liste des planches :

- 1-Le plan de masse
- 2-Réseau de distribution
- 3-Plan de réservoir de tête 3000m³
- 4-Profil en long
- 5-Les accessoires dans un réseau d'alimentation en eau potable

Liste des abréviations :

POS=plan d'occupation du sol.

A.S= agglomération secondaire ;

PDAU=planification d'aménagement et urbanisme.

Introduction générale :

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier ; cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

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

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

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous essayons d'abord d'examiner les considérations énumérées ci-dessus, ensuite nous focaliserons notre étude sur la conception d'un réseau de distribution d'eau potable de la zone D'ASSERDOUNE de la Wilaya de JIJEL qui ne contient pas de réseau existant, c'est pour cela qu'on va faire cette études vu l'existence de quelques habitants au niveau de la zone et aussi le projet de réalisation d'une nouvelle ville qui touche la zone en ce moment.

L'évaluation des différents besoins en eau potable de la région indique qu'à long terme le débit demandé sera important et pour répondre aux besoins de l'agglomération on doit installer un système conforme pour répondre à ces besoins.

C'est pour cette raison qu'on va faire cette étude pas juste dans le but d'alimenter les habitants existant mais aussi de satisfaire une demande qui sera très élevées dans le futur proche.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant tout projet d'aep une présentation de la zone d'étude est nécessaire, pour pouvoir comprendre ainsi ses différentes caractéristiques telles que la topographie, la géologie et la géographie du terrain qu'on aura à faire face et les caractéristiques climatologiques qui dominent dans la région d'étude. Et ce présent chapitre résume ces différentes données.

I.2 Situation géographique :

Le POS n°02 + 03 + 04 Asserdoune objet de cette étude, est situé sur les hauteurs Sud-ouest de l'agglomération secondaire Asserdoune qui se situe au Nord-Ouest de la ville d'El Milia à 4 km environ, Il fait partie de la commune d'El Milia wilaya de Jijel

Traversée par le chemin de wilaya CW132 B reliant donc l'A.S de Tanefdour et le P.O.S en étude avec MECHAT et Oued Z'hor.

Il est délimité conformément aux dispositions du PDAU de l'agglomération secondaire d'Asserdoune.



Figure I-1 situation géographique de la zone

I.3 Les données naturelles du site :

I.3.1 Situation topographique :

Le site est caractérisé par une morphologie irrégulière en forme d'un petit monticule, sa charnière allongée nord sud avec des versants caractérisés par des pentes moyennes à accentuée.

Ces différentes pentes qui caractérisent le site sont les suivants avec les pourcentages qui présentent par rapport à la surface globale du secteur étudié :

Zone 1 : pente < 8% = 14.16 hectares soit 8.67 %.

Zone 2 : 8 % < pente < 15 % = 18.29 hectares soit 11.20 %.

Zone 3 : 15 % < pente < 20 % = 55.72 hectares soit 34.12 %.

Zone 4 : 20 % < pente < 35 % = 40.32 hectares soit 24.68%.

Zone 5 : pente > 35 % = 34.83 hectares soit 21.32%.

On signale que le site est une région forestière caractérisée par des forêts de chêne-liège surtout dans les parties sud environ 34 ha et dans la partie nord.

I.3.2 Situation géologique :

La géologie régionale de la commune de Milia est constituée par des dépôts anciens du socle (Précambrien) : complexe métamorphique, roches cristallines, représentés par des schistes, micaschistes, phyllades, et quartzites avec des intrusions Miocènes, l'ensemble est recouvert par des roches sédimentaires (argiles, marnes, calcaires marneux parfois gréseux, conglomérats...). Le tout est surmonté par des dépôts Quaternaire, (sables, limons, blocs, cailloux...).

Le site en question affleure sur des bancs de grés alternés avec des argiles gréseuses. La partie centrale couverte par des argiles avec de gros blocs de grés avec des fentes de dessiccation.

L'est du site repose sur des schistes granulitiques avec de dragées de quartz.

I.3.3 Hydrogéologie :

La région de Jijel est classée parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Le site en question est raviné par plusieurs cours d'eau nord-ouest- sud-ouest, à écoulement saisonnier et est caractérisé par de nombreux puits.

I.3.4 Situation climatologique :

L'étude climatologique est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

a. Climat :

Le climat de la région d'El Milia est celui de toute la région du littoral algérien, caractérisé par un climat tempéré, soumis aux influences maritimes l'adoucissant et à effet de montagnes constituant un obstacle aux courants provenant du nord.

b. Température :

- L'étude de la température est primordiale pour le choix judicieux des matériaux et l'organisation spatiale l'implantation et la forme de l'enveloppe des constructions.

- Selon les données de la station d'El Milia, la saison chaude s'étend de Mai à Octobre, mais pendant lesquels les températures moyennes mensuelles sont supérieures à la moyenne annuelle, alors que la saison froide correspond aux mois de novembre- avril.
- Le maximum de température est atteint en Août autour de 30°C. et le minimum se situe en janvier autour de 5°C.
- **La température moyenne annuelle est de 18°C- 35°C.**
- L'amplitude thermique définie par la différence des températures moyennes du mois le plus chaud et du mois le plus froid est de 16-40°C.
- L'amplitude thermique annuelle des extrêmes est de 24,1°C.

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2004-2014) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-1: Valeurs Moyennes Mensuelles de Température

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T °c	23.67	19.65	16.06	12.10	11.56	11.23	12.71	15.94	18.53	23.45	27.72	29.52

Source (ANRH Jijel)

c. Pluviométrie :

- La région de Jijel est considérée comme la région la plus pluvieuse en Algérie, de par importance des précipitations qu'elle reçoit.

- La pluviométrie est très importante dans cette région elle atteint 1200mm/an.

- La période la plus pluvieuse est concernée par les mois de novembre à février.

- La zone d'El Milia est caractérisée par de fortes pluies automne- hiver et une augmentation rapide des précipitations de fin de septembre jusqu'à décembre- janvier puis une décroissance régulière jusqu'au minimum estival.

La période de retour est de 10 ans.

Les pluies moyennes mensuelles sont représentées par le tableau suivant :

Tableau I-2: Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
P m(mm)	46.52	53.80	92.50	123.4	118.55	99.91	72.10	76.3	43.42	10.80	8.8	15.4

Source (ANRH Alger)

A partir du tableau précédent on déduit que :

-Le mois le plus pluvieux est celui de Janvier avec une précipitation moyenne de 118.55mm.

-Les mois sec sont celui de Juin, juillet et aout avec une précipitation moyenne de 10.8 ,8.8 et 15.4 mm.

-La période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 80.73 mm.

d. Humidité :

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 87%. La période de retour est de 10 ans.

Tableau I-3 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Humidité	85	82	84	84	89	88	90	83	86	91	94	92

Source (ANRH Jijel)

I.3.5 Situation démographique :

Dans toutes les études d'aep et de la planification, et afin de déterminer les perspectives à court, moyen, voir à long terme, on fixe un taux d'accroissement pour la région d'étude.

Pour celle-ci, d'après le RGPH 2008, le taux d'accroissement de la ville d'EL Millia est estimé à 1.6%.

Pour l'estimation du nombre d'habitants pour différents horizons, on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnés par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1+\tau)^n \dots\dots\dots \mathbf{I.1}$$

P_n : population projetée à l'horizon donné ;

P₀ : Population à l'année de référence ;

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

τ: taux d'accroissement (**τ = 1.6%**).

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau I-4 : Population pour différents horizons

Année	τ	2019	2049
Population	1.6	22460	36159

I.3.6 Situation hydraulique :

Le poste en étude n'est pas couvert par le réseau d'AEP ni par le réseau d'assainissement.

I.4 Conclusion :

Ce chapitre concernant les données nécessaires pour notre projet, nous a permis d'avoir une situation plus claire pour proposer une variante adéquate du système d'AEP afin d'alimenter notre agglomération. Ces données nous permettent ainsi de calculer tous les débits importants pour le dimensionnement de tous les ouvrages facilitant le fonctionnement de notre système projeté.

Chapitre II : Besoin en eau de l'agglomération

II. BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II.1 Introduction :

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

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

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

Dans ce chapitre on va se baser sur le calcul des différents besoins de l'agglomération à l'aide des données collectées en faisant un calcul à long terme sur un horizon de 30 ans à partir du 2019.

II.2 Evaluation de la population :

la population de la zone d'Asserdoune a été estimée à **68** habitants pour les anciens habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2049.

Mais en tenant compte du projet actuel qui est en cours de réalisation qui contient un total de 3732 logements on a calculé le nombre d'habitants en 2019 en mettant 6 personnes par logement et on a trouvé une somme de 22460 personnes sous le calcul suivant :

$$P_{2019} = 3732 * 6 + 68 = 22460$$

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future pour application de la relation **II.1** :

Dans notre cas : $P_0 = 22460$ hab.

$$\tau = 1.6\%$$

$$n = 30 \text{ ans } [2019 \div 2049]$$

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II-1: Evaluation de la population

Années	Evaluation de la population [Ha]
2019	22460
2049	36159

Remarque :le projet consiste à la réalisation d'une nouvelle ville et le projet sera délivré à la fin de l'année 2019 mais on tire l'attention que la plupart des équipements calculé ci-après seront réalisés dans le futur.

II.3 Catégories des besoins :

Le niveau de vie et le confort que tend à connaître la zone d'Asserdoune, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages.

II.4 Estimation des besoins :

II.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :

La consommation d'eau d'une agglomération est une quantité souvent évaluée en litre par jour et par habitant, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. selon le cas qu'on a.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation [10] c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Cette norme est fixée à 200 l/hab.j et répartie comme suit :

Tableau II-2: Normes unitaires de la consommation

Destination	Norme unitaire [l/j/hab]
Boisson	3 à 5
Cuisine	4 à 5
Lavabo	8 à 12
Douche	15 à 20
Blanchissage sur place	15 à 20
Baignoire	80 à 150
Ménage	3 à 8
Arrosage privé	30 à 40

II.4.2 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année :

$$q_{moy.j} = \frac{N_i q_i}{1000} \dots\dots\dots \text{II-3}$$

$q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière [m³/j]

N_i : Nombre de consommation dans chaque groupe [hab]

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation [l/hab.j]

i : Nombre de groupes ($i = 1,2,3,\dots\dots\dots,n$)

II.5 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :

II.5.1 Agglomération :

II.5.1.1 Besoins domestiques :

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques

Tableau II-4 : Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2019	22460	200	4492
2049	36159	200	7231,8

II.5.1.2 Besoins sanitaires :

Le tableau suivant détermine les besoins en eau sanitaires.

Tableau II-5 : Détermination des besoins sanitaire.

Nature de l'établissement	Surface [m ²]	Unité	nombre	Dotation [l/j]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Hôpital psychiatrique	35 163	lit	240	300	36
Hôpital	34 536		600	300	90
Polyclinique	7790		100	20	2
Total					254

II.5.1.3 Besoins scolaires :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau II-6: Détermination des besoins scolaires.

Nature de l'établissement	Sup (m ²)	unité	nombre	dotation(l/j)	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Pole universitaire	162 446	élève	15000	15	225
Lycée 1	13308		850	15	12,75
Lycée 2	13 279		800	15	12
CEM 1	10 753		780	15	11,7
CEM 2	7342		530	15	7,95
CEM 3	6625		500	15	7,5
Ecole primaire 1	3958		280	15	4,2
Ecole primaire 2	3816		200	15	3
Ecole primaire 3	9571		315	15	4,725
Ecole primaire 4	5737		450	15	6,75
Ecole primaire 5	6249		500	15	7,5

Suite Tableau II-5					
Nature de l'établissement	Sup (m²)	unité	nombre	dotation(l/j)	Consommation moyenne journalière [m³/j]
Ecole sourds-muets	5970		50	15	0,75
Total					303,825

II.5.1.4 Besoin commerciaux :

Tableau II-7: Détermination des besoins commerciaux.

Equipement	Sup (m²)	Unité	Nombre	Dotation(l/j/m²)	Q(m³/j)
Marché couvert 1	8126	Client	/	5	40,63
Marché couvert 2	3793		/	5	18,965
Total					59,595

II.5.1.5 Besoins socioculturels et sportifs :

Tableau II-8: Calcul des besoins socioculturels et sportifs.

Désignation	Sup (m²)	Unité	Nombre	Dotation(l/j)	Q(m³/j)
Mosquée 1	7955	Fidèle	555	10	5,55
Mosquée 2	7247		500	10	5
Mosquée 3	16 163		1500	10	15
Bibliothèque	5349	Visiteur	50	15	0,75

Suite Tableau II-7					
Désignation	Sup (m ²)	Unité	Nombre	Dotation(l/j)	Q(m ³ /j)
Maison de jeune	4821	Personne	50	10	0,5
Musée	7902	Visiteur	100	20	2
Centre culturel	9541	Personne	100	10	1
Centre commercial	6744		200	10	2
Complexe sportif	20 250	Personne	250	25	6,25
Total					38,05

II.5.1.6 Besoins publics :

Le tableau suivant nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau II-9: Détermination des besoins publics.

Nature de l'établissement	Sup (m ²)	Unité	Nombre	Dotation(l/j)	Q(m ³ /j)
Unité de protection civile	7050	Fonctionnaire	50	15	0,75
PTT	5863		32	15	0,48
APC	5302		40	15	0,6
Antenne APC	0.4474		42	15	0,63
Sureté	4936		30	15	0,45
Agence postale	5863		Employé	30	15
Palais de justice	7462	52		20	1,04
banque1	8500	Fonctionnaire	50	15	0,75
banque2	8500		50	15	0,75

Suite Tableau II-8					
Nature de l'établissement	Sup (m ²)	Unité	Nombre	Dotation(l/j)	Q(m ³ /j)
Placette publique 1	301.72	Personne	20	5	0,1
Placette publique 2	314.16		20	5	0,1
Placette publique 3	2127.85		50	5	0,25
Placette publique 4	314.16		20	5	0,1
Foret récréatif	17500		40	5	0,2
Parc de détente	41300		75	5	0,375
Total					13,275

II.5.2 Besoins d'arrosage :

Tableau II-10: Détermination des besoins d'arrosage.

Nature de l'établissement	Sup (m ²)	Unité	Dotation(l/j/m ²)	Q(m ³ /j)
Jardin public	32100	Personne	5	160.5
Jardin public	32100		5	160.5
Total				321

Remarque : pour les différentes dotations la source c'est la DRE de JIJEL

II.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau II-11: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	7231,8
Sanitaires	254=
Scolaires	303,825
Commerciaux	59.595
Socioculturels et sportifs	38,05
Administratifs	13,275
Arrosage	321
Total	8221,545

II.7 Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de savoir si le débit fourni par la source existante satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer les besoins et la source mobilisable, et voir si on doit chercher une autre source comme des forages par exemple.

$$Q_{\max,j}=12291,20978 \text{ m}^3/\text{j} < Q_{\text{source}}=60000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les caractéristiques du réservoir d'adduction est représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-12: Caractéristiques des réservoirs.

Ouvrage existant	Réservoir
Capacité (m ³)	35000

La source des données est DRE de JIJEL.

Comme nous avons déjà dit (dans le tableau ci-dessus), la zone dispose d'un réservoir d'adduction d'une capacité de 35000 m³.

II.8 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrées dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa

justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est urbaine.

On peut dire aussi que à partir de la capacité du réservoir et la source existante qui est le barrage qu'on a comme information on peut satisfaire les différents débits demander par chaque type d'agglomération sous un remplissage régulier du réservoir pendant la journée.

Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau

III. CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION EN EAU

III.1 Etude des variations des débits :

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 $K_{\max,j}$, et minimum $K_{\min,j}$ [1], mais avant de faire intervenir ces coefficients il faut tenir compte des pertes dans le réseau de distribution qui sont généralement estimées à 15%.

III.2 Calcul des consommations journalières maximales :

Le débit maximum journalier est :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\max,j} \dots \text{III-1}$$

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière.

Les calculs sont représentés dans le tableau (III.1)

$$K_{\max,j} = 1.1 \div 1.3$$

Tableau III-2: Calcul des consommations maximales journalières.

Nature des Consommations	Débit moyen journalier $Q_{\text{moy},j}$ [m ³ /j]	Débit moyen journalier avec pertes	Coefficient d'irrégularité [$K_{\max,j}$]	Débit maximum journalier $Q_{\max,j}$ [m ³ /j]
1- Agglomération domestique	7231,8	8316,57	1.3	10811,541
Sanitaire	254	292,1	1.3	379,73
Scolaire	303,825	349,39875	1.3	454,218375
Commerciaux	59.595	68,53425	1.3	89,094525
Socioculturels et sportifs	38,05	43,7575	1.3	56,88475
Administratifs	13,275	15,26625	1.3	19,846125
2- Arrosages	321	369,15	1.3	479,895
Total				12291,20978

III.3 Coefficient d'irrégularité journalière minimale :

C'est le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière [2], il nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération variant entre 0.7 et 0.9.

Donc on a :

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}} \dots\dots\dots \text{III-2}; Q_{\min.j} = Q_{\text{moy.j}} * K_{\min.j} = 9454,77675 * 0.9 = 8509,299 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.4 Coefficient d'irrégularité horaire :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires.

Le coefficient d'irrégularité de consommation horaire est tiré graphiquement. [6]

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \dots\dots\dots \text{III-3}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire [m^3/h]

- Le coefficient d'irrégularité horaire maximale donné par :

$$K_{\text{max.h}} = \frac{Q_{\text{max.h}}}{Q_{\text{moy.h}}} = \alpha_{\text{max}} \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots \text{III-4}$$

- Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est donné par la relation suivante :

$$K_{\text{min.h}} = \frac{Q_{\text{min.h}}}{Q_{\text{moy.h}}} = \alpha_{\text{min}} \beta_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{III-5}$$

Avec :

α : Coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement.

$$\alpha_{\text{max}} = 1.2 \div 1.4 ; \text{ on prend } \alpha_{\text{max}} = 1.3$$

$$\alpha_{\text{min}} = 0.4 \div 0.6 ; \text{ on prend } \alpha_{\text{min}} = 0.5$$

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population] ; voir tableau III.2

Tableau III-3: Les valeurs de β en fonction de la population.

N ^{bre} d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	>50000
β_{\max}	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

D'après le nombre de la population d'Asserdoune qui est égale à 36159 habitants, les valeurs de β_{\max} et β_{\min} correspondants interpolation sont :

$$\beta_{\max} = 1.174$$

$$\beta_{\min} = 0.54$$

Donc : $K_{\max.h} = 1.3 \times 1.174 = 1,5262.$

$$K_{\min.h} = 0.5 \times 0.54 = 0,27.$$

$$K_{\max.h} = 1.5262$$

III.5 Calcul de la consommation horaire :

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux à plus fort débit instantané, l'heure de pointe est l'heure pour laquelle la consommation est maximale.

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{\max.j}}{100} \quad [m^3/j] \dots\dots\dots \text{III-6}$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire $[m^3/j]$

$P\%$: pourcentage horaire.

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III-4: Détermination du débit maximum journalière.

Horaire	Q _{max} journalier		Ordonnées de La courbe intégrale
	Q _{max,j} = 12291,20978m ³ /j		
H	%	(m ³ /h)	%
0-1	1,38	184,36814663	1,5%
1--2	1,5	184,36814663	3,0%
2--3	1,5	184,36814663	4,5%
3--4	1,5	184,36814663	6,0%
4--5	2,5	307,28024438	8,5%
5--6	3,5	430,19234213	12,0%
6--7	4,5	553,10443988	16,5%
7--8	5,5	676,01653763	22,0%
8--9	6,25	768,20061094	28,3%
9--10	6,25	768,20061094	34,5%
10--11	6,25	768,20061094	40,8%
11--12	6,25	768,20061094	47,0%
12--13	5	614,56048875	52,0%
13--14	5	614,56048875	57,0%
14--15	5,5	676,01653763	62,5%
15--16	6	737,47258650	68,5%
16--17	6	737,47258650	74,5%
17--18	5,5	676,01653763	80,0%

Suite Tableau III-3			
Horaire	Q _{max} journalier Q _{max,j} = 12291,20978m ³ /j		Ordonnées de La courbe intégrale
	H	%	
18--19	5	614,56048875	85,0%
19--20	4,5	553,10443988	89,5%
20--21	4	491,64839100	93,5%
21--22	3	368,73629325	96,5%
22--23	2	245,82419550	98,5%
23--24	1,5	184,36814663	100,0%
TOTAL	100	12291,20977500	

A partir de ce tableau on trace :

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale

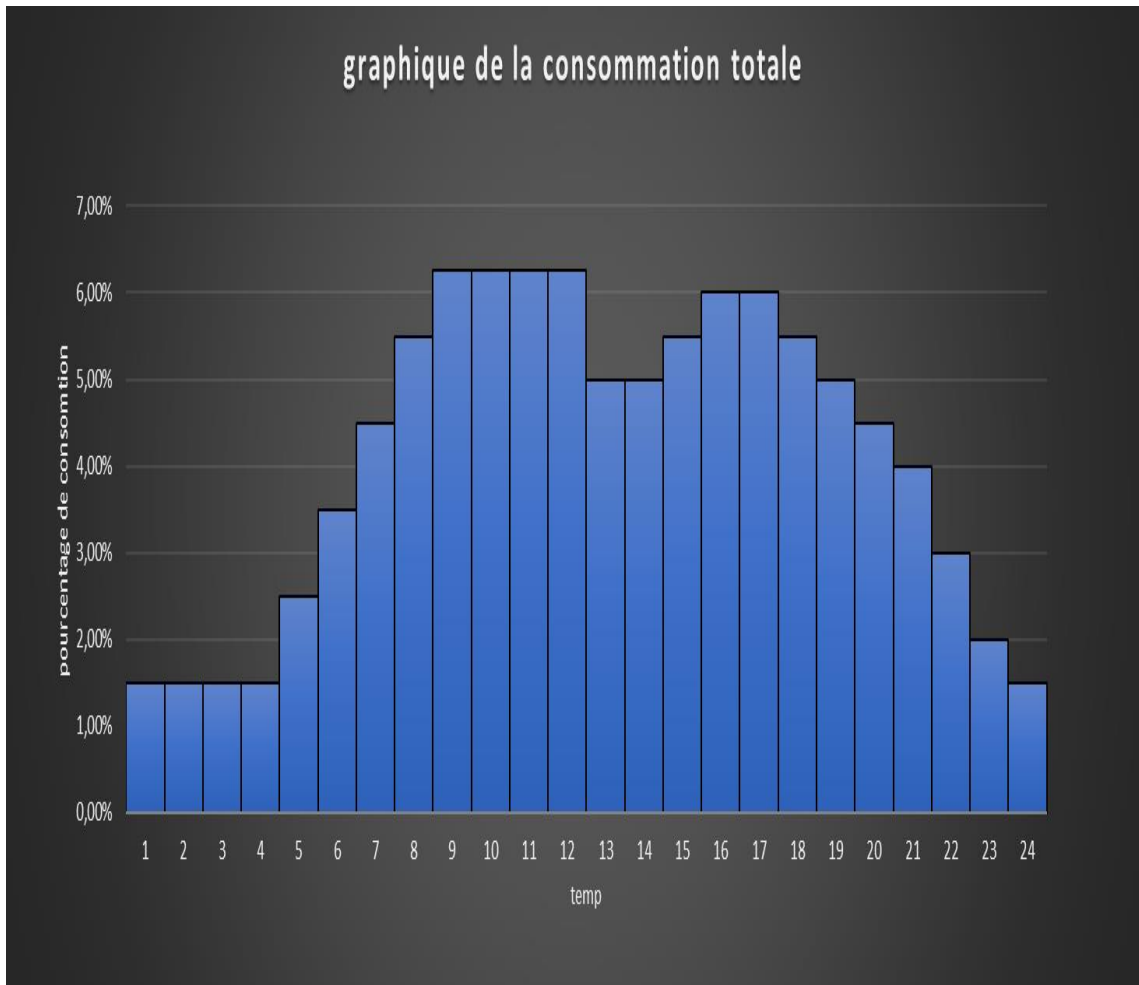


Figure III-1: Graphique de la consommation totale.

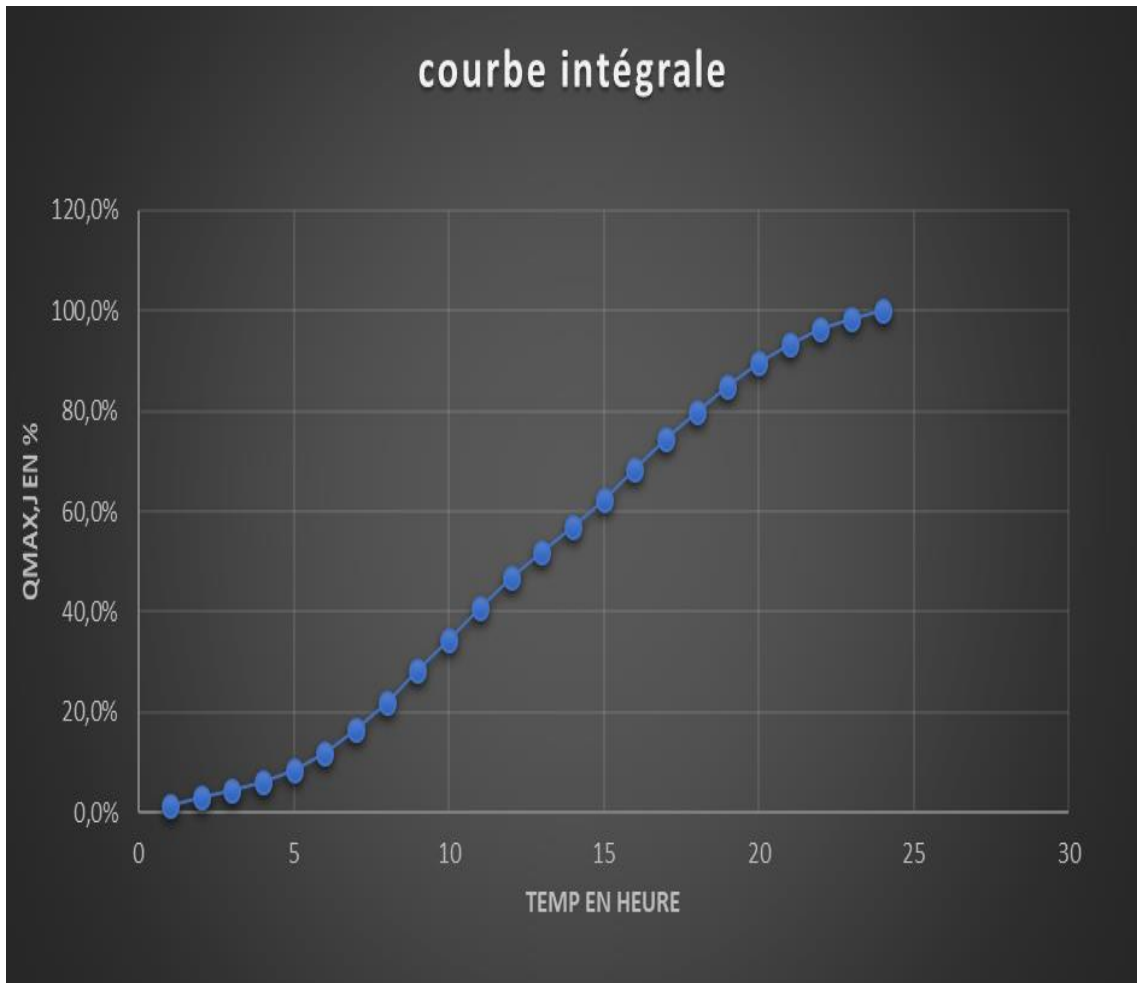


Figure III-2: Courbe intégrale.

III.6 Conclusion :

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

Chapitre IV : Réseau de distribution

IV. RESEAU DE DISTRIBUTION

IV.1 Introduction :

Comme déjà cité au paravent notre agglomération ne contient pas actuellement un réseau de distribution ce qui nécessite une réalisation entière. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement d'un nouveau réseau et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

IV.2 Définition et aspect descriptif :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchainement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier. Les réseaux de distribution sont constitués par :

IV.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.

IV.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.

IV.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 :

IV.3.1 Les réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

IV.3.2 Les réseaux maillés :

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

IV.3.3 Réseau étagé :

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on provoque de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

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 mixte.

IV.4 Conception du réseau :

IV.4.1 Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- 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).

IV.4.2 Choix du type de matériau :

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

□ Exigences techniques :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;

- Facilité d'entretien et mise en service.

□ **Exigences économiques :**

- Le prix de la fourniture et du transport ;
- la disponibilité sur le marché local.

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- À base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

IV.4.2.1 Les conduites métalliques :

a. Conduites en acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est de l'acier doux, soudable.

Ces tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages (jusqu'au diamètre 400 mm), soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre 350 mm et au-dessus), soit encore à partir de bandes enroulées en hélices et soudées sur le bord à l'arc électrique (du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm).

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :

- 4 bar pour les diamètres compris entre 40 et 150mm.
- 3 bar pour les diamètres compris entre 180 et 270mm.
- 2 bar pour les diamètres compris entre 300 et 400mm. [2].

□ Les avantages des canalisations en acier :

- Elles n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- Elles sont soudables.
- Elles présentent une bonne étanchéité.
- Elles peuvent supporter des pressions élevées.
- Elles sont disponibles sur le marché.
- Elles sont plus légères que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- Par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.

□ Les inconvénients des tuyaux en acier :

- La sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- La faible durée de vie estimée à 20 ans.

IV.4.2.2 Les conduites en plastiques (thermoplastiques) :

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromoléculaires, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions

Les conduites d'eau potable en matières thermoplastiques sont principalement réalisées :

- En chlorure de polyvinyle dur (PVC dur) ;
- En polyéthylène dur ou souple (PE dur, PE souple).

a. Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule : CH_2CHCl . Le PVC est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150°C et le produit se ramollit à 75°C ,

• Les avantages des tuyaux en PVC :

- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier fonte) ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.
- Une faible rugosité qui se maintient au long des années.
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable.
- Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.
- Pose de canalisation facile.
- Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6m.

• Les inconvénients des tuyaux en PVC :

- Le risque de rupture.
- Une pression nominale inférieure à 20 m.
- Ils sont rigides.

b. Les tuyaux en polyéthylène (PE) :

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs et donnent ainsi naissance à des mélanges solides : résines de base appelées polymères. (Figure)

On distingue:

- Polyéthylène haute densité (PEHD) : $0,945\text{g/cm}^3 < d < 0,960\text{g/cm}^3$.

Les points de fusion se situent respectivement à 115°C et 130°C

□ *Les avantages des tuyaux en polyéthylène :*

- Le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases, etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées ;
- L'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- L'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduite considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux ;
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres ;
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; Les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels ;
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité ;
- Ils sont peu onéreux ;
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.)
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;
- La longueur courante de ce type de conduites est : des tubes de 6 et 12 mètres pour les diamètres de 110 à 400 mm et des rouleaux de 50,100 et 200 mètres Du diamètre 20 à 90 mm [4].

□ *Les inconvénients des tuyaux en polyéthylène :*

Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).

NB : Suite aux inconvénients que présentent les matériaux métalliques et à base de ciment :

- L'acier :
 - Sa grande sensibilité à la corrosion ;
 - Une durée de vie moyennement de 20 ans.
- La fonte :
 - Faible résistance aux surcharges et aux mouvements des sous-sol qui provoquent le déboîtement des tuyaux.
- L'amianté ciment :
 - Effet cancérigènes.
- Le béton :
 - l'électrolyse.

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

Pour notre étude nous allons utiliser EPANET pour faire la simulation.

IV.5 Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas de pointe et de pointe plus incendie.

IV.5.1 Détermination des débits du réseau :

IV.5.1.1 Débit en route :

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots \dots \dots \text{en [l/s]} \dots \dots \dots \text{IV-1}$$

Avec :

$\sum Q_r$: débit route global.

Q_{cons} : débit de consommation.

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés.

IV.5.1.2 Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{spi} = \sum Q_r / \sum L_i \dots \text{en [l/s/m]} \dots \text{IV-2}$$

Avec : Q_{spi} = débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau IV.1 ci-après :

Tableau IV-2: Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heures de pointe	Q_{cons}		Q_{conc} (l/s)	Q_{route} (l/s)	$\sum L_i$ (m)	Q_{spi} (l/s/m)
	m^3/h	(l/s)				
		768,201	213,389	0	213,389	9300,18

IV.5.1.3 Les débits aux nœuds (nodaux) :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 Q_{ri-k} + Q_{conc} \dots \text{en [l/s]} \dots \text{IV-3}$$

Avec :

$Q_{n,i}$: débit au nœud i (l/s)

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

Q_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

a. Cas de pointe :

Tableau IV-3 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)

Nœud	conduite relier au nœud	Longueur (m)	Qspécifique (l/s/ml)	Qroute (l/s)	Qnodal (l/s)
1	c1	3,056	0,022944616	4,182803492	2,091401746
	c12	182,3			
2	c12	182,3	0,022944616	4,182803492	6,761778328
	c24	312	0,022944616	7,158720184	
	c23	95,1	0,022944616	2,182032979	
3	c23	95,1	0,022944616	2,182032979	5,6879703
	c35	400,7	0,022944616	9,193907621	
4	c422	533,7	0,022944616	12,24554155	10,3211766
	c24	312	0,022944616	7,158720184	
	c45	53,96	0,022944616	1,238091478	
5	c45	53,96	0,022944616	1,238091478	7,383118528
	c35	400,7	0,022944616	9,193907621	
	c56	188,9	0,022944616	4,334237958	
6	c68	418,7	0,022944616	9,606910709	7,317841096
	c56	188,9	0,022944616	4,334237958	
	c67	30,27	0,022944616	0,694533526	
7	c79	155,5	0,022944616	3,567887784	2,498898126
	c67	30,27	0,022944616	0,694533526	
	c710	32,05	0,022944616	0,735374942	

Suite Tableau IV.2					
Nœud	conduite relier au noued	Longueur (m)	Qspécifique (l/s/ml)	Qroute (l/s)	Qnodal (l/s)
8	c68	418,7	0,022944616	9,606910709	9,014136555
	c819	279,8	0,022944616	6,41990355	
	c818	87,23	0,022944616	2,001458851	
9	c79	155,5	0,022944616	3,567887784	11,50901937
	c911	243,7	0,022944616	5,591602913	
	c914	604	0,022944616	13,85854805	
10	c710	32,05	0,022944616	0,735374942	5,239976673
	c1018	279,5	0,022944616	6,413020165	
	c1016	145,2	0,022944616	3,331558239	
11	c911	243,7	0,022944616	5,591602913	9,731958866
	c1112	604,6	0,022944616	13,87231482	
12	c1112	604,6	0,022944616	13,87231482	10,20347072
	c1213	284,8	0,022944616	6,53462663	
13	c1213	284,8	0,022944616	6,53462663	7,601207103
	c1314	86,17	0,022944616	1,977137559	
	c1315	291,6	0,022944616	6,690650018	
14	c1314	86,17	0,022944616	1,977137559	17,22876797
	c914	604	0,022944616	13,85854805	
	c1416	811,6	0,022944616	18,62185032	
15	c1315	291,6	0,022944616	6,690650018	13,57174035
	c1517	891,4	0,022944616	20,45283068	

Suite Tableau IV.2					
Nœud	conduite relier au noued	Longueur (m)	Qspécifique (l/s/ml)	Qroute (l/s)	Qnodal (l/s)
16	c1016	145,2	0,022944616	3,331558239	13,5178205
	c1416	811,6	0,022944616	18,62185032	
	c1617	221,5	0,022944616	5,082232438	
17	c1617	221,5	0,022944616	5,082232438	15,11820747
	c1517	891,4	0,022944616	20,45283068	
	c1718	204,9	0,022944616	4,701351813	
18	c1018	279,5	0,022944616	6,413020165	6,557915415
	c1718	204,9	0,022944616	4,701351813	
	c818	87,23	0,022944616	2,001458851	
19	c819	279,8	0,022944616	6,41990355	3,333852701
	c1920	10,8	0,022944616	0,247801853	
20	c1920	10,8	0,022944616	0,247801853	12,47498771
	c2025	852,1	0,022944616	19,55110727	
	c2021	224,5	0,022944616	5,151066286	
21	c2021	224,5	0,022944616	5,151066286	8,696009454
	c2124	374,3	0,022944616	8,588169759	
	c2122	159,2	0,022944616	3,652782863	
22	c422	533,7	0,022944616	12,24554155	10,70366335
	c2122	159,2	0,022944616	3,652782863	
	c2223	240,1	0,022944616	5,509002295	
23	c2223	240,1	0,022944616	5,509002295	2,754501148

Suite Tableau IV.2					
Nœud	conduite reliaison au nœud	Longueur (m)	Qspécifique (l/s/ml)	Qroute (l/s)	Qnodal (l/s)
24	c2124	374,3	0,022944616	8,588169759	4,29408488
25	c2025	852,1	0,022944616	19,55110727	9,775553636
Réservoir R1	c1	3,056	0,022944616		213,3890586

b. Cas de pointe plus incendie :

Ce cas est homologue au cas de pointe mais seulement, mise à part le nœud 12 considéré comme le plus défavorable vu son altitude élevée et son éloignement où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

IV.5.1.4 Répartition arbitraire des débits :

Il suffit d'injecter la longueur, le coefficient de rugosité des conduites, le débit et la cote 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^{ère} 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 ($\sum H_L=0$). Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau.

IV.5.2 Calcul des paramètres hydrauliques :

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans Epanet, nous avons eu les résultats des deux cas (pointe et pointe plus incendie) représentés respectivement dans les tableaux (IV.2) et (IV.3-IV.4- IV.5- IV.6) ci-après :

IV.5.2.1 Cas de pointe :

Pour les diamètres on a fait une simulation avec les diamètres 200 et après on a changé en fonction des vitesses et pressions jusqu'à avoir les résultats souhaitables..

Tableau IV-4 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	M	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C1314	86,17	63	3,99	1,66	49,69
Tuyau C1315	291,6	63	3,48	1,45	38,69
Tuyau C2124	374,3	50	1,55	1,02	27,07
Tuyau C2223	240,1	50	0,99	0,65	12,18
Tuyau C68	418,7	90	7,71	1,57	28,94
Tuyau C79	155,5	200	-19,58	0,8	3,23
Tuyau C911	243,7	200	-9,4	0,39	0,86
Tuyau C1112	604,6	200	-5,9	0,24	0,37
Tuyau C1213	284,8	50	-2,23	1,46	52,63
Tuyau C1517	891,4	50	-1,4	0,92	22,66
Tuyau C1617	221,5	110	-8,65	1,18	13,39
Tuyau C1416	811,6	90	4,16	0,84	9,37
Tuyau C1016	145,2	125	17,68	1,85	26,48
Tuyau C67	30,27	250	48,09	1,26	5,64
Tuyau C35	400,7	200	31,91	1,31	7,9
Tuyau C2021	224,5	63	-2,99	1,24	29,19
Tuyau C2122	159,2	50	1,69	1,11	31,79
Tuyau C1018	279,5	90	-8,28	1,68	32,98
Tuyau C818	87,23	90	-7,73	1,57	29,04
Tuyau C2025	852,1	50	3,52	1,79	65,13

Suite Tableau IV-3					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	M	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C1920	10,8	110	11	1,49	20,8
Tuyau C914	604	90	-6,04	1,23	18,45
Tuyau C1	3,056	400	-76,59	0,61	0,73
Tuyau C24	312	200	-39,44	1,62	11,69
Tuyau C23	95,1	200	-33,96	1,39	8,86
Tuyau C45	53,96	200	-29,19	1,2	6,71
Tuyau C710	32,05	200	-27,85	1,14	6,15
Tuyau C1718	204,9	63	1,81	0,75	11,75
Tuyau C819	279,8	110	-12,2	1,66	25,19
Tuyau C422	533,7	75	6,54	1,92	52,92
Vanne V1	182,3	250	75,83	1,54	27
Vanne V2	188,9	250	58,44	1,53	7

Remarques : pour le V1 et V2 ce sont des réducteurs de pressions .

IV.5.2.2 Cas de pointe plus incendie :

Tableau IV-5: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

(Cas de pointe plus Incendie)

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C1314	86,17	63	4,05	1,68	50,98
Tuyau C1315	291,6	63	3,47	1,44	38,47
Tuyau C2124	374,3	50	1,55	1,02	27,07

Suite Tableau IV-4					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C2223	240,1	50	0,99	0,65	12,18
Tuyau C68	418,7	90	7,72	1,57	29,01
Tuyau C79	155,5	200	-25,62	1,05	5,28
Tuyau C911	243,7	200	-15,46	0,63	2,1
Tuyau C1112	604,6	200	-11,95	0,49	1,32
Tuyau C1213	284,8	50	-2,16	1,42	49,77
Tuyau C1517	891,4	50	-1,41	0,93	22,98
Tuyau C1617	221,5	110	-8,65	1,18	13,39
Tuyau C1416	811,6	90	4,23	0,86	9,66
Tuyau C1016	145,2	125	17,75	1,86	26,67
Tuyau C67	30,27	250	54,2	1,42	7,03
Tuyau C35	400,7	200	34,72	1,42	9,24
Tuyau C2021	224,5	63	-2,98	1,24	29,09
Tuyau C2122	159,2	50	1,7	1,12	31,98
Tuyau C1018	279,5	90	-8,28	1,68	32,96
Tuyau C818	87,23	90	-7,71	1,57	28,93
Tuyau C2025	852,1	50	3,52	1,79	65,13
Tuyau C1920	10,8	110	10,99	1,49	20,79
Tuyau C914	604	90	-6,02	1,22	18,36
Tuyau C1	3,056	400	-82,7	0,66	0,84
Tuyau C24	312	200	-42,75	1,75	13,58
Tuyau C23	95,1	200	-36,77	1,51	10,27

Suite Tableau IV-4					
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C45	53,96	200	-32,49	1,33	8,17
Tuyau C710	32,05	200	-27,91	1,14	6,18
Tuyau C1718	204,9	63	1,79	0,74	11,6
Tuyau C819	279,8	110	-12,19	1,66	25,16
Tuyau C422	533,7	75	6,54	1,92	53,01
Vanne V1	182,3	250	81,95	1,67	27
Vanne V2	188,9	250	64,56	1,69	7

IV.5.3 Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :

IV.5.3.1 Cas de pointe :

Tableau IV-6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe).

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud N1	227	0,75	233,51	6,51
Noeud N14	139,5	6,2	183,69	44,19
Noeud N13	146,4	2,74	179,4	33
Noeud N15	111,2	4,89	168,12	56,92
Noeud N3	193,045	2,05	205,67	12,62
Noeud N4	155	3,72	202,86	47,86
Noeud N21	124,4	3,13	169,56	45,16
Noeud N24	98	1,55	159,42	61,42

Suite Tableau IV-5				
	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud N22	134,75	3,85	174,62	39,87
Noeud N23	114,56	0,99	171,69	57,13
Noeud N6	175,3	2,63	195,5	20,2
Noeud N8	146	3,25	183,38	37,38
Noeud N17	169,8	5,44	188,32	18,52
Noeud N19	138,1	1,2	176,34	38,24
Noeud N9	173,95	4,14	194,83	20,88
Noeud N7	176,71	0,66	195,33	18,62
Noeud N11	181,8	3,5	194,62	12,82
Noeud N12	183,45	3,67	194,4	10,95
Noeud N16	165,52	4,87	191,29	25,77
Noeud N10	175,788	1,89	195,13	19,35
Noeud N5	154,1	2,66	202,5	48,4
Noeud N2	198	2,43	206,51	8,51
Noeud N20	137	4,49	176,11	39,11
Noeud N18	158,88	2,36	185,91	27,03
Noeud N25	77,3	3,52	120,62	43,32
Réservoir R1	231,513	-76,59	233,51	2

IV.5.3.2 Cas de pointe plus incendie :

Tableau IV-7 Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie).

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud N1	227	0,75	233,51	6,51
Noeud N14	139,5	6,2	182,71	43,21
Noeud N13	146,4	2,74	178,32	31,92
Noeud N15	111,2	4,89	167,1	55,9
Noeud N3	193,045	2,05	205,53	12,49
Noeud N4	155	3,72	202,27	47,27
Noeud N21	124,4	3,13	168,89	44,49
Noeud N24	98	1,55	158,76	60,76
Noeud N22	134,75	3,85	173,98	39,23
Noeud N23	114,56	0,99	171,06	56,5
Noeud N6	175,3	2,63	194,83	19,53
Noeud N8	146	3,25	182,69	36,69
Noeud N17	169,8	5,44	187,59	17,79
Noeud N19	138,1	1,2	175,65	37,55
Noeud N9	173,95	4,14	193,8	19,85
Noeud N7	176,71	0,66	194,62	17,91
Noeud N11	181,8	3,5	193,29	11,49
Noeud N12	183,45	9,79	192,49	9,04
Noeud N16	165,52	4,87	190,55	25,03
Noeud N10	175,788	1,89	194,42	18,63
Noeud N5	154,1	2,66	201,83	47,73
Noeud N2	198	2,43	206,51	8,51
Noeud N20	137	4,49	175,42	38,42
Noeud N18	158,88	2,36	185,21	26,33
Noeud N25	77,3	3,52	119,93	42,63
Réservoir R1	231,513	-82,7	233,51	2

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour les deux cas sont représentées dans les figures IV.2et IV.3 ci-après :

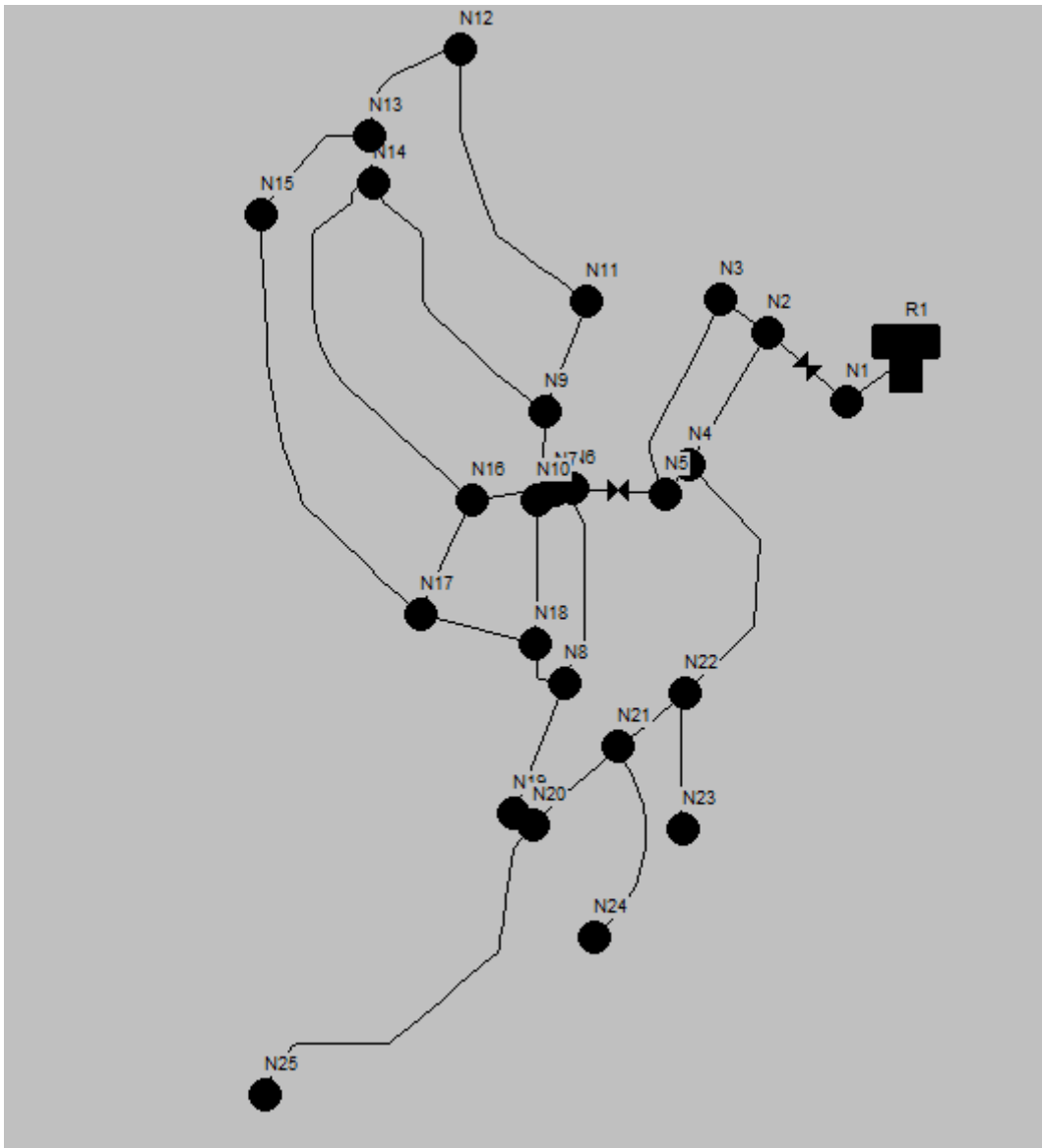


Figure IV-1: schéma du réseau.

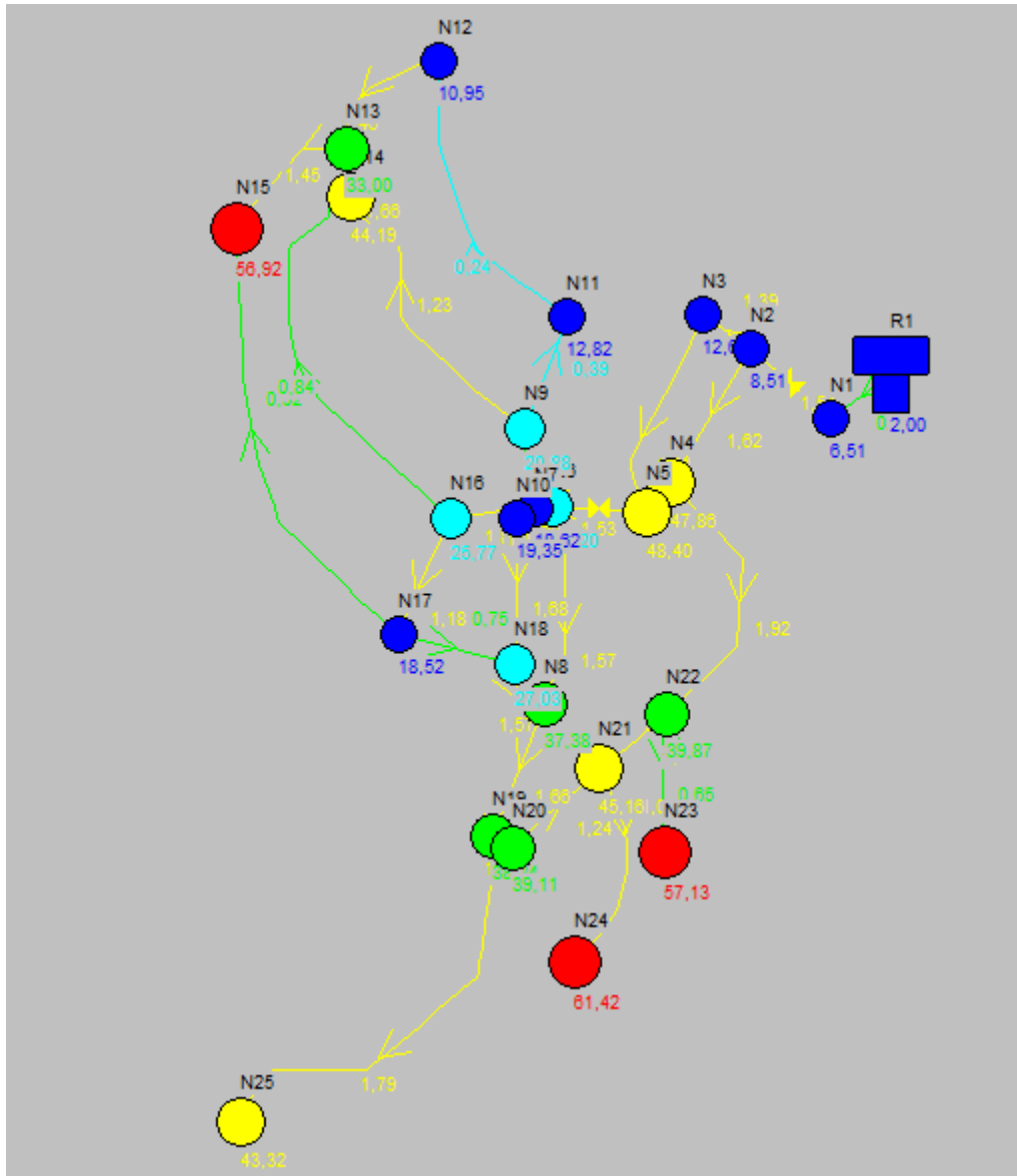


Figure IV-2: Vitesse et pression pour le cas de pointe.

IV.5.4 Interprétation des résultats :

IV.5.4.1 Cas de pointe :

- *Les vitesses* : Des vitesses acceptables qui restent dans les normes.
- *Les pressions* : Des pressions au sol acceptables.

IV.5.4.2 Cas de pointe plus incendie :

- *Les vitesses* : Dans notre cas le point le plus défavorable (le nœud 12) se situe en tête du réseau, et cela parce qu'il procède relativement une cote de terrain naturelle élevée en plus elle est loin du réservoir. C'est pour cette raison toutes les vitesses sont similaires

à celles trouvées dans le cas de pointe, sauf quelques tronçons là où la vitesse a fait des petites variations mais qui restent toujours dans les normes.

- **Les pressions :** Nous remarquons que les pressions dans ce cas sont légèrement faibles par rapport au cas de pointe (les même observations). En effet, la condition d'incendie se trouve satisfaite avec une pression de service égale à 9.04m de colonne d'eau.

IV.6. Vérification de la vitesse dans le réseau :

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

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

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

Et d'après les résultats qu'on a eu les vitesses sont dans les normes.

IV.7 Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel Epanet. 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. Ces résultats nous permettent aussi de déduire que les conditions de pression et de débit fourni par l'adduction sont très favorables.

Chapitre V : Réservoirs

V. RESERVOIRS

V.1 Rôle et fonctions des réservoirs :

V.1.1 Introduction :

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de protéger à un incident présenté dans l'adduction.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

V.1.2 Fonctions techniques des réservoirs existants :

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation. [2]

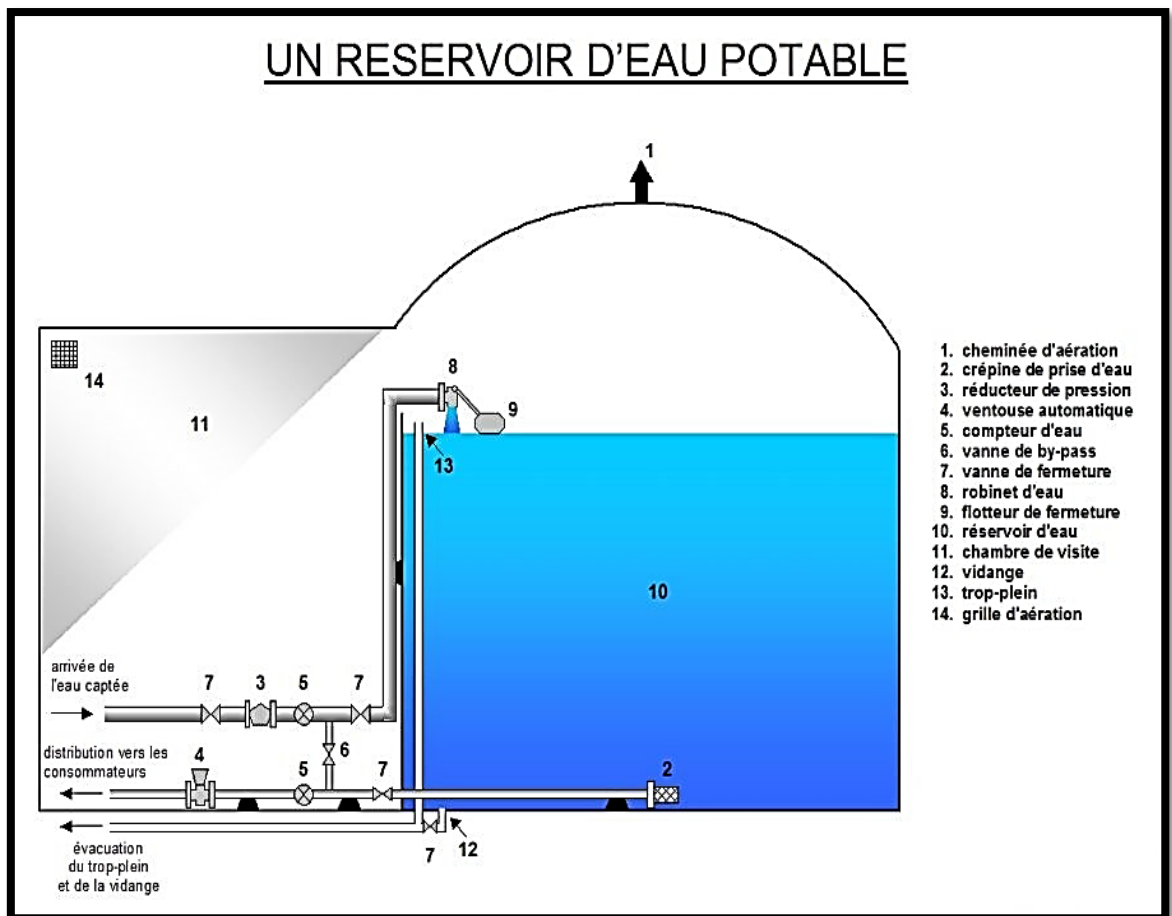


Figure V-1: Schéma explicatif d'un réservoir

V.1.3 Fonctions économiques :

Puisque les deux réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

V.2 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour ASSERDOUNE.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

V.3 Calcul de la capacité total du réservoir nécessaire pour la ville D'ASSERDOUNE :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir 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 pour satisfaire aux variations journalières de débit

de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Tableau V-1 : Détermination de la capacité de réservoir.

Heures	consommation horaires de $Q_{max;j}$	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
h	en%	en%	en%	en%	en%
0--1	1,50			1,50	8,5
1--2	1,50			1,50	7
2--3	1,50			1,50	5,5
3--4	1,50			1,50	4
4--5	2,50	5	2,50		6,5
5--6	3,50	5	1,50		8
6--7	4,50	5	0,50		8,5
7--8	5,50	5		0,50	8
8--9	6,25	5		1,25	6,75
9--10	6,25	5		1,25	5,5
10--11	6,25	5		1,25	4,25
11--12	6,25	5		1,25	3

Suite Tableau V-1					
Heures	consommation horaires de Q _{max;j}	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
h	en%	en%	en%	en%	en%
12--13	5,00	5		0,00	3
13--14	5,00	5		0,00	3
14--15	5,50	5		0,50	2,5
15--16	6,00	5		1,00	1,5
16--17	6,00	5		1,00	0,5
17--18	5,50	5		0,50	0
18--19	5,00	5		0,00	0
19--20	4,50	5	0,50		0,5
20--21	4,00	5	1,00		1,5
21--22	3,00	5	2,00		3,5
22--23	2,00	5	3,00		6,5
23--24	1,50	5	3,50		10
Total	100	100			

Pour le calcul de la capacité total du réservoir on utilise la formule suivante :

$$V_R = P_r^{\max} \cdot Q_j^{\max} + V_{\text{inc}} \quad [\text{m}^3] \dots \dots (12)$$

Avec :

- V_R : volume du réservoir en m^3 ;
- P_r^{\max} : résidu maximum = 10% ;
- Q_j^{\max} : débit maximal journalier = 12291,209775 m^3/j ;
- V_{inc} : réserve d'incendie, estimé pendant deux heures avec un débit de

60m³/h (c'est un volume minimum), dans notre cas nous prenons :

$$V_{inc}=120m^3$$

Donc :

$$V_R = [10 (12291,209775) /100] +120=1349.1209775m^3;$$

$$V_R= 1349.1209775m^3$$

Remarque : La capacité totale du réservoir d'eau est de 3000m³, alors que le volume régularisé d'après les calculs est estimé à 1349.1209775m³, donc il ne faut pas projeter d'autre réservoir.

V.4 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Vu son inexistence dans le château d'eau d'Asserdoune, nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau Δ_{min} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

V.5 Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

V.6 Applications et sécurité :

Pour des raisons d'applications et de sécurité, le château d'eau est :

- Couvert pour le protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- Éclairé par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- Étanche et ne recevra aucun enduit susceptible d'altérer

L'eau ;

V.7 Conclusion :

La commune d'Asserdoune a un château d'eau suffisant jusqu'à l'an 2049 assurant les conditions hydrauliques vu sa réalisation récente . A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir qui ne sera que gaspillage

Chapitre VI : Accessoires du réseau de distribution

VI. Accessoires du réseau de distribution

VI.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.

VI.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.

VI.3 Organes accessoires utilisés dans le réseau :

Les accessoires qui seront mis en place sont :

VI.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 :

VI.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

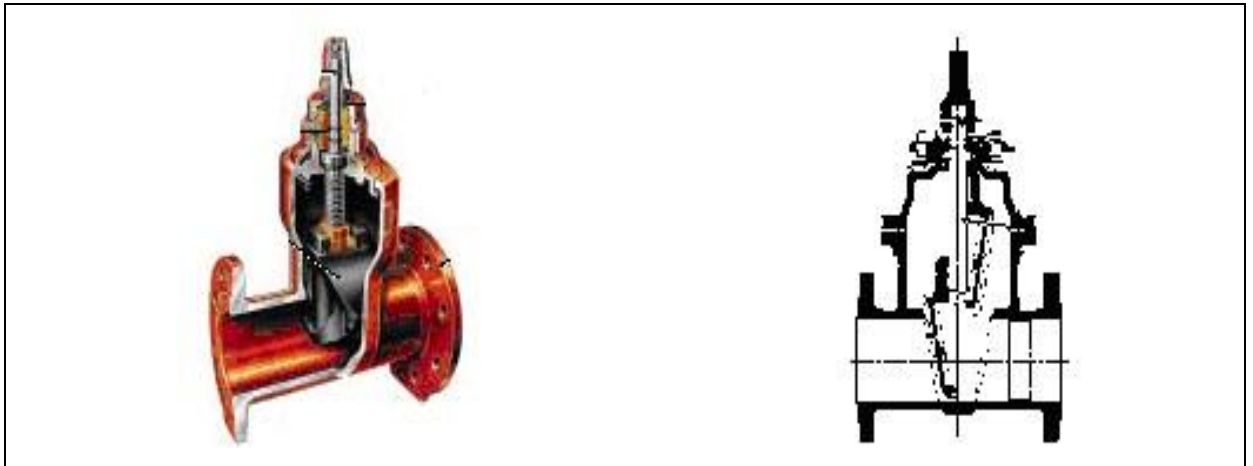


Figure VI-1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).

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

VI.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 VI-2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson) .

NB : On place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

VI.3.1.3 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 23, 24 et 25 qui représentent les extrémités aval des ramifications. Pour vidanger, nettoyer et réparer ces dernières.

VI.3.1.4 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

VI.3.2 Ventouses :

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

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

VI.3.3 Poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotés d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

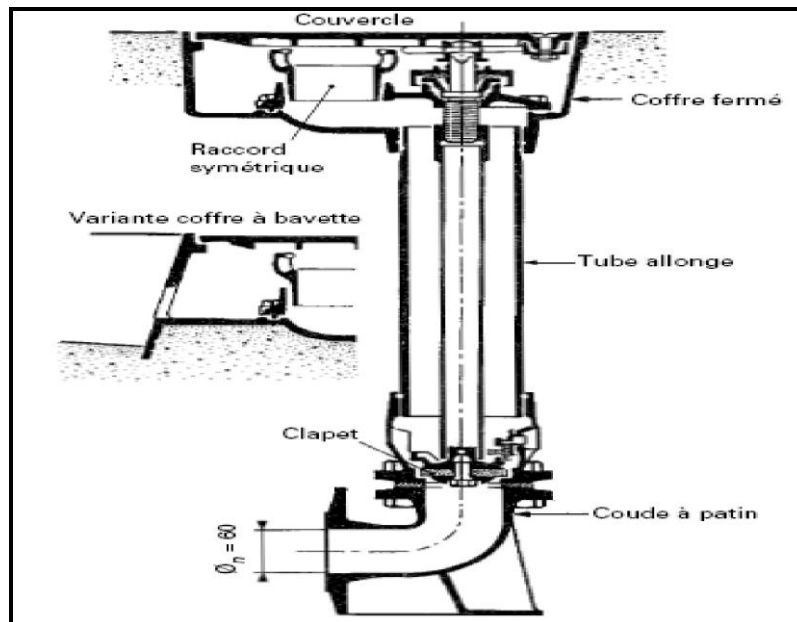


Figure VI-3: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

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

VI.3.4 Les raccordements :

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

VI.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 [4].



Figure VI-4: Bout à bout « bouteuse »

VI.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 raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage [4].



Figure VI-5: Raccordement par accessoires électro-soudables.

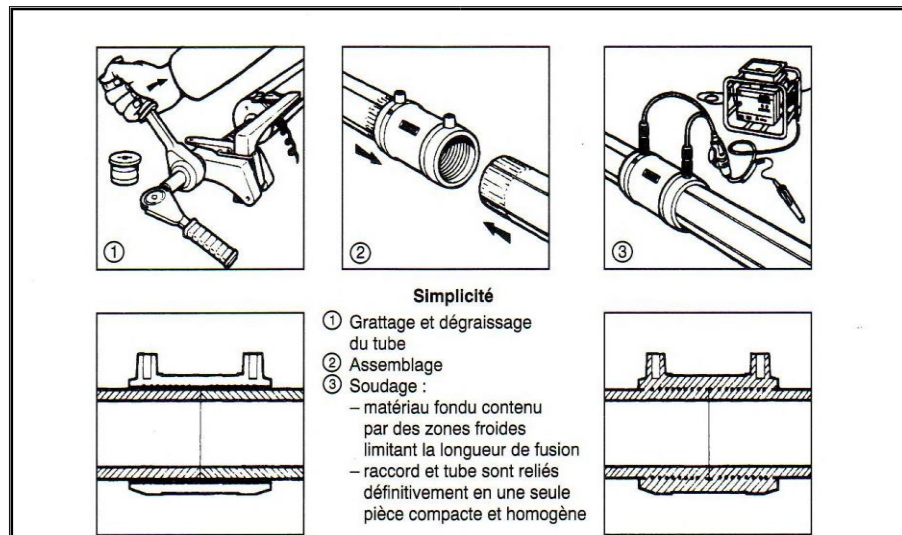


Figure VI-6: Assemblages par électro soudage.

VI.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 chanfreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [4]

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

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

Pour notre réseau on aura besoin de :

a. *Les coudes :*

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

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



Figure VI-7: Les coudes.

b. Les tés :

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



Figure VI-8: Les tés.

c. Les croix de jonction :

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

d. Les manchons :

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

VI.3.5 Organes de mesure :**VI.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, la 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.

VI.3.5.2 Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- **Manomètres à aiguilles** : Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure 4.11).

- **Manomètres à soufflet** : Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un :

Élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se

déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VI-9: Manomètre (d'après document BAMO).

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

VI.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 VII : Pose de canalisation et organisation de chantier

VII. POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

VII.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.

VII.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 :

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

VII.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.

VII.2.2 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Ce cas concerne, les tronçons P-1, P-9, P-8, P-30, P-31, P-7, P-13, P-15, P-16, P-18, P-21, P-22 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 30m, comme l'indique la figure 5.1ci après :

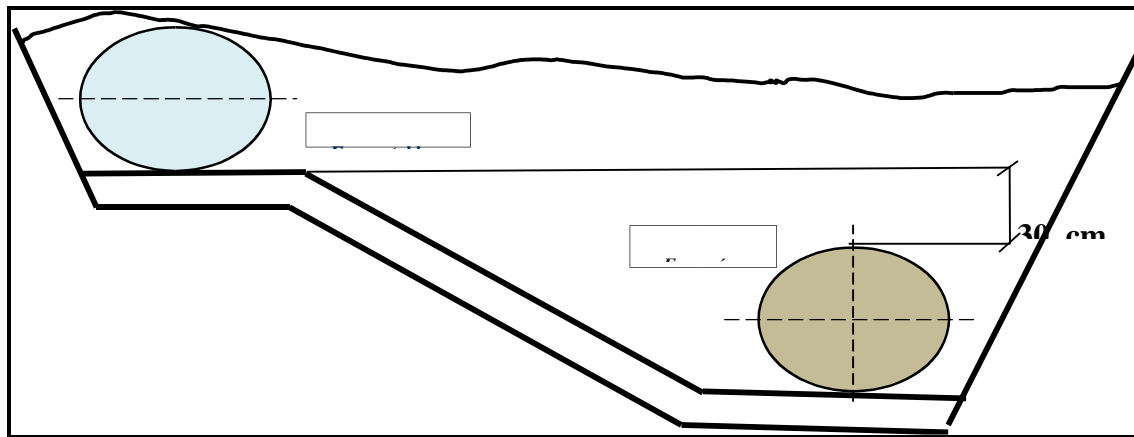


Figure VII-1: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

VII.2.3 Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose sera appliquée pour les tronçons P-2, P-4, P-17 et P-23, 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.

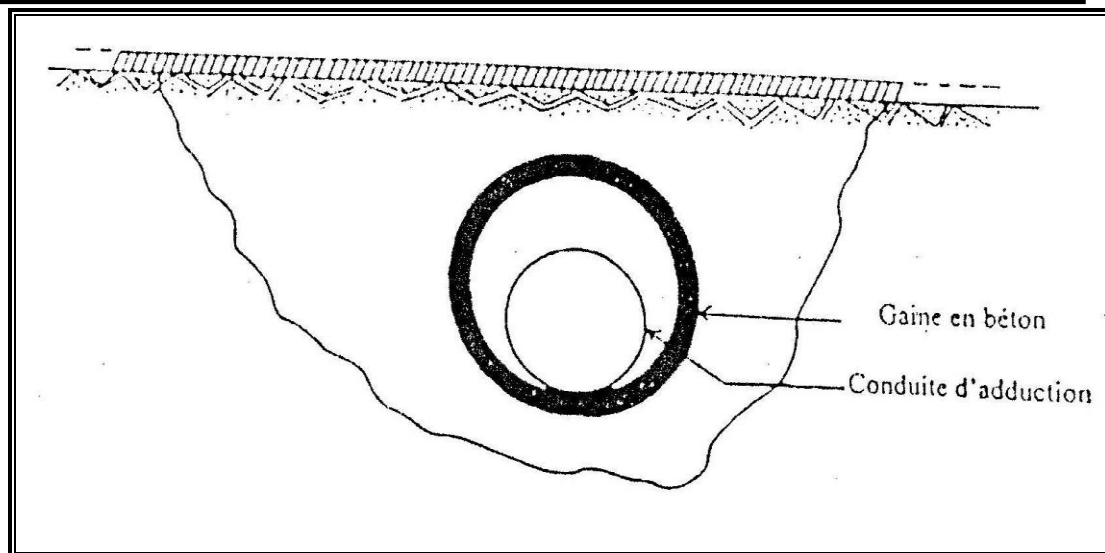


Figure VII-2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine. [6]

VII.3 Utilisation des Butées et verrouillage :

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple. Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations [7].

VII.3.1 L'utilisation de massifs de butées en béton :

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids) ;
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

VII.3.2 Verrouillage :

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts de poussées hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement.

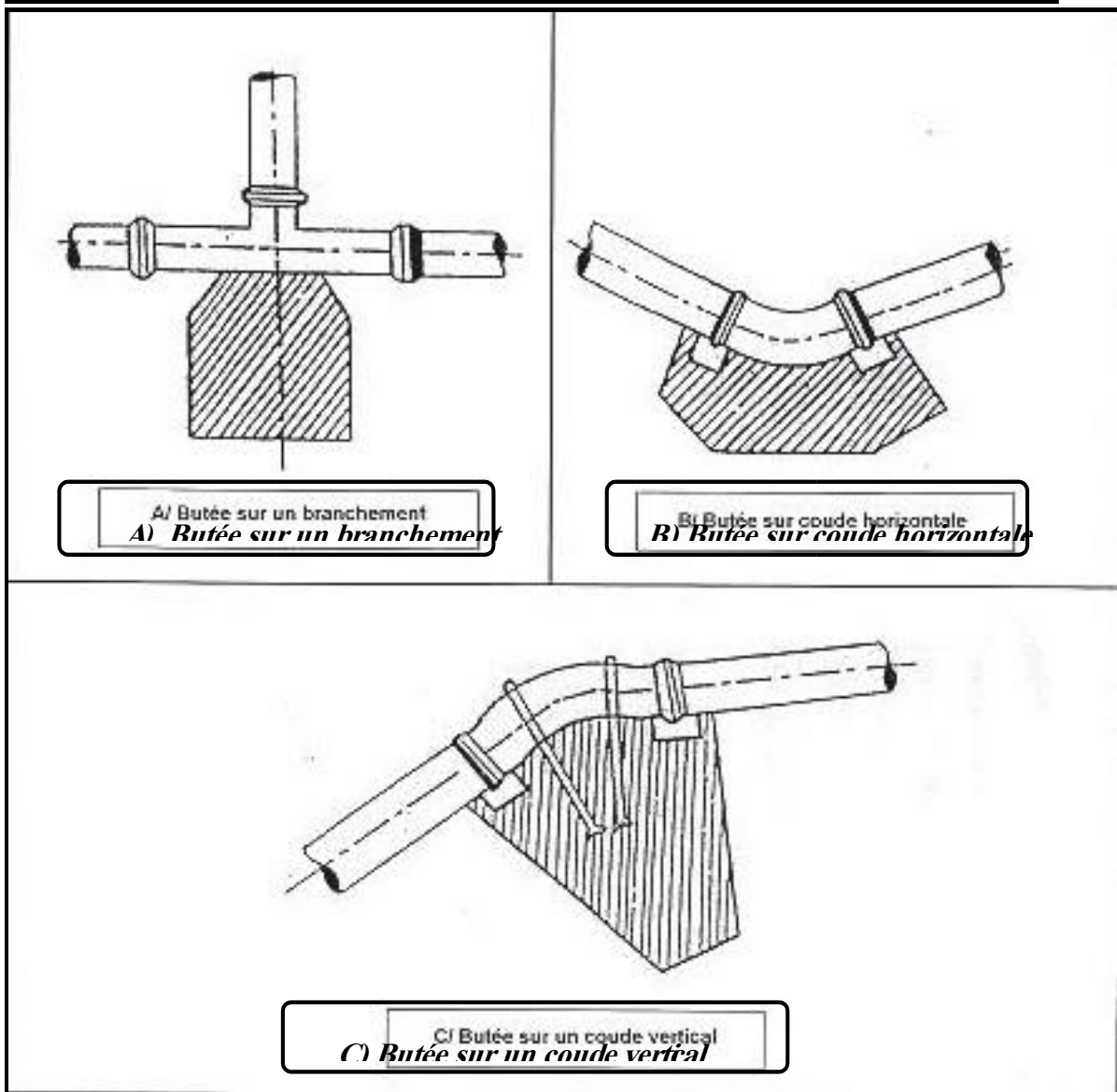


Figure VII-3: Les butées. [8]

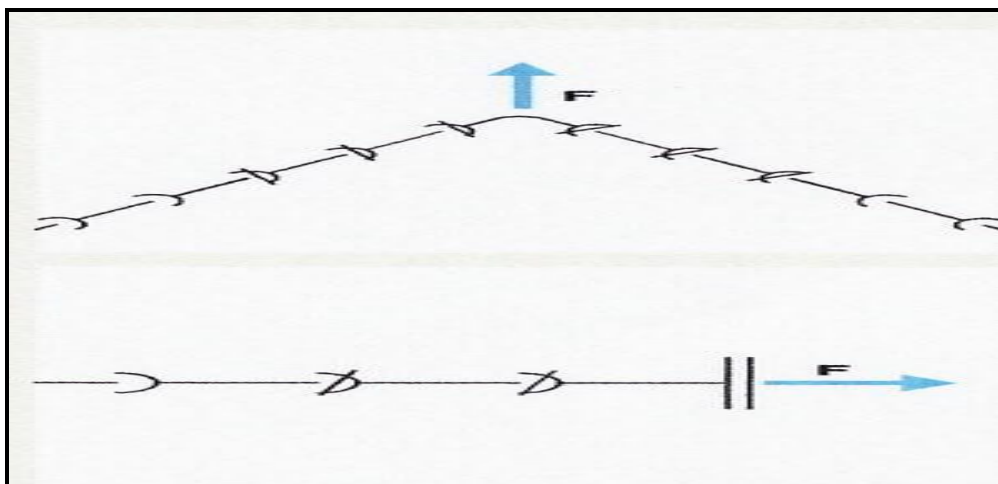


Figure VII-4: Verrouillage. [7]

NB : pour notre cas on opte pour le verrouillage sur tout le réseau mise à part au niveau des des coudes, ou l'on prévoit des butées en béton.

VII.4 Les différents travaux de mises en place des canalisations :

VII.4.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VII.4.1.1 Matérialisation :

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

VII.4.1.2 Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où 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.

VII.4.2 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.4.2.1 Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer (voir figure 5.10).

VII.4.2.2 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 VII-9).

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 VII.5). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30)\dots\dots\dots\text{en (m)}\dots\dots\dots \text{VII.1}$$

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 VII.5).

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H=D + H1 + H2\dots\dots\dots\text{en (m)}\dots\dots\dots \text{VII.2}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m);

H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m)

D : diamètre de la conduite (mm).

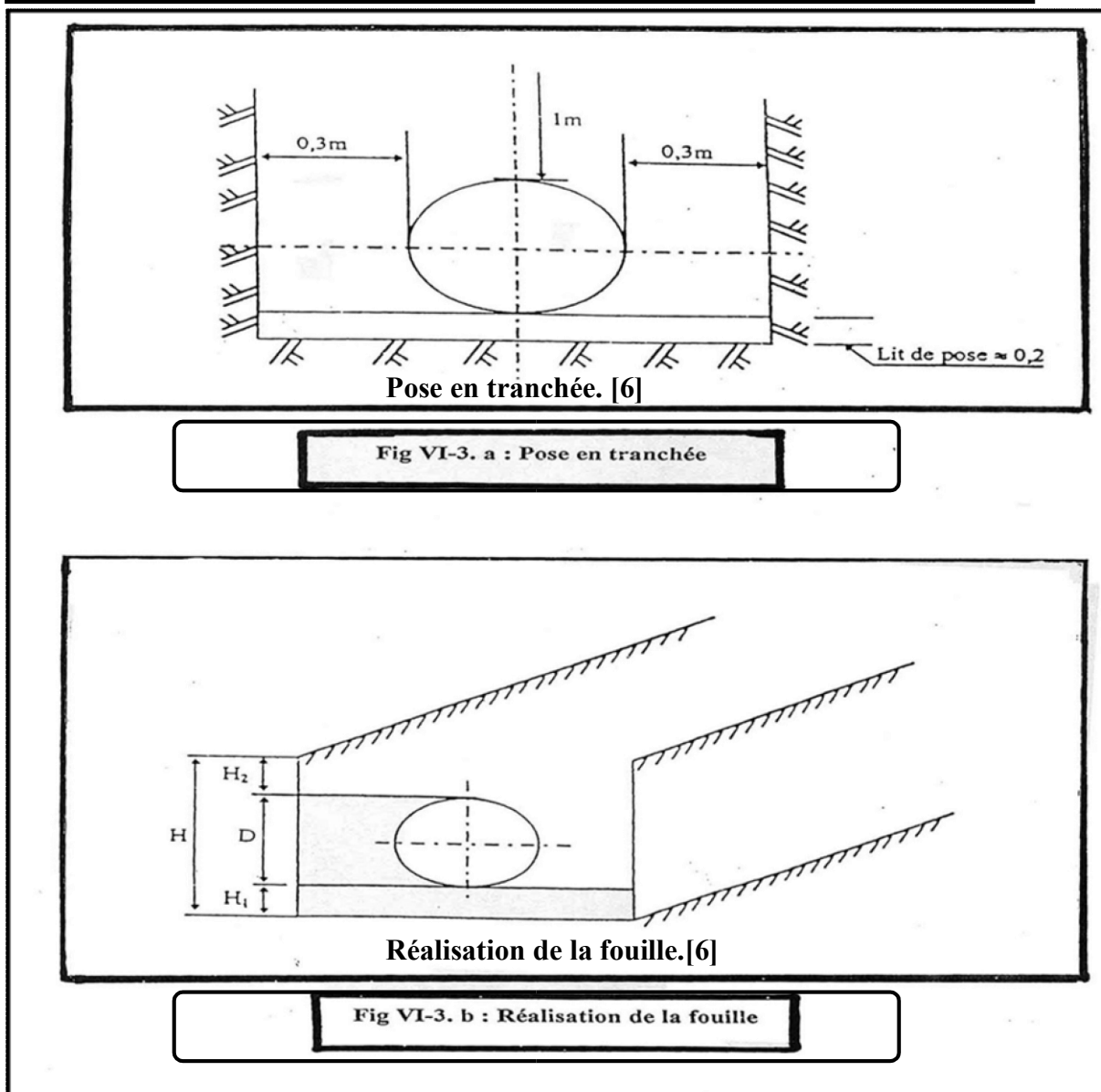


Figure VII-5: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.

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 le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

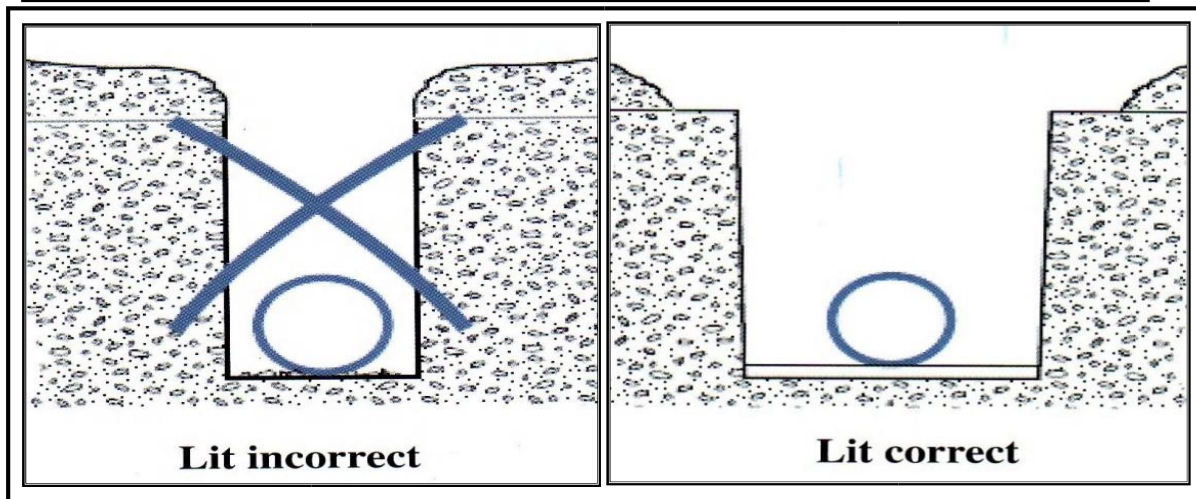


Figure VII-6: Lit de pose. [7]

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].

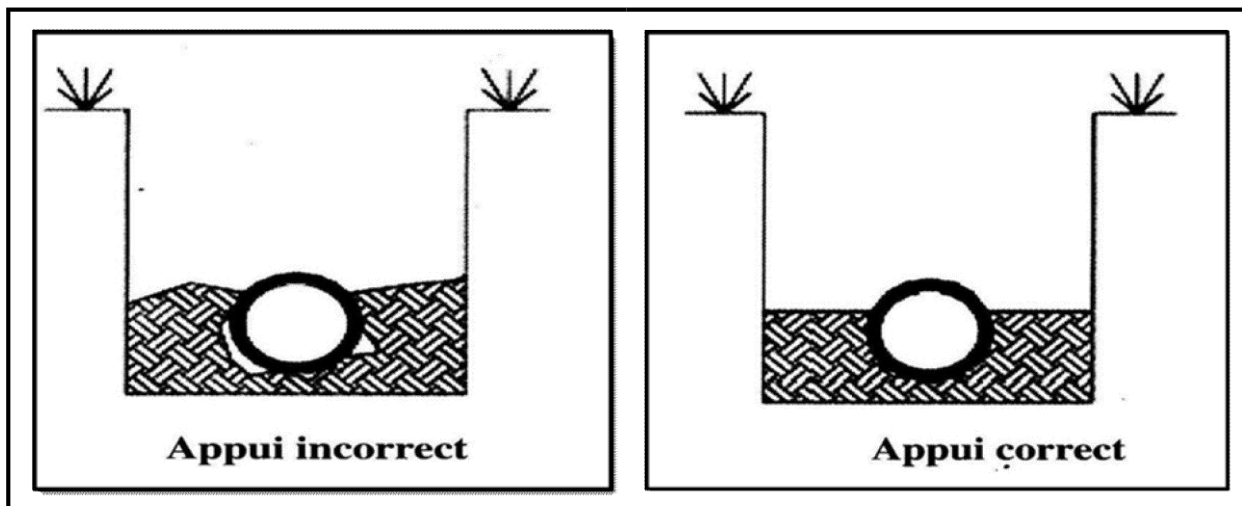


Figure VII-7: Appui des conduites [7].

VII.4.3 Pose des conduites :

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

1- 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.

2- 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

3- 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.

4- 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 (inférieur à 250mm) on va faire descendre les conduites de manuellement.

VII.4.4 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.

VII.4.5 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 :

VII.4.5.1 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 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

VII.4.5.2 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].

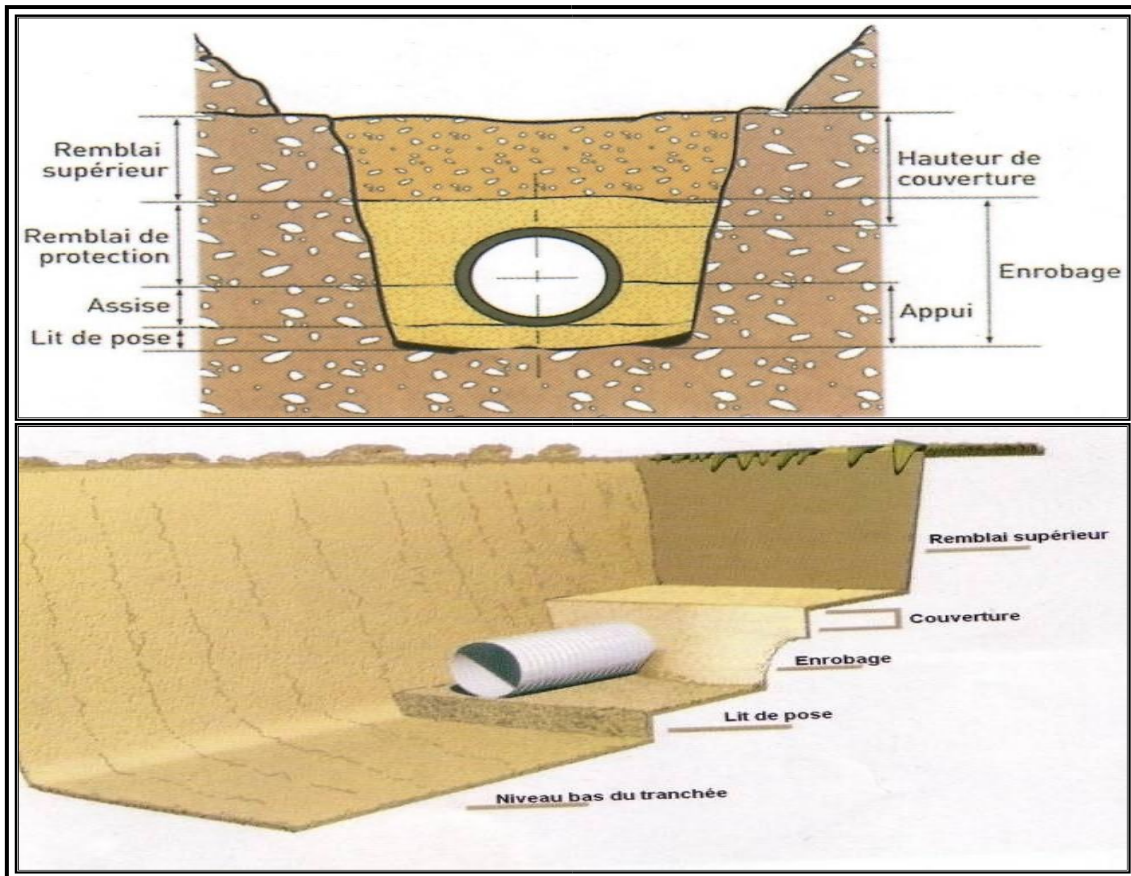


Figure VII-8: Remblayage des tranchées. [9]

NB : nous utiliserons un chargeur pour le remblayage

(Voir figureVII.11).

VII.4.6 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.

VII.4.7 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.

Tableau VII-1: Produits de désinfection (Doses et temps de contact).

Désinfectants utilisés	Temps de contacte minimum en heures	Dose de désinfectant (mg / l)	Précautions
Eau de Javel	24	90 à150	-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)

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.

VII.5 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 :

- Une pelle hydraulique ;
- Un doseur ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.5.1 Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs,

La pelle peut porter divers équipements 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 actionné par des vérins hydrauliques.

Cet articulé est actionné par des vérins hydrauliques.



Figure VII-9: Pelle hydraulique.

VII.5.2 Doseur :

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).



Figure VII-10: Bulldozer.

VII.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.

VII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol) :

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



Figure VII-11: Chargeur.

VII.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 VIII : Protection et sécurité du travail

VIII. Protection et sécurité du travail

VIII.1 Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requiert une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles-ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujéti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

VIII.2 Les causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

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

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VIII.3 Les actions et conditions dangereuses

-Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

-Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;

-Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

-Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;

-Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

-Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

-Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

-Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

-Conditions climatiques défavorables.

VIII.4 Organisation de la prévention des accidents du travail

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

le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- Protection des membres inférieurs ;
- Protection des yeux ;
- Protection du tronc ;
- Protection de la tête ;
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VIII.5 Conclusion

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 IX : Gestion du réseau de distribution

IX. GESTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION

IX.1 Introduction :

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

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

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

IX.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.

[11]

IX.2.1 Les différents types de défaillances :

IX.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.

□ Causes 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 défektivité 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.

IX.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.

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

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

□ Causes de la dégradation :

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

-Pénétration d'air contenant des substances (CO₂, le plomb, l'O₂...etc.) dans les conduites ou dans les réservoirs.

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

□ Effets de la dégradation :

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

NB : les paramètres physico-chimiques des eaux du barrage 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 de la station de traitement ainsi qu'un taux de Chlore résiduel libre compris entre 0,2 mg/l à 0,4 mg/l (source : ADE Jijel). 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.

IX.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 [11] :

IX.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.

IX.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.

IX.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.

IX.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.

IX.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 :

IX.4.1 Les type d'entretien :

IX.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

IX.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 que 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 malgré qu'il ne fait pas partie ni de notre agglomération ni de notre étude.

IX.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.

IX.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. [11].

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. [11]).

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

IX.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.

IX.4.3 Entretien du réservoir :

Cet entretien consiste à faire :

IX.4.3.1 Un contrôle hebdomadaire :

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Une analyse de la qualité de l'eau

IX.4.3.2 Contrôle semestriel :

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure
- Réparation des équipements détériorés (vannes, clapets de vidange, flotteurs, etc.).

IX.4.3.3 Vidange et Nettoyage au moins une fois par an :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression. On prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels. . Ces opérations doivent être suivies de désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage ;

IX.4.4 Dispositions et moyens d'intervention :

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

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnel, en matériel et en budget mis à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien ;
- Disposer d'un personnel compétent ;
- Posséder des plans de gestion donnant les caractéristiques des conduites et des autres organes du réseau, la localisation exacte des nœuds, plans qui sont à tenir à jour en permanence.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages ;
- Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels. [11].

IX.4.4.1 Moyens humains :

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines : l'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique. Le nombre d'agents composant

l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, de la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au service.

IX.4.4.2 Moyens matériels :

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

IX.5 Conclusion :

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

Conclusion générale :

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

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

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

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

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

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

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **SALAH Boualem (E.N.S.H 1994)** : Cours d'alimentation en eau potable
- [2] **Bonnin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Edition Eyrolles, Paris.
- [3] **Amrouche S, Mokhtari O (2006)** : Calcul d'un réseau d'AEP pour trois villages de la commune de Tiritine (WTO) à partir de l'Oued Bougdoura, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.
- [4].**Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.
- [5] **Dupont A. (1979)** : Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2, édition Eyrolles, Paris.
- [6] **DJEBARA.F (2008-2009)** : Contribution à l'étude du renforcement de la chaîne d'adduction de la ville de Boumerdès mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO tizi ouzou
- [7] **CARLIER M (1972)**: Hydraulique générale et appliqué Editions Eyrolles Paris
- [8] **YAHIAOULS et MOULLA.M (2009)** : contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable de la ville de Bouira à partir de barrage de Tilesdit, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.
- [9] **TUBEX** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).
- [10] **Gueddouj et Ouaret (2002)** : Optimisation multicritère pour la gestion d'un réseau d'AEP mémoire d'ingénieur d'état en Hydraulique Université Bejaïa
- Documents de la DRE, D.H.W et de l'A.P.C de Jijel.

Annexes

ANNEXES:

Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5

ANNEXES

16-17	5	6	4,3	4,65	3.5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3.5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

