

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Beni Ilmane (w. M'sila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-19

APA Citation (APA توثيق):

Tigrine, Ziyad (2019). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Beni Ilmane (w. M'sila)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Alimentation en eau potable

THEME :

**Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Beni
Ilimane (W.Msila)**

Présenté par :

TIGRINE ZIYAD

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BOUFGANE Abdelmadjid	M.C.B	Examineur
BELLABES salima	M.A.A	Examineur
BERBRACHE Sabah	M.A.A	Examineur
YAHIAOUI Samir	M.A.A	promoteur

Septembre 2019

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur Mr Yahiaoui Samir, pour sa disponibilité, son aide, ses précieux conseils et suggestions et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer malgré ses charges académiques et professionnelles.

Nos vifs remerciements vont également à Mr Ammari, Mme Bellabes S, et Mme Salhi d'avoir accepté d'examiner notre travail et de l'enrichir par ses propositions.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère et douce mère, mon très cher père pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance, pour leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études. Je vous aime, qu'Allah vous protège.

A mon cher frère Abderrahim, qu'Allah te garde et te protège .

A tous mes cousins, Mohcherif ,Amine ,SIDali, Houari mes cousines, Mounia mes oncles Abdelwahab, et Salim et ma tante Wahiba.

A mes grandes mères qui n'ont pas cessé de prier pour moi, qu'Allah leur procure la bonne santé et la longue vie.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés durant mon chemin d'études, mes aimables amies, Seif ,Omar,Ouail ,Djamel ,Moh, Tiko, Galo, Hichem , Imad , Handi ,Ferhat.

ZIYAd

ملخص

تعاني الشبكة الحالية لبلدية بني إيليمان لنظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب من مشكل عدم تلبية طلب سكان هذه البلدية كما و نوعا و هذا يعود إلى قدم الأنابيب و تسرب المياه من خلالها و عدم بنائها وفق دراسة تقنية لتطور المدينة مع الزمن.

من خلال دراستنا هذه نهدف الى تجديد شبكة التوزيع بصفة شاملة و حساب ابعادها الجديدة و ذلك بعد دراسة عامة للوضعية الحالية كما نقوم أيضا بحساب الكلفة الإجمالية للمشروع.

Résumé

Le réseau de distribution d'eau potable actuel de la ville de Bani Iliman ne satisfait pas la demande en eau des habitants de cette localité en termes de quantité et de qualité à cause de la vétusté du réseau et la non conformité de l'étude selon l'extension de la ville avec le temps.

A travers cette notre étude, nous visons à renouveler le réseau de distribution de manière globale et en calculant les nouvelles dimensions, à après avoir fait une étude générale de la situation actuelle, et nous avons ainsi estimé le coût total du projet.

Abstract

The existing network of the municipality of Bani Iliman suffers from the problem of covering the needs of the inhabitants of this municipality in water both quantitatively and qualitatively.

this study aims to renew the distribution network in a comprehensive way through calculating its new dimensions, and that after a general study of the current situation. Finally, we calculated the total cost of the project.

SOMMAIRE

CHPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. introduction	3
II. Présentation de la zone d'étude	3
II.1. Situation géographique	3
II.2.Situation Topographique et morphologique	4
II.3 Situation Géologique	5
II.4.Situation climatique	5
II.5.Situation démographique	5
II.6.Situation hydraulique	6
II.6.1.Ressource en eau	6
II.6.2. Présentation de l'état de l'ancien réseau.....	7
II.6.3. Capacité de stockage.....	7
III.Conclusion.....	8

CHAPITRE II : REEVALUATION DES BESOIS EN EAU DE BENI ILIMANE

II.1 Introduction.....	10
II.2. Estimation de la population	10
II.3 Evaluation des besoins en eau	11
II.3.1. Généralités	11
II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	11
II.4 Consommation moyenne journalière.....	12
II.5 Les besoins en eau total	14
II.6 Consommations maximale journalière et minimale journalière :.....	14
II-7 Consommation moyenne horaire.....	15
II.8 Consommations maximum horaire et minimum horaire.....	16
II.9 Répartition de la consommation journalière en fonction des heures de la journée :.....	18
Conclusion :.....	25

CHAPITRE III : RESERVOIRS

III.1. Introduction	28
III.2. Caractéristiques du réservoir	28
III.3. Classification des réservoirs	28
III.3.1. Leur position par rapport au sol.....	28
III.3.2. Leur forme	29
III.3.3. Leur mode de fermeture	29
III.3.4. Matériaux de construction	29
III.3.5. Selon l'usage :	29
III.4. Utilités des réservoirs	31
III.5. Qualité de l'eau dans les réservoirs	31
III.6. Emplacement du réservoir	31
III.7. Choix du type du réservoir	32
III-8- Fontainerie et équipement du réservoir	32
III.8.1. Conduite d'arrivée.....	32
III.8.2. Conduite de distribution	33
III.8.3. La conduite de trop plein	34
III.8.4. Conduite de vidange	34
III.8.5. Conduite de bay-basse	34
III.8.6. Ligne pilote.....	34
III.8.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	35
III.9. Capacité du réservoir.....	35
III.9.1. La méthode analytique.....	35
III.10 Calcul hydraulique.....	36
III.10.1. cas gravitaire	37
III.11. conclusion.....	38

CHAPITRE IV: DIMENSION ET CONCEPTION DU RESEAUX DU DISTRIBUTION

IV.1. Introduction	40
IV.2 Type de réseau de distribution :	40
IV.2.1 Réseau ramifié	40
IV.2.2 Réseau maillé	40
IV.3 Conception du réseau	41
IV.3.1 Tracé du réseau de distribution	41
IV.3.2 Choix du matériau des conduites	42
IV.3.3 Dimensionnement du réseau :	43
IV.4 Calcul hydraulique du réseau	44
IV.4.1 Détermination des débits du réseau	44
IV.4.1.1 Débit en route	44
IV.4.1.2 Débit spécifique	44
IV.4.1.3 Les débits aux nœuds	44
IV.5 Interprétation des résultats	62
IV.6 Conclusion	70

CHAPITRE V : POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

V.1 Introduction :	72
V.2 Pose de canalisation	72
V.2.1 Principe de pose des canalisations :	72
V.2.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	73
V.2.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain	73
V.2.4 Pose de canalisation dans des points spéciaux	74
V.2.4.1 Traversées des routes	74
V.2.4.2 Traversés souterraine de ravin ou d'oued	74
V.2.5 Pose en élévation	74
V.2.6 Stabilisation de la conduite	74
V.2.7 Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)	77
V.2.8 Le remblaiement de la conduite	77
V.2.8.1 Précaution intéressant les conduites	77

V.2.8.2 La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	77
V.3 Accessoires du réseau d'eau potable.....	77
V.3.1 Rôles des accessoires	77
V.3.2 Accessoires	78
V.3.2.1 Les robinets vannes.....	78
V.3.2.2 Les vannes papillons.....	78
V.3.2.3 Les vannes d'isolement.....	78
V.3.2.4 Les vannes à clapet de non retour :.....	78
V.3.2.5 Les vannes de réduction de pression :	79
V.3.2.6 Les régulateurs de pression :.....	79
V.3.2.7 Les compteurs :.....	80
V.3.2.8 Robinets de décharge :.....	80
V.3.2.9 Les poteaux d'incendie :.....	80
V.3.2.10 Raccordements :.....	81
V.4 Organisation de chantier.....	81
V.4.1 Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP.....	81
V.4.2 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain.....	82
V.4.3 Choix de la section transversale de la tranchée	82
V.4.4 Choix du coefficient du talus	84
V.4.5 Choix des machines de terrassement	84
V.4.6 Calcul du rendement d'exploitation de la pelle	85
V.4.7 Calcul du temps d'exécution.....	86
V.4.8 DEVIS ESTIMATIF.....	87
V.5 Conclusion.....	88

Introduction générale

La population mondiale est estimée à 7,55 milliards au 1^{er} juillet 2017 selon l'Organisation des Nations unies. On estime que le taux annuel de la croissance démographique de la population mondiale est de 1,2 %. Environ 54 % de la population mondiale vit en milieu urbain .(source wikipedia 2019).

Cette augmentation accrue de la population surtout en milieu urbain est accompagnée par des changements climatiques notables. En effet, depuis 1850, on constate une tendance claire au réchauffement climatique, et même une accélération de celui-ci. Au XX^e siècle, la température moyenne du globe a augmenté d'environ 0,6 °C. L'augmentation des changements climatiques et la population provoque localement des situation des surexploitation de la ressource en eau surtout celle qui est allouée à la consommation; ce qui débouche sur des conflit d'usage et une dégradation progressive de la ressource en eau en général.

La même situation est vécue dans les pays du Maghreb. où on enregistre: sécheresses, coupures d'eau et inondations provoquant de nombreuses catastrophes. La ressource vitale est en voie de raréfaction. Cette situation accompagnée d'un climat sec, d'une agriculture grande consommatrice d'eau, d'une mauvaise gestion par les autorités et d'une consommation de plus en plus importante est devenue dramatique comme c'est le cas à dans la ville de Aïn Taya, à l'est d'Alger, et l'autre à Oran en août 2018 ou nous avons enregistré dans un un mois, plus de 200 malades ont été hospitalisés. Pour 98 d'entre eux, les analyses confirment la contamination par la bactérie.(Leïla Beratto Septembre 2018)

La même problématique est vécue dans la région de Beni Ilimane situé dans la région de W M'sila ou le réseau existant est défectueux et vétuste .

Pour palier à cette problématique nous proposons à travers ce travail de dimensionner le réseau d'AEP de la ville de Beni Ilimane et de ses différents ouvrages annexes.

Pour bien mener cette étude nous avons scindé notre travail en 5 chapitre qui sont :

présentation de la zone d étude, réévaluation des besoins en eau, réservoirs , dimension et conception du réseaux du distribution, pose canalisation et organisation de chantier.

chapitre I

Présentation de la zone d'étude

CHPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. introduction

Avant d'entamer notre projet il faut connaitre la situation de la ville de Beni Ilimane du point de vue géographique, Topographique, morphologique, climatique, démographique, hydraulique et cela va nous permettre de mener à bien notre travail.

II. Présentation de la zone d'étude

II.1. Situation géographique

Le centre de Beni Ilimane est situé au Nord-Ouest de la Wilaya de M'Sila à environ 50Km. Elle couvre une superficie totale de 12356 hectares, elle a une latitude de 35° 56' 57" Nord, et une longitude de 4° 07' 09" Est .Elle est traversée par la RN 60 qui constitue l'artère principale de l'agglomération.

Il est limité :

- Au Nord : par la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ (la commune de Dooud) et la wilaya de BOUIRA (la commune de Mazdour).

- A l'Est : par la commune de Ouanougha.

- Au Sud : par la commune de Sidi hadjeres.

-A l'Ouest : par la wilaya de BOUIRA (par les communes : toguedit et Mazdour).

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

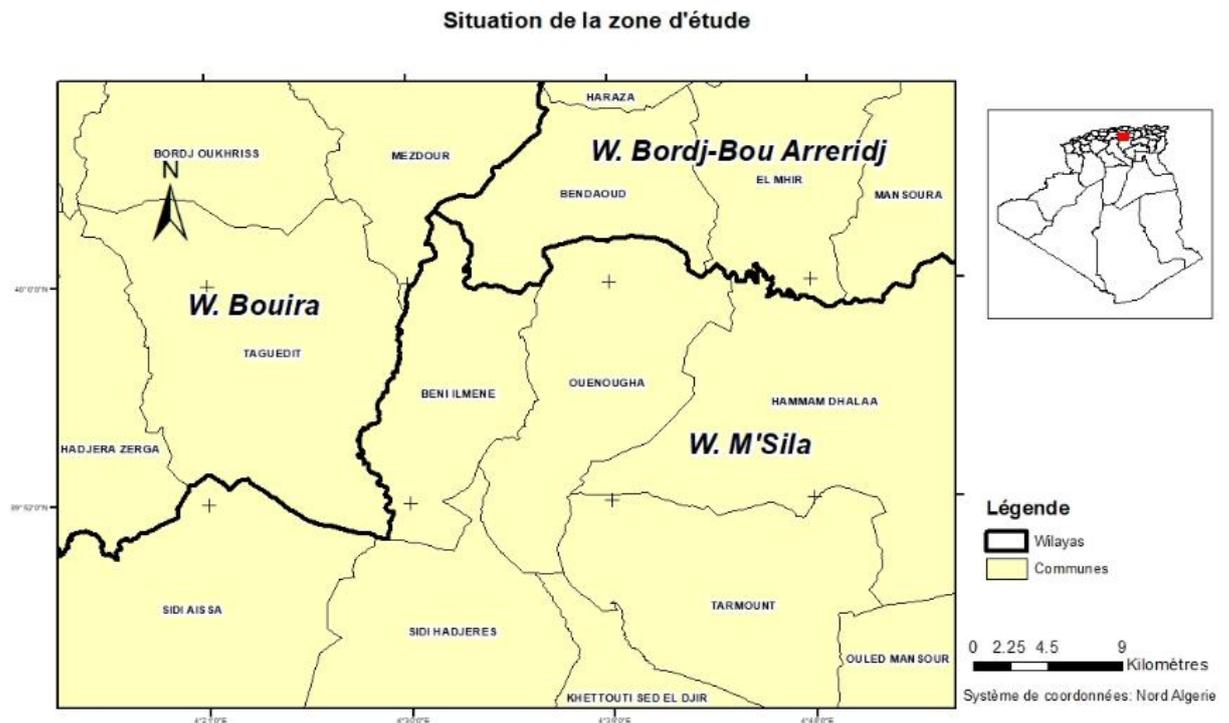


Figure-I- 1: Situation administrative de la commune de Beni Ilmane.

II.2. Situation Topographique et morphologique

Beni Ilmane est situé aux pieds d'une chaîne montagneuse, qui a une pente du nord vers sud et de l'ouest vers l'est, il est caractérisé par l'altitude varie entre 700 et 1200 m.

Au niveau de cette commune on distingue deux unités physiques distinctes :

- Une zone des montagnes.

- Une zone des plaines.

-La zone montagneuse

Occupe une surface très importante de la superficie de la commune avec des alternances de collines.

-La zone des basses et moyennes terres

Représente une très importante surface et se constitue principalement de terrain à moyenne altitude cicatrised par des lits des oueds temporaires et chaabats et les piémonts des montagnes.

II.3 Situation Géologique

La commune de Beni Ilimane est située au piémont de la chaîne numidique La géologie du site est constituée par des formations d'âges Quaternaire et Tertiaire (Miocène).

Les formations de ces deux âges sont constituées de :

-Le Quaternaire

Ce sont des sédiments et des alluvions localisées sur les terrasses des Oueds et représentent les terrains plus au moins fertiles ces formations couvrent la couche superficielle avec une épaisseur de 1,5 à 3m.

- Le Tertiaire

Avec des formations de marne, graveleux de couleur gris. Des formations rocheuses de calcaire alterné avec de la marne.

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

II.4. Situation climatique

La localité de Beni Ilimane est caractérisée par un climat semi-aride sec et froid. La pluviométrie est l'ordre de 300mm à 400mm.

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

II.5. Situation démographique

La population de la commune de Beni Ilimane est de 12873 habitants, selon les données de RGPH 2008, répartie comme suit :

Zone -I- :7742

Zone -II- :868

Zone -III- :4263

II.6. Situation hydraulique

II.6.1. Ressource en eau

L'agglomération de Beni ilimane est alimentée à partir de sources :

A partir du réservoir d'eau de 6000m³ de Saouli (D= 750m, Cote plan d'eau =1102)

A partir du (champ captant de Oum Chaouachi) un forage est actuellement exploité avec un débit de 30 l/s, pour un temps de pompage de 20heures. Et à partir du forage d'exploité à 45 l/s pour un temps de pompage de 12 heures par jour.

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aissa)

II.6.2. Présentation de l'état de l'ancien réseau

Le réseau de distribution existant a été réalisé en différentes période depuis la création de l'agglomération de Beni Ilimane. Il a été réalisé suite aux besoins imposés par l'extension de la ville et les différents programmes de développement locaux sans faire une étude qui prend en considération le développement de la ville dans tous les sens.

Il est un mélange de réseau ramifié et maillé qui ne couvre pas la totalité de l'agglomération avec des diamètres qui ne suivent pas un ordre progressivement ordonné selon un calcul hydraulique qui assure une pression équilibrée et le débit en tout point du réseau. Celui-ci ne fonctionne pas correctement.

Les pièces spéciales existantes sont mal protégées et sont dans la majorité en bon état de fonctionnement et la matière qui le forme est de différentes natures (Amiante-ciment PVC Acier PEHD) récapitulatif dans le tableau suivant

Tableau –I- 1 : types de matériaux et leurs longueurs existants

Matériaux	Long (m)
Amiante-ciment	10336.6
PVC	6739.24
PEHD	4746.26
ACIER	31.49
TOTALE	21853.59

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aissa)

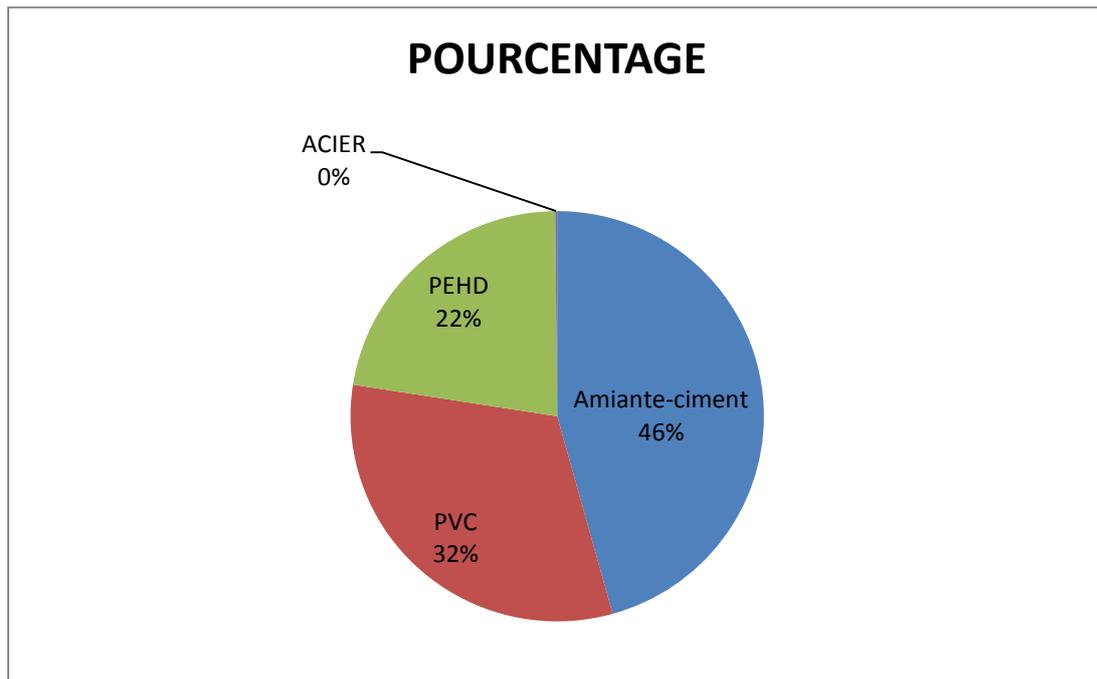


Figure I- 2: Pourcentage des types de matériaux existants

Le réseau réalisé en amiante-ciment est le plus ancien et est en très mauvais état, il a subi des dommages importants surtout après le dernier séisme ou de nombreuses fuites ont été observées surtout au moment du fonctionnement.

Le réseau réalisé en PVC est aussi en mauvais état certaines conduites se trouvent sous les constructions, aussi il a subi des dommages lors du dernier séisme.

Le réseau en PEHD récemment réalisé d'un diamètre d'une conduite maitresse de 315mm pour une longueur de 760ml.

Remarque

Comme on vient de définir l'état général du réseau existant, le rapport de diagnostic émis par les services de la subdivision de l'hydraulique de Sidi-Aissa qui ont supervisé l'expertise de ce réseau stipule qu'un changement total doit être opéré sur tous les compartiments de celui-ci à cause de la vétusté et le mauvais état physique qui le caractérisent.

II.6.3. Capacité de stockage

La ville de Beni ilimane possède actuellement trois périmètres de stockage.

Un premier périmètre de stockage (le plus ancien) composé de deux réservoirs, semi enterrés, l'un de 500m³, l'autre de 500m³. Les deux réservoirs sont fonctionnels. Ils sont en bon état de fonctionnement, leur équipement électromécanique nécessite une réfection (remplacement de vannes et construction de regard de vanne).

Un réservoir de stockage constitué d'un seul réservoir de 1000m³ en bon état de fonctionnement.

Un troisième périmètre de stockage composé d'un château d'eau d'une capacité de 1000m³ en cour de constricton en bon état de fonctionnement.

(Source subdivision hydraulique de la daïra de Sidi Aïssa)

III. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de prendre connaissance des caractéristiques générales de la commune de Beni Ilimane entre autres sa situation Hydraulique et les difficultés que cette agglomération est confrontée surtout en termes d'accès à la ressource. De ce fait, nous allons axer les prochains chapitres à partir des conclusions tirées de cette analyse.

Chapitre II

Réévaluation des besoins en eau de Beni Ilimane

CHAPITRE II : REEVALUATION DES BESOINS EN EAU DE BENI ILIMANE

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des villages à l'horizon 2058, pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à :

L'amélioration du cadre de vie.

L'industrialisation.

L'accroissement de la population.

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants au niveau de l'agglomération.

II.2. Estimation de la population

L'évolution démographique en Algérie, suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et du taux de mortalité, à savoir : $P = P_0 (1+T)^n$

Avec :

P : population future à l'horizon considéré.

P₀ : Population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement considéré en %.

n : nombre d'année séparent l'horizon considéré de l'année de référence.

D'après les renseignements fournis par le PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme) de l'APC de Beni ilimane, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est estimé à 3%.

Prenons exemple de calcul de la situation future du chef-lieu Beni ilimane :

Pour 2008 : P = 12873 hab.

Pour 2018 : n= 10ans, P₂₀₁₉ = 12873 (1+0.03)¹¹ = 17820hab.

Pour 2058 : n= 39ans, P₂₀₅₈ = 17820 (1+0.03)³⁹ = 56435 hab.

Tableau II-1: Nombre d'habitants par zone à différents horizons

Commune (beni ilimane)	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants actuels(2019)	Nombre d'habitants futurs(2058)
Zone-I-	7742	10717	33941
Zone-II-	868	1202	3805
Zone-III-	4263	5901	18689
Total	12873	17819	56435

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

II.3 Evaluation des besoins en eau

II.3.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

a-Besoins domestique

Nous entendons par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

b-Besoins publics:

Nous entendons par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

c-Besoins scolaires :

Nous entendons par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

d-Besoins sanitaires :

Nous entendons par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable

Choix de la dotation :

L'exploitation des ressources en eau par les différents consommateurs (l'usage domestique, l'activité industrielle...etc.), est liée à la variation des besoins en eau d'une agglomération. Les besoins en eau varient selon la saison (atteindre un minimum en hiver, un maximum en été), et selon le type d'agglomération (rurale, urbaine).

Selon l'information donnée par la subdivision de Sidi aissa et la APC de Beni Ilimane (la dotation adoptée à la commune de Beni Ilimane est 150 (l/j/h).

Donc on va prendre la dotation 150(l/j/h) pour déterminer les besoin domestique de la commune de Beni Ilimane.

II.4 Consommation moyenne journalière

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés : domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires,

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \sum (q \cdot N_i / 1000)$$

Avec : $Q_{\text{moy j}}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.

q : dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons.

N_i : nombre de consommateurs.

Besoins domestiques :

Tableau II.2: Détermination des besoins domestique.

commune (beni ilimane)	population			dotation (l/j/hab)	besoin en eau		
	2008	2019	2058		2008	2019	2058
zone -I-	7742	10717	33941	150	1161300	1607550	5091150
zone -II-	868	1202	3805	150	130200	180300	570750
zone-III-	4263	5901	18689	150	639450	885150	2803350
Total	12873	17819	56435	150	1930950	2672850	8465250

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

$$Q_{\text{moy dom 2019}} = 2672.85 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{moy dom 2058}} = 8465.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoins socioculturels :

Tableau II.3: Détermination des besoins socioculturels.

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Q _{moy j} (l/j)
Zone-I-	(02) Ecoles primaires	Elèves et encadrements	372	30	11160
	(01) C E M	Elèves et encadrements	453	30	13590
	(3) Mosquée	m ²	3389	30	101670
	(5) Locaux	m ²	112	5	560
	PTT	m ²	205	5	1025
	Gendarmerie	m ²	4856	5	24280
	Garde communal	m ²	906	5	4530
	Service de l'eau	m ²	235	5	1175
	Centre de santé	m ²	3035	5	15175
	Bibliothèque	m ²	1484	5	7420
	Centre culturelle	m ²	1395	5	6975
	(2) Stades	m ²	168886	5	844430
	APC	m ²	800	5	4000
			total		
Zone-II-	(2) mosquée	m ²	252	30	7560
			total		
Zone-III-	Ecole primaire	Elèves et encadrements	228	30	6840
	C E M	Elèves et encadrements	335	30	10050
	(2) mosquée		1550	30	46500
			total		
total					1106940

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

$$Q_{\text{moy socio - cul}} = 1106.94 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoins des surfaces vides**Tableau II.4: Détermination des Besoins des surfaces vides**

	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (l/j)
Surface vides	m ²	433552	5	2167760

(Source subdivision hydraulique de la daïra de sidi aïssa)

$$Q_{\text{surfaces vides}} = 2167.76 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5 Les besoins en eau total

$$Q_{\text{moy total}} = Q_{\text{moy dom}} + Q_{\text{moy socio - cul}} + Q_{\text{surfaces vides}}$$

$$Q_{\text{moy total 2019}} = 5947.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{moy total 2058}} = 11739.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.6 Consommations maximale journalière et minimale journalière :

En fonction des jours, des semaines, et des mois. On observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_j \text{ max}$ et $K_j \text{ min}$.

Le débit journalier maximal est donné par la formule suivante :

$$Q_j \text{ max} = Q_j \text{ moy} \times K_j \text{ max}$$

Avec : $K_j \text{ max}$: coefficient d'irrégularité journalier, il varie de 1.1 à 1.3, il dépend du nombre de la population.

Pour notre cas on prend $K_j \text{ max} = 1.3$.

$$Q_j \text{ max} = Q_j \text{ moy} \times 1.3$$

Le débit journalier minimal est donné par la formule suivante :

$$Q_j \text{ min} = Q_j \text{ moy} \times K_j \text{ min}$$

Avec : $K_j \text{ min}$: coefficient d'irrégularité journalier, il varie de 0.7 et 0.9. Il dépend du nombre de la population.

Pour notre cas on prend $K_j \text{ min} = 0.8$.

$$Q_j \text{ min} = Q_j \text{ moy} \times 0.8$$

Tableau II-5: Les besoins en eau maximale journalière de la ville

	$Q_{\text{moy j } 2019}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy j } 2058}$ (m ³ /j)	$K_{\text{max j}}$	$Q_{\text{max j } 2019}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{max j } 2058}$ (m ³ /j)
Zone-I-	4811.3	8294.9	1.3	6254.69	10783.37
Zone-II-	187.86	578.31	1.3	244.218	751.803
Zone-III-	948.54	2866.74	1.3	1233.102	3726.762
Tatol	5947.7	11739.95	1.3	7732.01	15261.935

Tableau II-6 : Les besoins en eau minimale journalière de la ville

	$Q_{\text{moy j } 2019}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy j } 2058}$ (m ³ /j)	$K_{\text{min j}}$	$Q_{\text{min j } 2019}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{min j } 2058}$ (m ³ /j)
Zone-I-	4811.3	8294.9	0.8	3849.04	6635.92
Zone-II-	187.86	578.31	0.8	150.288	462.648
Zone-III-	948.54	2866.74	0.8	758.832	2293.392
Tatol	5947.7	11739.95	0.8	4758.16	9391.96

II-7 Consommation moyenne horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24}$$

Tableau II-7 : Consommation des débit moyen horaire

	$Q_{\max j 2019}$ (m ³ /j)	$Q_{\max j 2058}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy h } 2019}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{moy h } 2058}$ (m ³ /h)
Zone-I-	6254.69	10783.37	260.612	449.307
Zone-II-	244.218	751.803	10.176	31.325
Zone-III-	1233.102	3726.762	51.379	155.282
Tatol	7732.01	15261.935	322.167	635.914

II.8 Consommations maximum horaire et minimum horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$.

Où

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec : α_{\max} : coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération qui varie de 1.2 à 1.4.

Pour notre cas on prend on prend : $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants de l'agglomération, il est donné par le tableau suivant

Tableau II-8: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

N de population 1000	0.1	0.15	0.2	0.3	0.5	0.8	1	1.5	2.5	4	10	50	100
β_{\max}	4.5	4	3.5	3	2.5	2.2	2	1.8	1.6	1.5	1	1.2	1.1

La population actuelle est de **17820 habitants donc** $\beta_{\max} = 1.75$

$$K_{\max h} = 1.3 \times 1.75 = 2.275$$

**Tableau II-9 : Consommation des débit maximum horaires pour chaque zone
2019**

	$Q_{\text{moy h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\max h}$	$Q_{\max h} \text{ (m}^3\text{/h)}$
Zone -I-	260.612	2.275	592.892
Zone-II-	10.176	2.275	23.150
Zone -III-	51.379	2.275	116.887
Total	322.167	2.275	732.930

$$Q_{\max h 2019} = 203.59 \text{ l/s}$$

La population future est de **56435 habitants donc on prend** $\beta_{\max} = 1.19$
 $K_{\max h} = 1.3 \times 1.19 = 1.547$

Tableau II-10 : Consommation des débit maximum horaires pour chaque zone 2058

	$Q_{\text{moy h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$Q_{\text{max h}} \text{ (l/s)}$
Zone -I-	449.307	1.547	695.078	193.077
Zone-II-	31.325	1.547	48.460	13.461
Zone -III-	155.282	1.547	240.221	66.728
Total	635.914	1.547	983.759	273.266

$$Q_{\text{max h 2058}} = 273.266 \text{ l/s}$$

$$K_{\text{min h}} = \alpha_{\text{min}} \times \beta_{\text{min}}$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de **0,4 à 0,6**.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\text{min}} = 0.5$

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-11: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

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

La population actuelle est de **17820 habitants donc on prend** $\beta_{\text{min}} = 0.478$

$$K_{\text{min h}} = 0.5 \times 0.478 = 0.239$$

Tableau II-12 : Consommation des débit minimum horaires pour chaque zone 2019

	$Q_{\text{moy h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$
Zone -I-	260.61	0.24	62.29
Zone-II-	10.18	0.24	2.43
Zone -III-	51.38	0.24	12.28
Total	322.17	0.24	77.00

$$Q_{\text{min h 2019}} = 21.39 \text{ l/s}$$

La population future est de **56435 habitants** donc on prend $\beta_{\min}=0.64$

$$K_{\min h}=0.5 \times 0.64 = 0.32$$

Tableau II-13 : Consommation des débit minimum horaires pour chaque zone 2058

	$Q_{\text{moy h}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\min h}$	$Q_{\min h} (\text{m}^3/\text{h})$
Zone -I-	449.307	0.32	143.778
Zone-II-	31.325	0.32	10.024
Zone -III-	155.282	0.32	49.690
Total	635.914	0.32	203.49

$$Q_{\min h \text{ 2058}}=56.53 \text{ l/s}$$

II.9 Répartition de la consommation journalière en fonction des heures de la journée :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant

Distribution des débits horaires en 2019

Tableau II-14: Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heure	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001–50000	50001–100000	plus de 100000	Agglomération rurale
0–1	1	1,5	3	3,35	0,75
1–2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2–3	1	1,5	2,5	3,3	1
3–4	1	1,5	2,6	3,2	1
4–5	2	2,5	3,5	3,25	3
5–6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6–7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7–8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8–9	6,5	6,25	4,9	5,2	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
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	3,75	3
22–23	2	2	4,6	3,75	2
23–24	1	1,5	3,3	3,7	1

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

Pour notre cas on a tous les variantes se trouve dans l'intervalle de 10001–50000 habitants donc d'après le tableau.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max j}}{100} (m^3 / h)$$

Ou

Q_h : Débit horaire nécessaire

$Q_{\max j}$: Débit maximal journalière nécessaire

P% : Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière 2019 de notre agglomération est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II-15 : Variation du débit horaire pour la commune de Beni ilimane 2019.

Heure	Consommation		Consommation cumulée	
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)
0-1	1.5	115.98015	1.5	115.98015
1-2	1.5	115.98015	3	231.9603
2-3	1.5	115.98015	4.5	347.94045
3-4	1.5	115.98015	6	463.9206
4-5	2.5	193.30025	8.5	657.22085
5-6	3.5	270.62035	12	927.8412
6-7	4.5	347.94045	16.5	1275.78165
7-8	5.5	425.26055	22	1701.0422
8-9	6.25	483.250625	28.25	2184.29283
9-10	6.25	483.250625	34.5	2667.54345
10-11	6.25	483.250625	40.75	3150.79408
11-12	6.25	483.250625	47	3634.0447
12-13	5	386.6005	52	4020.6452
13-14	5	386.6005	57	4407.2457
14-15	5.5	425.26055	62.5	4832.50625
15-16	6	463.9206	68.5	5296.42685
16-17	6	463.9206	74.5	5760.34745
17-18	5.5	425.26055	80	6185.608
18-19	5	386.6005	85	6572.2085
19-20	4.5	347.94045	89.5	6920.14895
20-21	4	309.2804	93.5	7229.42935
21-22	3	231.9603	96.5	7461.38965
22-23	2	154.6402	98.5	7616.02985
23-24	1.5	115.98015	100	7732.01

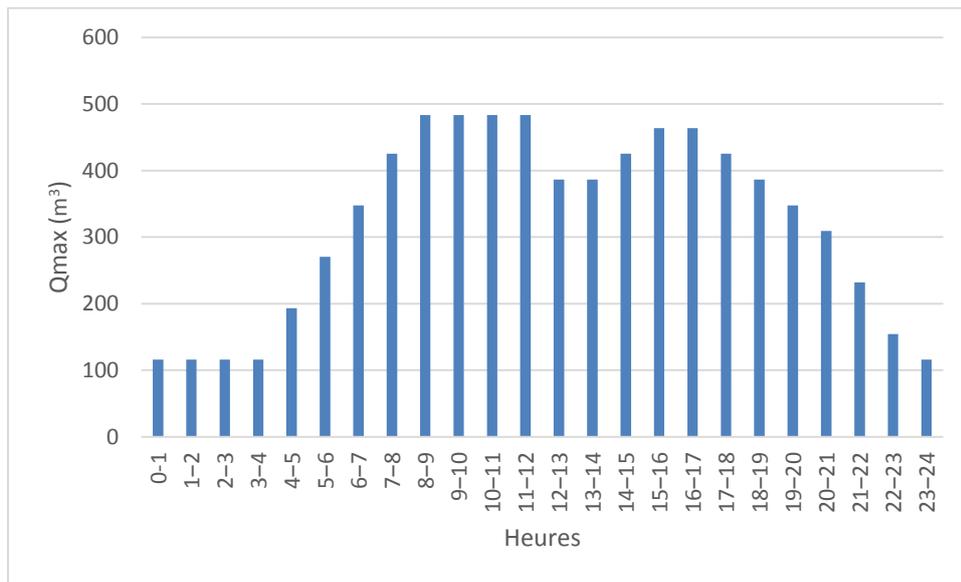


FIGURE II-1 : Graphique de le Consommation horaire 2019

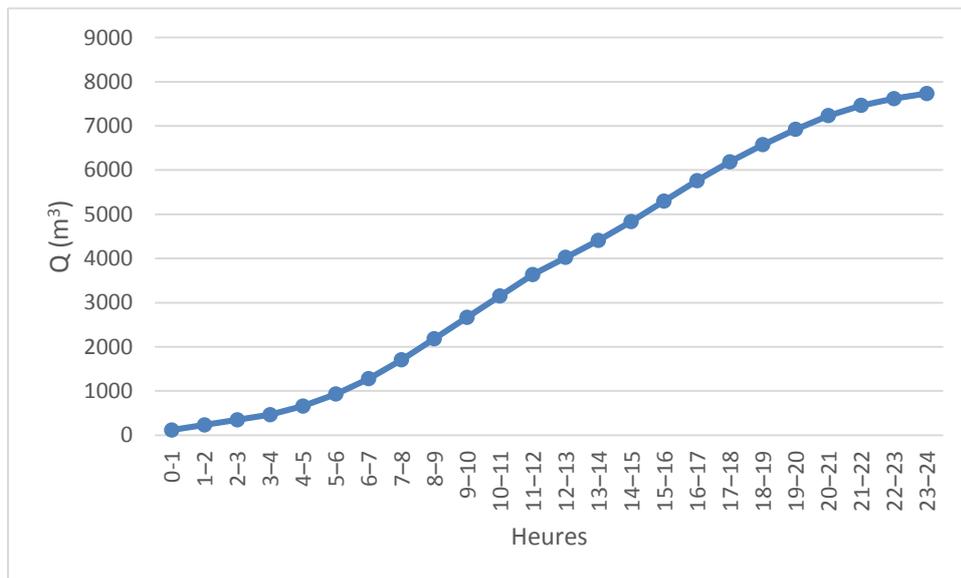


FIGURE II-2 : Courbe Intégrale de la Consommation 2019

Distribution des débits horaires en futur 2058

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

Pour notre cas on a tous les variantes se trouve dans l'intervalle de 50001 à 100000 habitants donc d'après le tableau.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max.j}}{100} (m^3 / h)$$

Où

Q_h : Débit horaire nécessaire

$Q_{\max.j}$: Débit maximal journalière nécessaire

P% : Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière futur de notre agglomération est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II-16 : Variation du débit horaire pour la commune de Beni Ilimane 2058.

Heure	Consommation		Consommation cumulée	
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)
0-1	3	457,858	3	457,858
1-2	3,2	488,382	6,2	946,240
2-3	2,5	381,548	8,7	1327,788
3-4	2,6	396,810	11,3	1724,599
4-5	3,5	534,168	14,8	2258,766
5-6	4,1	625,739	18,9	2884,506
6-7	4,5	686,787	23,4	3571,293
7-8	4,9	747,835	28,3	4319,128
8-9	4,9	747,835	33,2	5066,962
9-10	5,6	854,668	38,8	5921,631
10-11	4,8	732,573	43,6	6654,204
11-12	4,7	717,311	48,3	7371,515
12-13	4,4	671,525	52,7	8043,040
13-14	4,1	625,739	56,8	8668,779
14-15	4,2	641,001	61	9309,780
15-16	4,4	671,525	65,4	9981,305
16-17	4,3	656,263	69,7	10637,569
17-18	4,1	625,739	73,8	11263,308
18-19	4,5	686,787	78,3	11950,095
19-20	4,5	686,787	82,8	12636,882
20-21	4,5	686,787	87,3	13323,669
21-22	4,8	732,573	92,1	14056,242
22-23	4,6	702,049	96,7	14758,291

23-24	3,3	503,644	100	15261,935
-------	-----	---------	-----	-----------

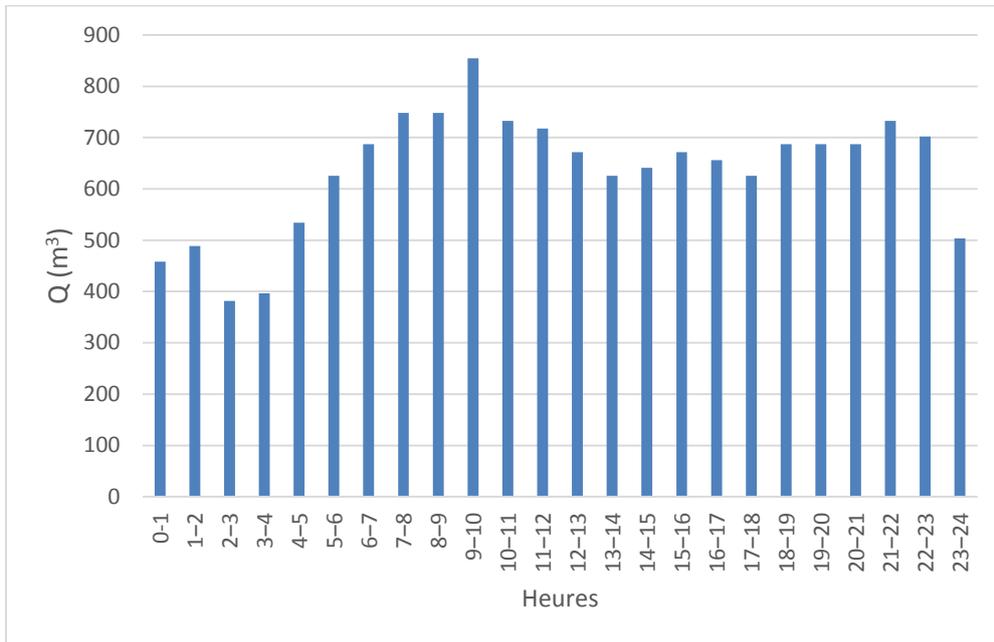


FIGURE II-3 : Graphique de le Consommation horaire 2058

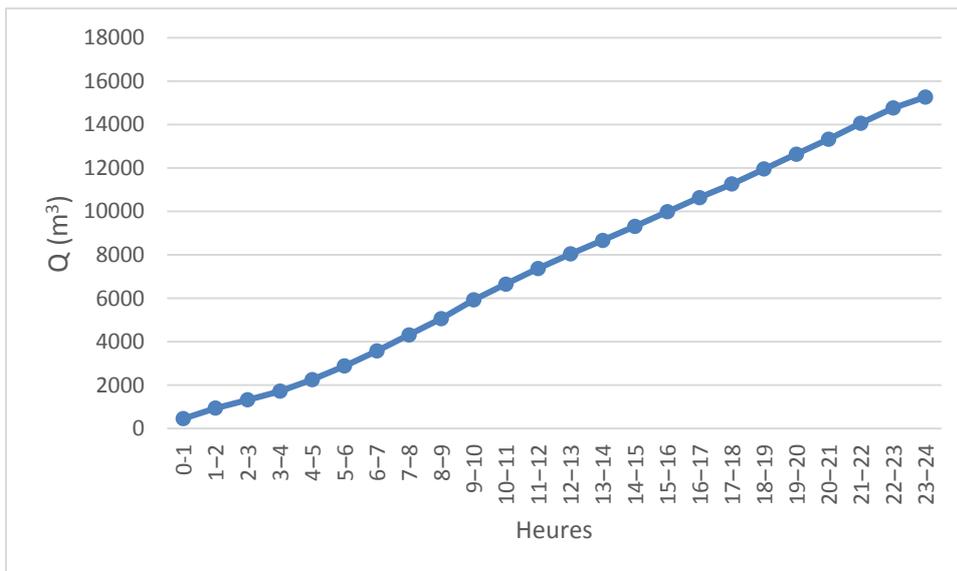


FIGURE II-4 : Courbe Intégrale de la Consommation2058

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons pu réévaluer les besoins en eau de la population de Beni Imane selon un horizon de calcul 2058, par la suite le débit max et min journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.

Chapitre III

Réservoirs

CHAPITRE III : RESERVOIRS

III.1. Introduction

Très souvent, l'installation d'adduction et de distributions d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel.

Il a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique :

- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la demande en eau ;
- Assurer la consommation pendant la panne (panne électrique, défaillance de la pompe).
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution.
- Régulariser le fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes.
- Le stockage de la réserve d'incendie.
- Le maintien d'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures. [1]

III.2. Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

- Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

III.3. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon :

III.3.1. Leur position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés.
- Les réservoirs semi enterrés.
- Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution.
- Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.

Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique. [1]

III.3.2. Leur forme

- Les réservoirs séculaires.
- Les réservoirs carrés, rectangulaires.
- Les réservoirs quelconques. [1]

III.3.3. Leur mode de fermeture

- Les réservoirs couverts.
- Les réservoirs non couverts. [1]

III.3.4. Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- Métalliques.
- En maçonnerie.
- En béton armé.
- Ou précontrainte.

III.3.5. Selon l'usage :

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques.
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- Les possibilités d'adaptation au réseau.
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site. [1]

UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

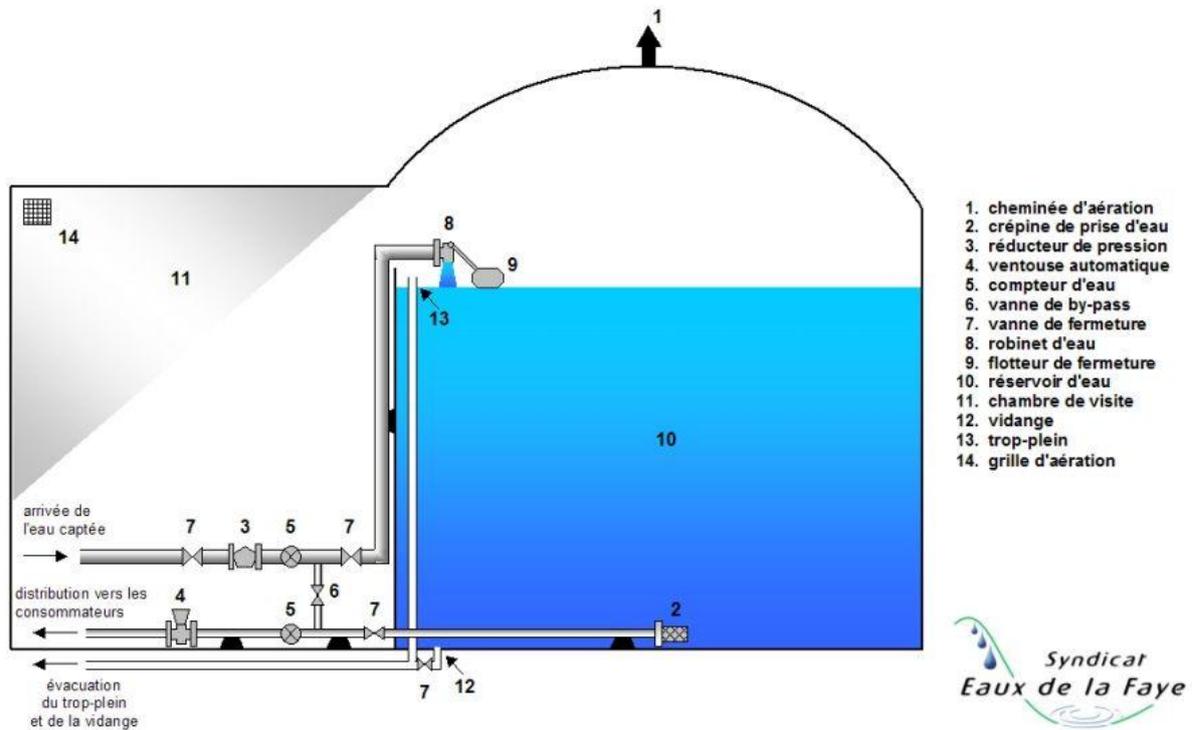


Figure III.1: Schéma explicatif des équipements d'un réservoir

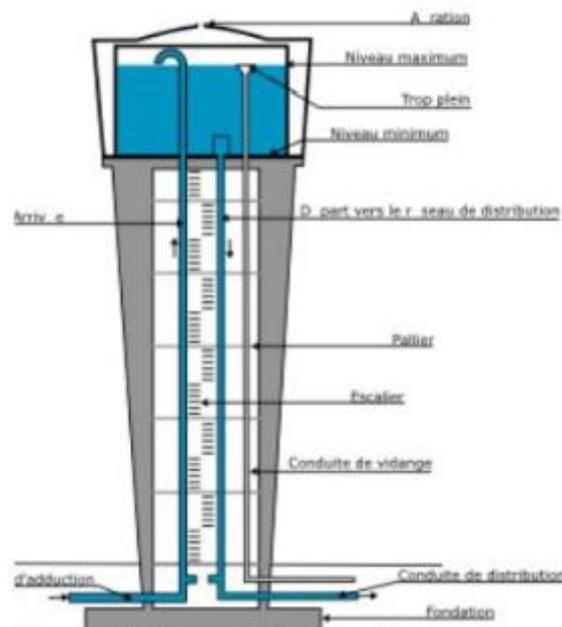


Figure III.2: Schéma explicatif des équipements d'un réservoir surélevé

III.4. Utilités des réservoirs

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir :

- Fonction techniques

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...)
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

-Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

III.5. Qualité de l'eau dans les réservoirs

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins ...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux.
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir

III.6. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes:

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.

- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains sables et solides.

III.7. Choix du type du réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Ethnocentrie lus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

III-8- Fontainerie et équipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction).
- Conduite de départ ou de distribution .
- Conduite de vidange.
- Conduite de trop plein.
- Conduite de bay basse, dans certain cas.
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie. [2]

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

III.8.1. Conduite d'arrivée

Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer le brassage.

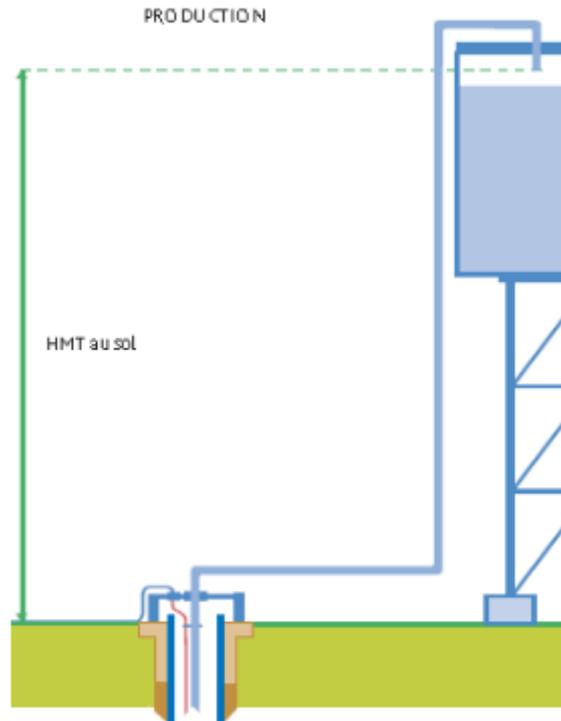


Figure III.3: Schéma explicatif de conduite d'arrivée

III.8.2. Conduite de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite. [2]

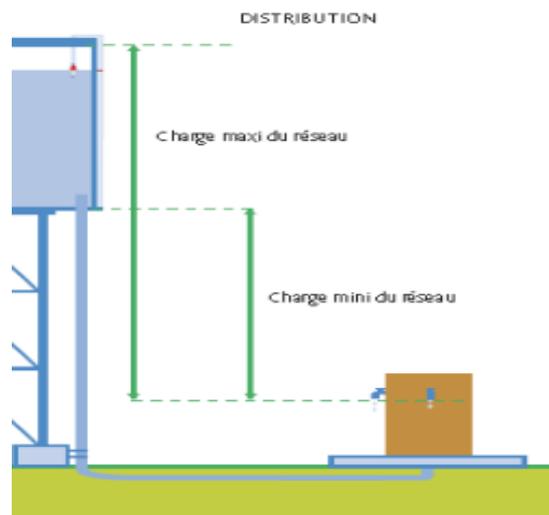


Figure III.4: Schéma explicatif de conduite distribution

III.8.3. La conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante. [2]

III.8.4. Conduite de vidange

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein. [2]

III.8.5. Conduite de bay-basse

Le bay-basse est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir. [2]

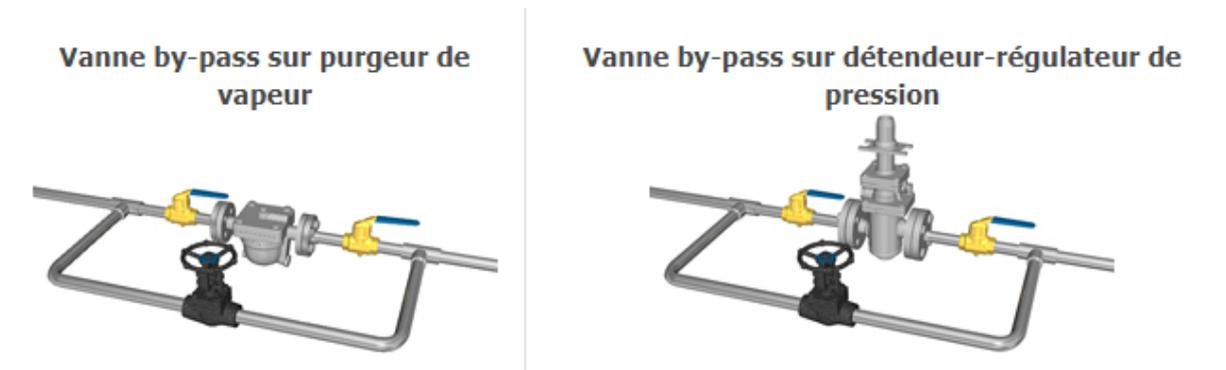


Figure III.5: Système Bypasse

III.8.6. Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur. [2]

III.8.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve atteint. Nous distinguons :

- Le système à deux prises : Ce système est très rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.
- Le système à siphon : Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie. [2]

III.9. Capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.9.1. La méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$Vu = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100}$$

$a\%$: Représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$ en pourcentage.

$Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

Tableau III.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir

heurs	Cons (%)	Refoulement(%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Reste dans le réservoir	
00-01	3	5	2		-9,2	4,3
01-02	3,2	5	1,8		-7,4	1,8
02-03	2,5	5	2,5		-4,9	2,5
03-04	2,6	5	2,4		-2,5	2,4
04-05	3,5	5	1,5		-1	1,5
05-06	4,1	5	0,9		-0,1	0,9
06-07	4,5	5	0,5		0,4	0,5
07-08	4,9	5	0,1		0,5	0,1
08-09	4,9	5	0,1		0,6	0,1
09-10	5,6	5		-0,6	0	-0,5
10-11	4,8	5	0,2		0,2	-0,3
11-12	4,7	5	0,3		0,5	0
12-13	4,4	5	0,6		1,1	0,6
13-14	4,1	5	0,9		2	1,5
14-15	4,2	5	0,8		2,8	2,3
15-16	4,4	5	0,6		3,4	2,9
16-17	4,3	5	0,7		4,1	3,6
17-18	4,1	0		-4,1	0	-0,5
18-19	4,5	0		-4,5	-4,5	-5
19-20	4,5	0		-4,5	-9	-9,5
20-21	4,5	0		-4,5	-13,5	0
21-22	4,8	5	0,2		-13,3	0,2
22-23	4,6	5	0,4		-12,9	0,6
23-24	3,3	5	1,7		-11,2	2,3

Calcul de la capacité du réservoir [3]

Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{17.6 * 15261.94}{100} = 2686,10056 \text{ m}^3$$

Le volume des réservoirs existant est de : $R_1 + R_2 = 2000 \text{ m}^3$

Donc il reste un volume déficitaire de $2686 - 2000 = 686 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 686 + 120 = 806 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$

III.10 Calcul hydraulique

III.10.1.cas gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10 %** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau II.1

Tableau III.2 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1.77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Pour notre cas, (fonte) on prend : **K'= 0,00179 ; B = 1,9 ; m = 5,1; Qmaxj=9096,003(m³/j)**

Tableau III.3: Caractéristiques de conduite d'adduction zoneI

C _{PDR}	C _{PDB}	ΔH _t (m)	L _g (m)	L _c (m)	D _{av} (m)
1077.62	1102	24.38	750	825	0.499

Alors

D_N=500mm.

III.11. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de prendre connaissance de la constitution d'un réservoir destiné au stockage des eaux potables d'un point de vue théorique et de vérifier les dimensions des réservoirs existants qui sont de 2000m³ et le réservoir en cour de constriction de 1000m³, afin de répondre aux besoins des habitants à l'horizon 2058.

chapitre IV

DIMENSION ET CONCEPTION DU RESEAUX DU DISTRIBUTION

CHAPITRE IV: DIMENSION ET CONCEPTION DU RESEAUX DU DISTRIBUTION**IV.1. Introduction**

Un réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduite interconnectées fonctionnant sous pression et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs. comme déjà cité auparavant la ville reconnaît actuellement un réseau de distribution défaillant qui nécessite d'être redimensionné .

Dans ce chapitre nous verrons comment dimensionner et concevoir un réseau de distribution d'eau potable, mais avant cela nous allons voir les différents types de réseaux de distribution qui existent.

IV.2 Type de réseau de distribution :

Un réseau de distribution a pour but d'acheminer l'eau d'un réservoir de stockage, à une agglomération. Le choix du type de réseau de distribution dépend de la structures et l'importance de l'agglomération. On distingue principalement deux sortes de réseau de distribution :

-Réseau ramifié.

-Réseau maillé.

IV.2.1 Réseau ramifié

Il est constitué d'une conduite principale et de conduites secondaires, c'est un réseau arborescent avec une alimentation à sens unique, son avantage réside dans le fait que le sens d'écoulement est connue ce qui permet une meilleur maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation, par contre si un tronçon est mis hors service cela entraîne la mise hors service de toutes les conduites en aval il n'offre donc pas de sécurité d'alimentation, en plus de ça des chutes de pressions peuvent surgir aux heures de pointes dans certains secteurs.

IV.2.2 Réseau maillé

Il est constitué d'un ensemble de conduites interconnectées formant une ou plusieurs boucles fermées, ce type de réseau permet l'alimentation en un point par plusieurs directions. On peut aussi isoler une conduite tout en maintenant l'alimentation dans les canalisations situées en aval. Ce type de réseau est mieux adapté dans les grandes villes dotées de pentes plus ou moins faibles en revanche il peut conduire à des couts de construction et d'entretien très élevé.

NB :

Pour notre agglomération nous avons effectué les choix suivant :

Pour la zone I : nous avons opté pour un réseau maillé pour les zones urbaines avec l'existence des ramifications pour alimenter les alentours afin de garantir une meilleure exploitation de l'infrastructure et une distribution raisonnable. Elle sera alimentée à partir du réservoir 1000m³ en cour de réalisation dans la zone.

Pour la zone II : nous avons opté pour un réseau ramifié pour des raisons économiques et une distribution raisonnable vu la disposition des abonnées à l'échelle spatiale. Elle sera alimentée à partir du réservoir 1000m³ existant dans la zone.

Pour la zone III : nous avons opté pour un réseau maillé pour les zones urbaines avec l'existence des ramifications pour alimenter les alentours pour meilleur exploitation de l'infrastructure et une distribution raisonnable. Elle sera alimentée à partir des deux réservoirs existants de 500m³ dans la zone.

IV.3 Conception du réseau

IV.3.1 Tracé du réseau de distribution

Pour tracé le réseau de distribution, on doit suivre le réseau de la voirie pour pouvoir desservir l'ensemble des abonnés. Le principe du tracé est le suivant :

- Avant de tracé le réseau il faut repérer les grands consommateurs ou les quartiers ayant une densité d'habitation importante.
- Choisir l'itinéraire le plus court afin de réduire le cout des travaux
- Commencer par tracé les conduites principal en prenant soin de les tracées en parallèle et de bien les répartir pour avoir une bonne distribution d'eau
- Tracer ensuite les conduites secondaires pour relier les conduites principales entre elles et pour alimenter l'intérieur des quartiers.
- Eviter la multiplication des ouvrages couteux (traversées de rivières, terrain boisés...)
- Les canalisations doivent être posées sous les trottoirs en évitant au maximum la traversée des rues importantes

NB :

Nous avons tracé les réseaux maillés et ramifiés à l'aide du plan de masse de la ville sur le logiciel AUTOCAD, ce qui nous a permis d'avoir les longueurs de chaque tronçon, ce qui nous a aidé à passer à l'étape de calcul des différents débits.

IV.3.2 Choix du matériau des conduites

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

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). [4]

a- Tuyaux en fonte

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

Avantage

Bonne résistances aux sollicitations du fluide.

Bonne résistance aux chocs et aux charges compressible.

Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite.

Facilité de pose.

Inconvénients

Sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse.

Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pause.

Mauvaise résistance au cisaillement.

Une durée de vie d'environ 30 ans.

b- Tuyaux en acier

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus légers que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

Avantage

Résistances aux contraintes (choc, écrasement.).

Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

Leur principal inconvénient est la corrosion.

c- Tuyaux en P.E.H.D**Avantages**

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

Inconvénient

1. Nécessite une grande technicité pour la jonction.

NB :

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en PEHD, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent. (Résiste mieux aux remblais et aux fortes pression).

IV.3.3 Dimensionnement du réseau :

On utilise la formule de **DARCY-WEISBACH** pour le calcul de la perte de charge :

$$\Delta H = 0.0827 \cdot f(\varepsilon, d, q) \cdot d^{-5} \cdot L$$

ε : coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f : facteur de friction (dépend de ε , d , et q)

d : diamètre du tuyau (m)

L : longueur du tuyau (m)

q : débit (m³/s)

Une fois le dimensionnement des conduites fait il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

IV.4 Calcul hydraulique du réseau

IV.4.1 Détermination des débits du réseau

IV.4.1.1 Débit en route

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

$$Q_r = Q_{\max h} - Q_{\text{conc}}$$

Avec : Q_r : débit en route (l/s) .

Q_{conc} : débit concentré (l/s).

IV.4.1.2 Débit spécifique

C'est le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$q_{\text{sp}} = Q_r / \sum l_i$$

Avec : q_{sp} : débit spécifique (l/s) ;

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

IV.4.1.3 Les débits aux nœuds

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{\text{sp}} * l_i$$

$$Q_{\text{nd}} = 0,55. \sum Q_{ri} + Q_{\text{conc}}$$

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

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

$\sum Q_{ri}$: somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s).

Q_{nd} : débit au nœud (l/s).

Les résultats sont comme suivis :

a- cas de pointe

Dans notre cas on n'a pas des débits concentrés par ce qu'il n'est existé pas les usines.

Donc $Q_{\text{conc}} = 0$

a-1. La zone I :

Tableau IV-1 : détermination des débits routes et spécifique zone I

Tronçons	Long (m)	Nœud D	Nœud A	qsp (l/s)	qri (l/s)
Tuyau p1	624.8	N1	N2	0.0296	18.4929
Tuyau p2	240.6	N3	N4	0.0296	7.1213
Tuyau p3	253.6	N3	N5	0.0296	7.5061
Tuyau p4	335.4	N6	N7	0.0296	9.9272
Tuyau p5	325.4	N7	N8	0.0296	9.6312
Tuyau p6	276.2	N8	N9	0.0296	8.1750
Tuyau p7	189.1	N9	N10	0.0296	5.5970
Tuyau p8	407.6	N10	N4	0.0296	12.0641
Tuyau p9	399.2	N5	N10	0.0296	11.8155
Tuyau p10	60.2	N2	N11	0.0296	1.7818
Tuyau p11	174.6	N12	N13	0.0296	5.1678
Tuyau p12	55.9	N14	N15	0.0296	1.6545
Tuyau p13	103.4	N16	N17	0.0296	3.0604
Tuyau p15	428.3	N10	N20	0.0296	12.6768
Tuyau p16	58.9	N4	N21	0.0296	1.7433
Tuyau p17	162.2	N3	N22	0.0296	4.8008
Tuyau p18	268.5	N2	N3	0.0296	7.9471
Tuyau p19	54.62	N5	N16	0.0296	1.6166
Tuyau p20	78.98	N16	N23	0.0296	2.3377
Tuyau p21	46.79	N22	N24	0.0296	1.3849
Tuyau p22	235	N24	N25	0.0296	6.9555
Tuyau p23	440.5	N20	N26	0.0296	13.0379
Tuyau p24	238.6	N4	N6	0.0296	7.0621
Tuyau p25	330.1	N6	N9	0.0296	9.7703
Tuyau p26	108.1	N8	N14	0.0296	3.1995
Tuyau p27	116.4	N14	N27	0.0296	3.4452
Tuyau p28	277.4	N12	N14	0.0296	8.2105
Tuyau p29	165.7	N23	N20	0.0296	4.9044
Tuyau 2	67.21	N24	N19	0.0296	1.9893

Tableau IV-2 : Débits nodaux pour le cas de pointe zone I

Noeuds	Troncons	Q _{nodaux} (l/s)
Noeud n1	P1	9.25
Noeud n2	P1 , P10 ,P18	14.11
Noeud n3	P2, P3 , P18, P17	13.69
Noeud n4	P2 ,P8 ,P16, P24	14.00
Noeud n5	P3 , P9 , P19	10.47
Noeud n6	P4 , P24 ,P25	13.38
Noeud n7	P4 ,P5	9.78
Noeud n8	P5, P6, P26	10.50
Noeud n9	P6 P7 P25	11.77
Noeud n10	P8 P7 P15 P9	21.08
Noeud n11	P10	0.89
Noeud n12	P26 P11 P28	8.29
Noeud n13	P11	2.58
Noeud n14	P28 P27 P12	6.66
Noeud n15	P12	0.83
Noeud n16	P19 P20 P13	3.51
Noeud n17	P13	1.53
Noeud n19	2	0.99
Noeud n20	P15 P23 P29	15.31
Noeud n21	P16	0.87
Noeud n22	P17	2.40
Noeud n23	P20 P21 P29	4.31
Noeud n24	2 P21 P22	5.16
Noeud n25	P22	3.48
Noeud n26	P23	6.52
Noeud n27	P27	1.72

Tableau IV-3 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe zone I

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p1	624.8	400	183.83	1.46
Tuyau p2	240.6	315	81.43	1.04
Tuyau p3	253.6	250	71.31	1.45
Tuyau p4	335.4	160	26.11	1.3
Tuyau p5	325.4	160	16.33	0.81
Tuyau p6	276.2	160	-14.25	0.71
Tuyau p7	189.1	125	-11.35	0.92
Tuyau p8	407.6	125	-12.4	1.01
Tuyau p9	399.2	160	19.62	0.98
Tuyau p10	60.2	63	0.89	0.29
Tuyau p11	174.6	63	2.58	0.83
Tuyau p12	55.9	63	0.83	0.27
Tuyau p13	103.4	63	1.53	0.49
Tuyau p15	428.3	63	-0.41	0.13
Tuyau p16	58.9	63	0.87	0.28
Tuyau p17	162.2	63	2.4	0.77
Tuyau p18	268.5	400	168.83	1.34
Tuyau p19	54.62	200	41.22	1.31
Tuyau p20	78.98	200	36.18	1.15
Tuyau p21	46.79	110	9.63	1.01
Tuyau p22	235	75	3.48	0.79
Tuyau p23	440.5	90	6.52	1.02
Tuyau p24	238.6	250	54.16	1.1
Tuyau p25	330.1	125	-14.67	1.2
Tuyau p26	108.1	160	20.08	1
Tuyau p27	116.4	63	1.72	0.55
Tuyau p28	277.4	110	9.21	0.97
Tuyau p29	165.7	160	-22.24	1.11
Tuyau 2	67.21	63	-0.99	0.32

Tableau IV-4 : résultats de calcul des pressions zone I

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n1	9.25	1076.097	1077.71	1.62
Noeud n2	14.11	1022.91867	1075.53	52.61
Noeud n3	13.69	1000.79647	1074.72	73.93
Noeud n4	14	985.396777	1074.12	88.72
Noeud n5	10.47	1005.04075	1073.19	68.15
Noeud n6	13.38	974.385772	1073.25	98.86
Noeud n7	9.78	962.081063	1070.44	108.36
Noeud n8	10.5	965.782733	1069.28	103.49
Noeud n9	11.77	979.387065	1070.05	90.66
Noeud n10	21.08	983.264813	1071.2	87.94
Noeud n11	0.89	1025.82183	1075.42	49.6
Noeud n12	8.29	969.749705	1068.71	98.96
Noeud n13	2.58	973.459231	1066.7	93.25
Noeud n14	6.66	980.846591	1066.57	85.72
Noeud n15	0.83	981.589852	1066.48	84.89
Noeud n16	3.51	1005.95777	1072.84	66.88
Noeud n17	1.53	1020.914	1072.37	51.45
Noeud n19	0.99	1011.5487	1071.9	60.35
Noeud n20	15.31	997.561941	1071.39	73.83
Noeud n21	0.87	986.110558	1074.02	87.91
Noeud n22	2.4	991.625063	1073.08	81.46
Noeud n23	4.31	1007.07334	1072.43	65.36
Noeud n24	5.16	1006.89958	1072.04	65.14
Noeud n25	3.48	1008.91937	1070.04	61.12
Noeud n26	6.52	979.465547	1066.59	87.12
Noeud n27	1.72	982.574205	1065.91	83.34

b-1 Zone II

Tableau IV-5 : détermination des débits routes et spécifique zone II

Tronçons	Long (m)	Nœud D	Nœud A	qsp (l/s)	qri (l/s)
p3	134.6	N5	N9	0.008	1.0767168
p4	567.4	N2	N7	0.008	4.5392
p7	118.7	N3	N11	0.008	0.9496
1	188.6	N2	N5	0.008	1.5088
2	263.35	N2	N3	0.008	2.1068
3	72.08	N3	N4	0.008	0.57664
4	104.8	N5	N9	0.008	0.8384
p1	233.1	1	N2	0.008	1.8648

Tableau IV-6 : Débits nodaux pour le cas de pointe zone II

Nœuds	Tronçons	Q _{nodaux} (l/s)
Noeud n2	P1, P4 , 1, 1	5.0098
Noeud n4	3	0.28832
Noeud n5	1, 4, P3	1.7119584
Noeud n6	P3	0.5383584
Noeud n7	P4	2.2696
Noeud n9	4	0.4192
Noeud n3	2, 3, P7	1.81652
Noeud n11	P7	0.4748
Noeud 1	P1	0.9324

Tableau IV-7 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe zone II

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p3	134.6	63	0.53	0.17
Tuyau p4	567.4	63	2.27	0.73
Tuyau p7	118.7	63	0.47	0.15
Tuyau 1	188.6	63	2.66	0.85
Tuyau 2	263.35	63	2.58	0.83
Tuyau 3	72.08	63	0.29	0.09
Tuyau 4	104.8	63	0.42	0.13
Tuyau 5	233.1	110	12.52	1.32

Tableau IV-8 : résultats de calcul des pressions zone II

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n2	5.01	1052.1	1095.5	43.4
Noeud n4	0.29	1059.33	1092.51	33.18
Noeud n5	1.71	1032.78	1093.25	60.47
Noeud n6	0.53	1029.81	1093.17	63.36
Noeud n7	2.27	998.93	1090.45	91.52
Noeud n9	0.42	1030.62	1093.21	62.59
Noeud n3	1.82	1059.55	1092.53	32.98
Noeud n11	0.47	1053.62	1092.47	38.85
Noeud 1	0.93	1098	1098.74	0.74

c-3 zone III

Tableau IV-9 : détermination des débits routes et spécifique zone III

Tronçons	Long (m)	Nœud D	Nœud A	qsp (l/s)	qri (l/s)
Tuyau p1	277.3	N1	N2	0.0111	3.071
Tuyau p2	390.5	N2	N3	0.0111	4.325
Tuyau p3	322.9	N4	N5	0.0111	3.576
Tuyau p4	278.7	N3	N6	0.0111	3.087
Tuyau p5	336.5	N2	N7	0.0111	3.727
Tuyau p6	338.4	N8	N9	0.0111	3.748
Tuyau p7	178.1	N8	N10	0.0111	1.973
Tuyau p8	347.6	N8	N4	0.0111	3.850
Tuyau p9	164.1	N11	N12	0.0111	1.818
Tuyau p10	340.3	N4	N13	0.0111	3.769
Tuyau p11	290.8	N4	N14	0.0111	3.221
Tuyau p12	169.3	N15	N16	0.0111	1.875
Tuyau p14	278.1	N7	N3	0.0111	3.080
Tuyau p16	146.6	N7	N8	0.0111	1.624
Tuyau p17	222.2	N14	N5	0.0111	2.461
Tuyau p18	270.7	N5	N15	0.0111	2.998
Tuyau p19	165.6	N15	N19	0.0111	1.834
Tuyau p20	278.7	N14	N20	0.0111	3.087
Tuyau p21	132.4	N20	N21	0.0111	1.466
Tuyau p22	108.9	N21	N19	0.0111	1.206
Tuyau 2	177.7	N19	N18	0.0111	1.968
Tuyau 3	428.9	N19	N22	0.0111	4.750
Tuyau 4	178.42	N3	N11	0.0111	1.976
Tuyau 5	52.12	N11	N4	0.0111	0.577
Tuyau 6	108.22	N20	N15	0.0111	1.199

Tableau IV-10 : Débits nodaux pour le cas de pointe zone III

Nœuds	Troncons	Q_{nodaux} (l/s)
Noeud n1	P1	1.536
Noeud n2	P1 P2 P5	5.562
Noeud n3	P4 4 P2 P14	6.234
Noeud n4	5 P8 P11 P3 P10	7.497
Noeud n5	P3 P17 P18	4.518
Noeud n6	P4	1.543
Noeud n7	P5 P14 P16	4.216
Noeud n8	P6 P7 P8 P16	5.597
Noeud n9	P6	1.874
Noeud n10	P7	0.986
Noeud n11	4 5 P9	2.186
Noeud n12	P9	0.909
Noeud n13	P10	1.885
Noeud n14	P11 P17 P20	4.384
Noeud n15	6 P12 P18 P19	3.953
Noeud n16	P12	0.938
Noeud n18	2	0.984
Noeud n19	2 3 P19 P22	4.880
Noeud n20	P20 P21 6	2.876
Noeud n21	P21 P22	1.336
Noeud n22	3	2.375

Tableau IV-11 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe zone III

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p1	277.3	250	64.64	1.32
Tuyau p2	390.5	200	42.27	1.35
Tuyau p3	322.9	110	12.82	1.35
Tuyau p4	278.7	63	1.54	0.49
Tuyau p5	336.5	160	16.81	0.84
Tuyau p6	338.4	63	1.87	0.6
Tuyau p7	178.1	63	0.98	0.31
Tuyau p8	347.6	75	-2.55	0.58
Tuyau p9	164.1	63	0.91	0.29
Tuyau p10	340.3	63	1.88	0.6
Tuyau p11	290.8	110	13.38	1.41
Tuyau p12	169.3	63	0.93	0.3
Tuyau p14	278.1	63	1.62	0.52
Tuyau p16	146.6	125	10.99	0.9
Tuyau p17	222.2	63	0.46	0.15
Tuyau p18	270.7	90	8.77	1.38
Tuyau p19	165.6	75	4.87	1.1
Tuyau p20	278.7	90	8.54	1.34
Tuyau p21	132.4	75	4.69	1.06
Tuyau p22	108.9	75	3.36	0.76
Tuyau 2	177.7	63	0.98	0.31
Tuyau 3	428.9	75	2.37	0.54
Tuyau 4	178.42	200	-36.11	1.15
Tuyau 5	52.12	200	33.02	1.05
Tuyau 6	108.22	63	-0.98	0.31

Tableau IV-12 : résultats de calcul des pressions zone III

Noeuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n1	1.53	1039.16126	1044.47	5.31
Noeud n2	5.56	1019.12934	1043.08	23.95
Noeud n3	6.23	993.123404	1040.41	47.29
Noeud n4	7.49	983.084442	1039.27	56.18
Noeud n5	4.51	960.590958	1034.73	74.14
Noeud n6	1.54	990.83143	1039.13	48.29
Noeud n7	4.21	992.119121	1041.81	49.69
Noeud n8	5.59	984.359217	1040.96	56.6
Noeud n9	1.87	974.272178	1038.76	64.49
Noeud n10	0.98	979.885755	1040.59	60.71
Noeud n11	2.18	985.509327	1039.49	53.98
Noeud n12	0.91	973.250431	1039.19	65.94
Noeud n13	1.88	961.717192	1037.03	75.32
Noeud n14	4.38	972.250816	1034.86	62.61
Noeud n15	3.95	952.398892	1029.7	77.3
Noeud n16	0.93	947.316891	1029.38	82.06
Noeud n18	0.98	939.483282	1026.76	87.28
Noeud n19	4.88	946.755669	1027.13	80.38
Noeud n20	2.87	958.811057	1029.92	71.11
Noeud n21	1.33	953.008926	1028	75
Noeud n22	2.37	932.509465	1025.29	92.78

b- cas de pointe plus incendie**a-2 zone I**

Ce cas est similaire au cas de point seulement que le nœud n15 est considéré comme le plus défavorable ou le doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

Tableau IV-13 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie zone I

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p1	624.8	400	200.83	1.6
Tuyau p2	240.6	315	94.24	1.21
Tuyau p3	253.6	250	75.5	1.54
Tuyau p4	335.4	160	33.63	1.67
Tuyau p5	325.4	160	23.85	1.19
Tuyau p6	276.2	160	-23.73	1.18
Tuyau p7	189.1	125	-17.11	1.39
Tuyau p8	407.6	125	-13.97	1.14
Tuyau p9	399.2	160	23.26	1.16
Tuyau p10	60.2	63	0.89	0.29
Tuyau p11	174.6	63	2.58	0.83
Tuyau p12	55.9	63	17.83	5.72
Tuyau p13	103.4	63	1.53	0.49
Tuyau p15	428.3	63	-0.96	0.31
Tuyau p16	58.9	63	0.87	0.28
Tuyau p17	162.2	63	2.4	0.77
Tuyau p18	268.5	400	185.83	1.48
Tuyau p19	54.62	200	41.77	1.33
Tuyau p20	78.98	200	36.73	1.17
Tuyau p21	46.79	110	9.63	1.01
Tuyau p22	235	75	3.48	0.79
Tuyau p23	440.5	90	6.52	1.02
Tuyau p24	238.6	250	65.4	1.33
Tuyau p25	330.1	125	-18.38	1.5
Tuyau p26	108.1	160	37.08	1.84
Tuyau p27	116.4	63	1.72	0.55
Tuyau p28	277.4	160	26.21	1.3
Tuyau p29	165.7	160	-22.79	1.13
Tuyau 2	67.21	63	-0.99	0.32

Tableau IV-14 : résultats de calcul des pressions en cas de point plus incendie zone I

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n1	9.25	1076.097	1077.65	1.55
Noeud n2	14.11	1022.91867	1075.08	52.16
Noeud n3	13.69	1000.79647	1074.12	73.32
Noeud n4	14	985.396777	1073.33	87.93
Noeud n5	10.47	1005.04075	1072.43	67.38
Noeud n6	13.38	974.385772	1072.1	97.72
Noeud n7	9.78	962.081063	1067.67	105.59
Noeud n8	10.5	965.782733	1065.36	99.57
Noeud n9	11.77	979.387065	1067.3	87.91
Noeud n10	21.08	983.264813	1069.72	86.45
Noeud n11	0.89	1025.82183	1074.97	49.15
Noeud n12	8.29	969.749705	1063.65	93.9
Noeud n13	2.58	973.459231	1061.64	88.18
Noeud n14	6.66	980.846591	1061.31	80.47
Noeud n15	17.83	981.589852	1040.24	58.65
Noeud n16	3.51	1005.95777	1072.06	66.1
Noeud n17	1.53	1020.914	1071.59	50.67
Noeud n19	0.99	1011.5487	1071.11	59.56
Noeud n20	15.31	997.561941	1070.56	73
Noeud n21	0.87	986.110558	1073.23	87.12
Noeud n22	2.4	991.625063	1072.48	80.85
Noeud n23	4.31	1007.07334	1071.64	64.57
Noeud n24	5.16	1006.89958	1071.25	64.35
Noeud n25	3.48	1008.91937	1069.25	60.33
Noeud n26	6.52	979.465547	1065.75	86.29
Noeud n27	1.72	982.574205	1060.66	78.09

b-2 zone III

Ce cas est similaire au cas de point seulement que le nœud n16 est considéré comme le plus défavorable ou le doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

Tableau IV-15 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie zone III

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p1	277.3	250	80.64	1.64
Tuyau p2	390.5	200	55.95	1.78
Tuyau p3	322.9	110	21	2.21
Tuyau p4	278.7	63	1.54	0.49
Tuyau p5	336.5	160	19.13	0.95
Tuyau p6	338.4	63	1.87	0.6
Tuyau p7	178.1	63	0.98	0.31
Tuyau p8	347.6	75	-4.07	0.92
Tuyau p9	164.1	63	0.91	0.29
Tuyau p10	340.3	63	1.88	0.6
Tuyau p11	290.8	110	21.2	2.23
Tuyau p12	169.3	63	16.93	5.43
Tuyau p14	278.1	63	2.41	0.77
Tuyau p16	146.6	125	12.51	1.02
Tuyau p17	222.2	63	1.46	0.47
Tuyau p18	270.7	90	17.95	2.82
Tuyau p19	165.6	75	2.7	0.61
Tuyau p20	278.7	90	15.36	2.42
Tuyau p21	132.4	75	6.86	1.55
Tuyau p22	108.9	75	5.53	1.25
Tuyau 2	177.7	63	0.98	0.31
Tuyau 3	428.9	75	2.37	0.54
Tuyau 4	178.42	200	-50.59	1.61
Tuyau 5	52.12	200	47.5	1.51
Tuyau 6	108.22	63	-5.63	1.81

Tableau IV-16 : résultats de calcul des pressions en cas de point plus incendie zone III

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n1	1.53	1039.16126	1044.22	5.06
Noeud n2	5.56	1019.12934	1042.13	23
Noeud n3	6.23	993.123404	1037.69	44.57
Noeud n4	7.49	983.084442	1035.56	52.48
Noeud n5	4.51	960.590958	1024.49	63.9
Noeud n6	1.54	990.83143	1036.4	45.57
Noeud n7	4.21	992.119121	1040.53	48.41
Noeud n8	5.59	984.359217	1039.46	55.1
Noeud n9	1.87	974.272178	1037.26	62.99
Noeud n10	0.98	979.885755	1039.09	59.21
Noeud n11	2.18	985.509327	1036	50.49
Noeud n12	0.91	973.250431	1035.7	62.45
Noeud n13	1.88	961.717192	1033.33	71.61
Noeud n14	4.38	972.250816	1025.42	53.17
Noeud n15	3.95	952.398892	1006.12	53.72
Noeud n16	17.93	947.316891	948.06	0.74
Noeud n18	0.98	939.483282	1004.85	65.37
Noeud n19	4.88	946.755669	1005.22	58.47
Noeud n20	2.87	958.811057	1011.15	52.34
Noeud n21	1.33	953.008926	1007.35	54.34
Noeud n22	2.37	932.509465	1003.38	70.87

c-2 Zone II

Tableau IV-17 : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe plus incendie zone II

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p3	134.6	63	5.53	1.77
Tuyau p4	567.4	63	2.27	0.73
Tuyau p7	118.7	63	0.47	0.15
Tuyau 1	188.6	63	7.66	2.46
Tuyau 2	263.35	63	2.58	0.83
Tuyau 3	72.08	63	0.29	0.09
Tuyau 4	104.8	63	0.42	0.13
Tuyau 5	233.1	110	17.52	1.84

Tableau IV-18 : résultats de calcul des pressions en cas de point plus incendie zone II

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n2	5.01	1052.1	1092.49	40.39
Noeud n4	0.29	1059.33	1089.5	30.17
Noeud n5	1.71	1032.78	1076.52	43.74
Noeud n6	5.53	1029.81	1070.29	40.48
Noeud n7	2.27	998.93	1087.44	88.51
Noeud n9	0.42	1030.62	1076.48	45.86
Noeud n3	1.82	1059.55	1089.52	29.97
Noeud n11	0.47	1053.62	1089.46	35.84
Noeud 1	0.93	1098	1098.54	0.54

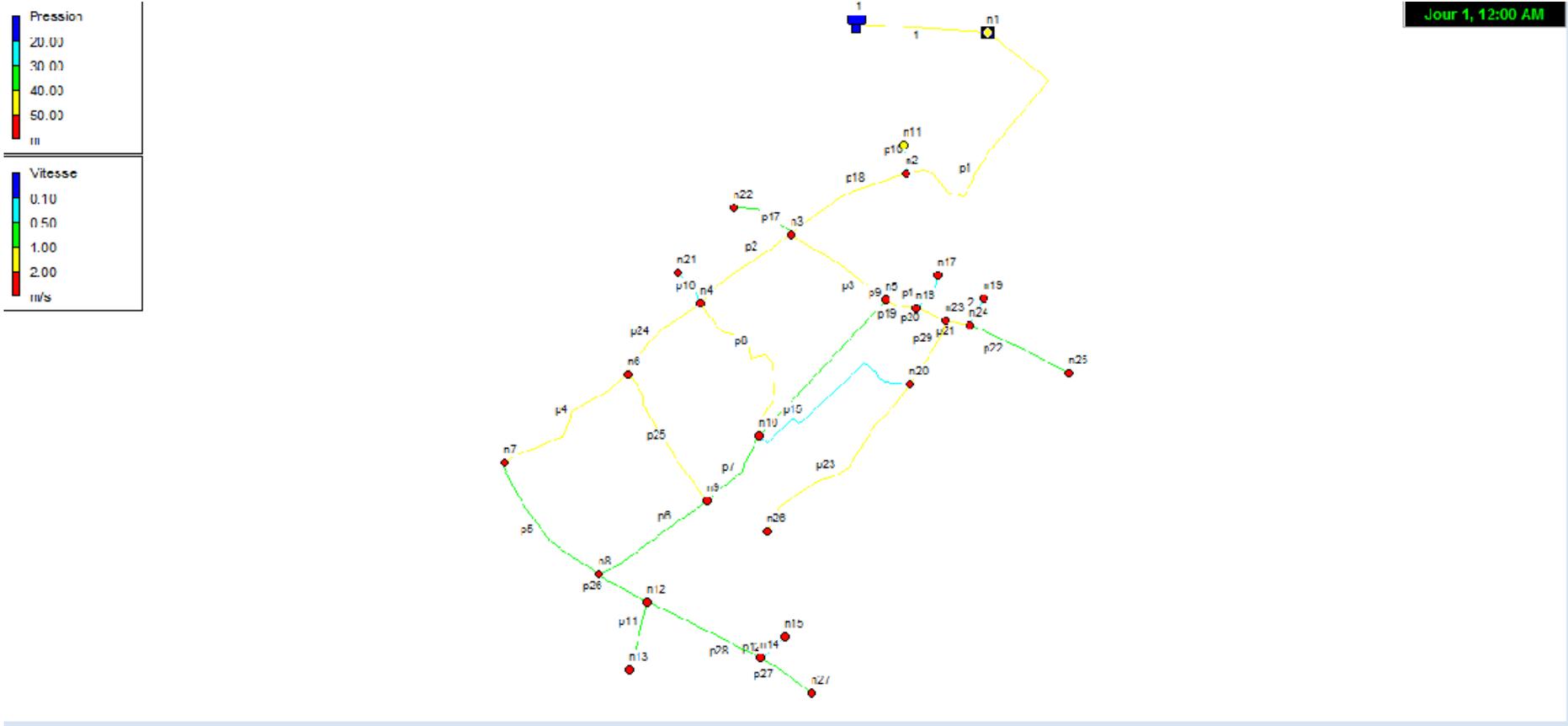


Figure VI-1: Caractéristique hydraulique cas de pointe zone I

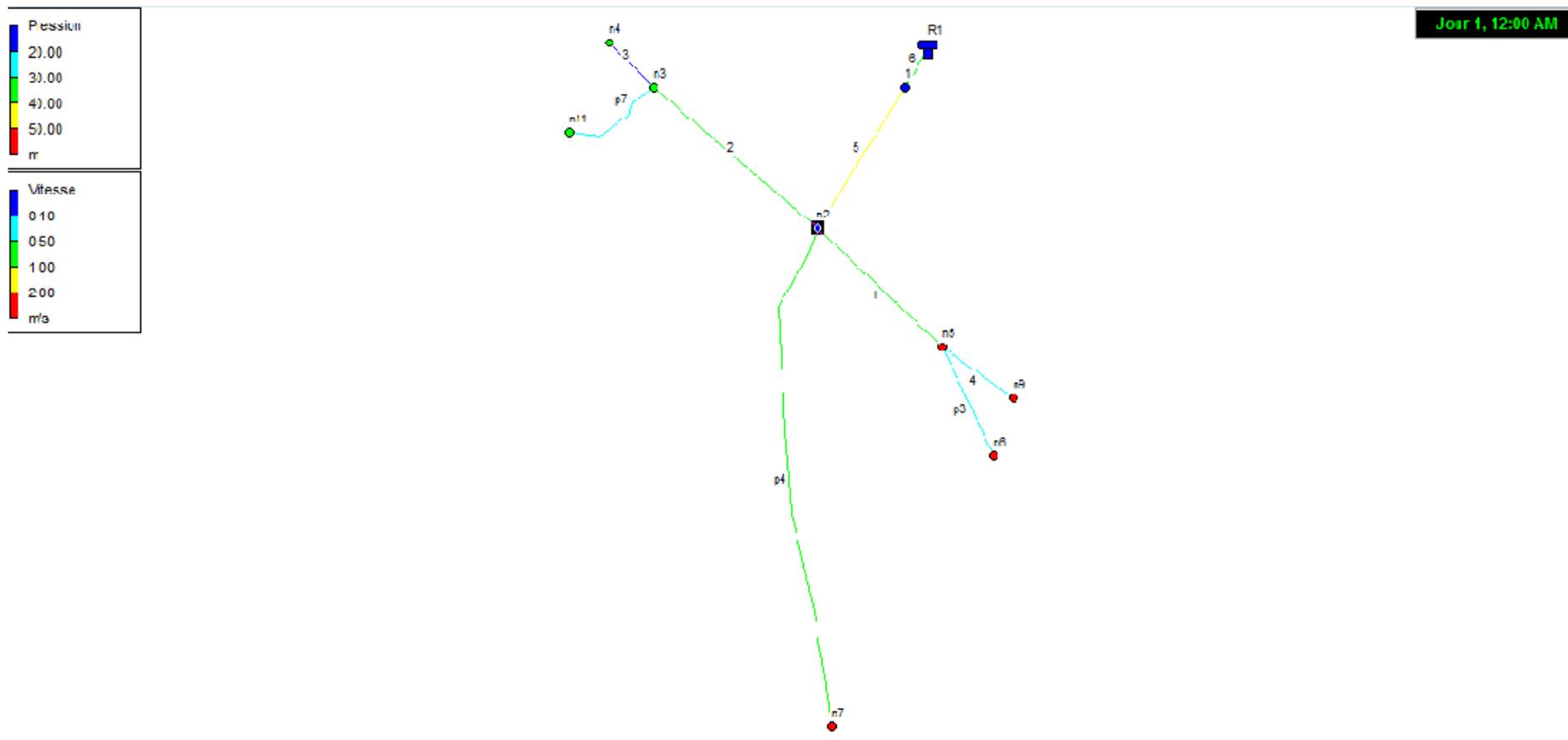


Figure VI-2: Caractéristique hydraulique cas de pointe zone II

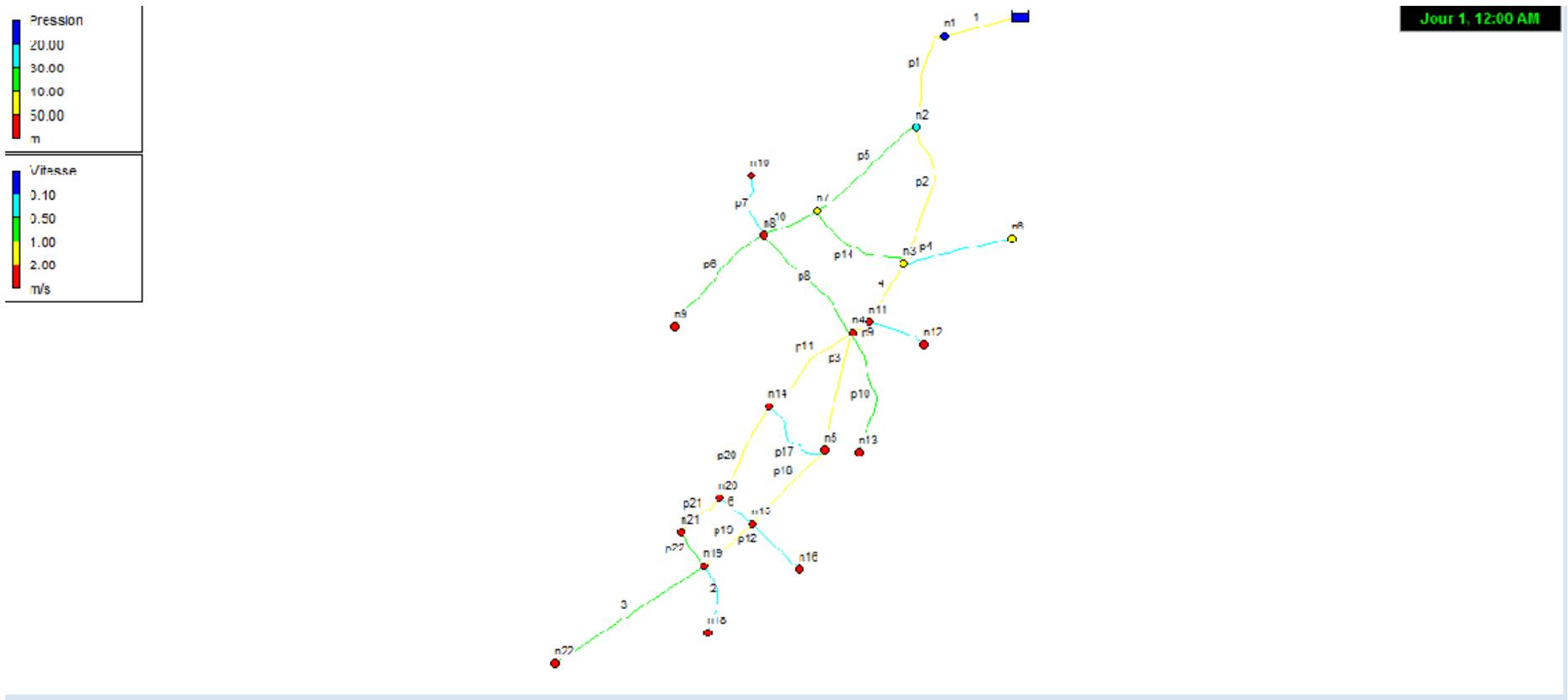


Figure VI-3: Caractéristique hydraulique cas de pointe zone III

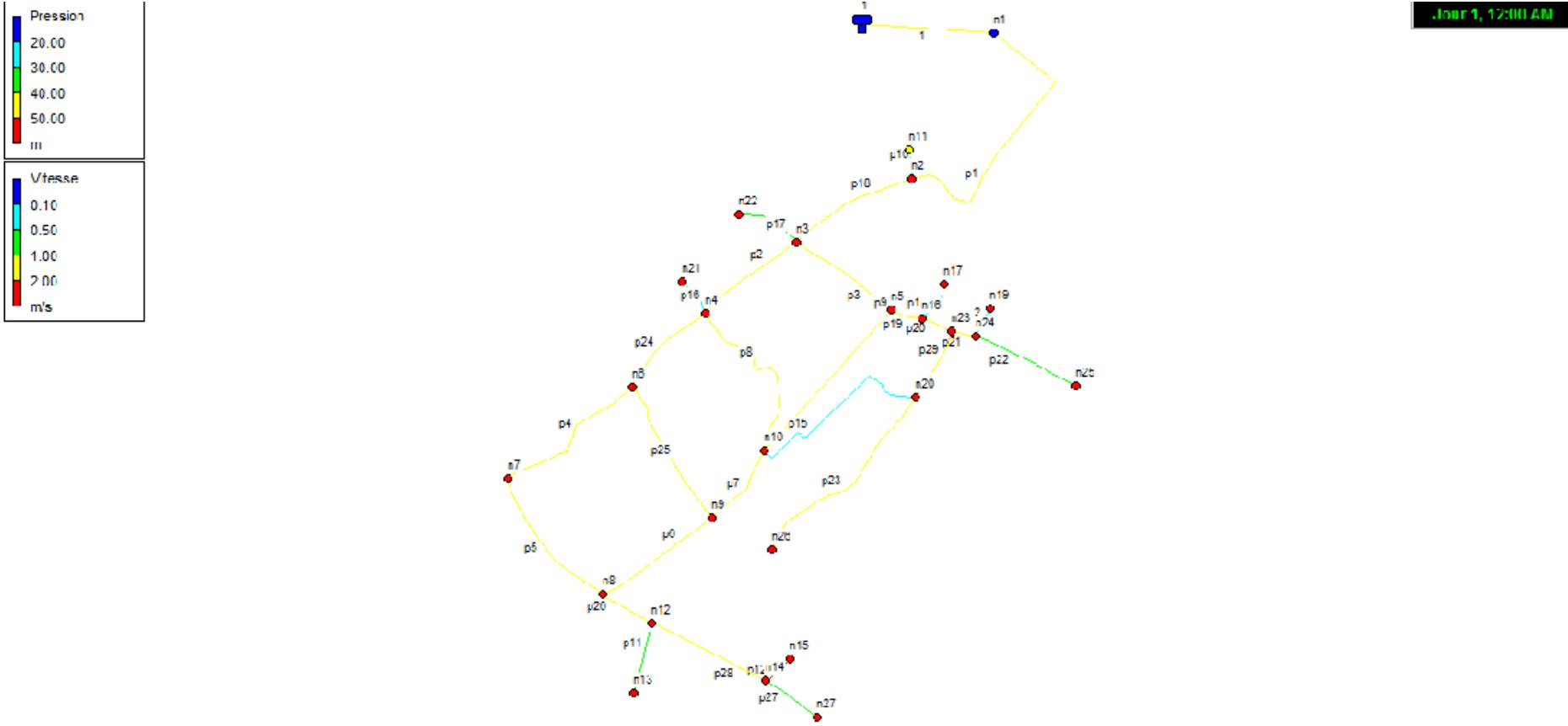


Figure VI-4: Caractéristique hydraulique cas de pointe plus incendie zone I

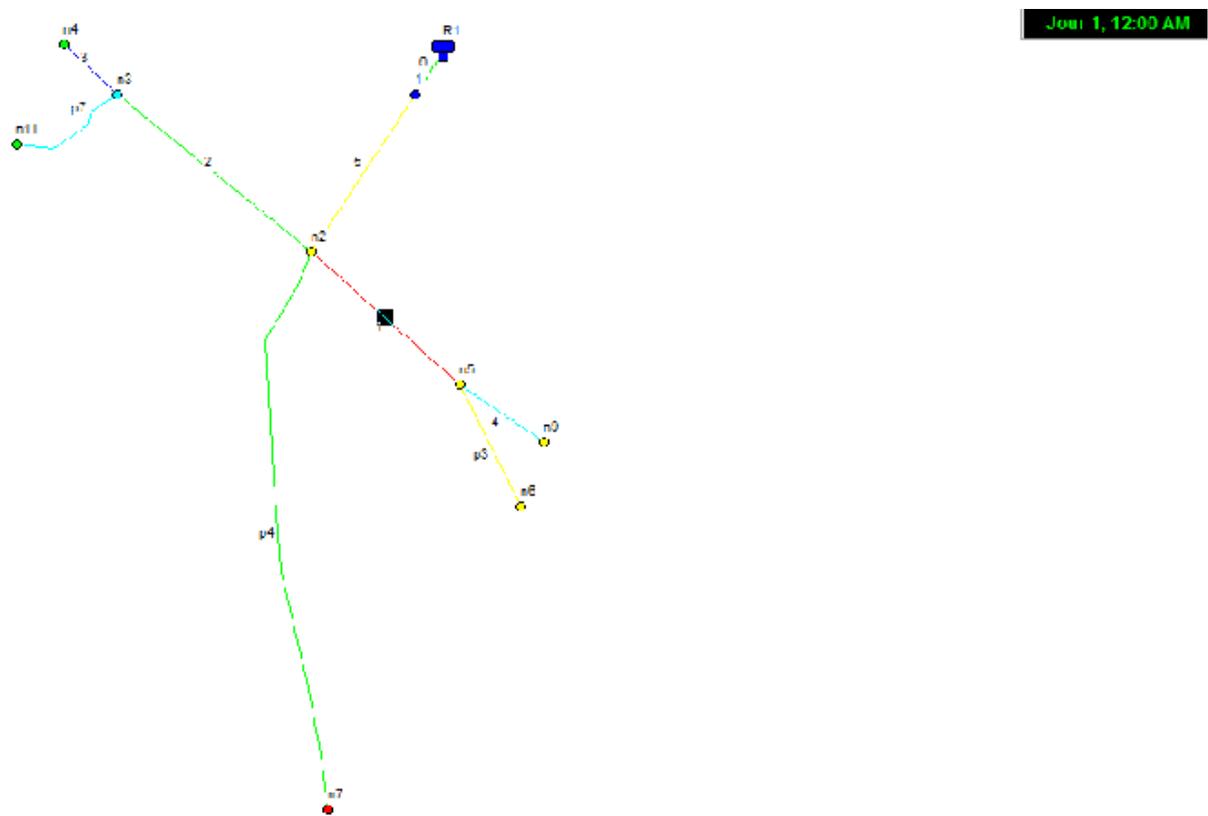
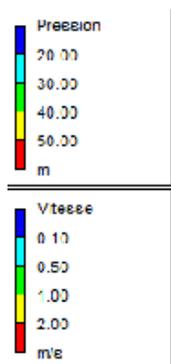
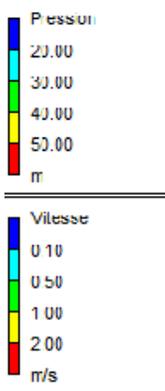


Figure VI-5: Caractéristique hydraulique cas de pointe plus incendie zone II



Jour 1, 12:00

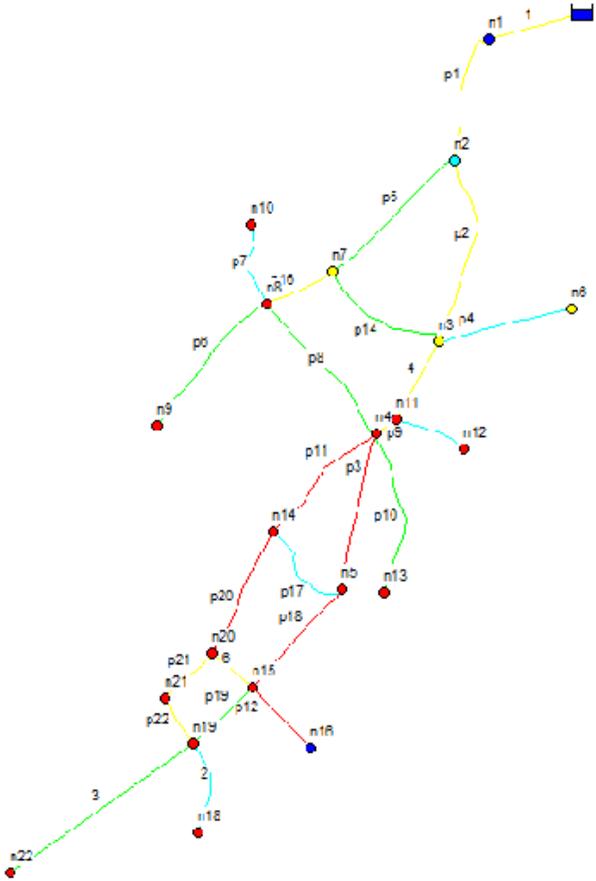


Figure VI-6: Caractéristique hydraulique cas de pointe plus incendie zone III

IV.5 Interprétation des résultats

Zone I

Nous remarquons qu'il y a des tronçons où les vitesses sont trop faibles ($< 0,5$ m/s) dans ce cas précis, il pourra y avoir des dépôts de nature minérale. Ce problème ne peut pas être évité mais nous pouvons recommander des curages périodiques des conduites.

De même, nous relevons que des pressions de sol dépassent les 60 mce ce qui n'est pas acceptable. Nous utiliserons par conséquent des réducteurs de pression

Nous présentons dans les tableaux qui suivent les paramètres hydrauliques et les nouvelles pressions après avoir installé les réducteurs.

Tableau IV-19 : Calcul des paramètres hydrauliques après l'utilisation de réducteurs zoneI

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Réducteur 3	624.8	400	183.83	1.46
Tuyau p2	240.6	315	63.54	0.82
Tuyau p3	253.6	250	89.2	1.82
Tuyau p4	335.4	160	17.27	0.86
Tuyau p5	325.4	160	7.49	0.37
Tuyau p6	276.2	160	-23.09	1.15
Tuyau p7	189.1	176.2	-38.22	1.57
Tuyau p8	407.6	125	-21.37	1.74
Tuyau p9	399.2	160	35.68	1.77
Tuyau p10	60.2	63	0.89	0.29
Tuyau p11	174.6	63	2.58	0.83
Tuyau p12	55.9	63	0.83	0.27
Tuyau p13	103.4	63	1.53	0.49
Tuyau p15	428.3	63	-2.25	0.72
Tuyau p16	58.9	63	0.87	0.28
Tuyau p17	162.2	63	2.4	0.77
Réducteur 4	268.5	400	168.83	1.34
Tuyau p19	54.62	200	43.06	1.37
Tuyau p20	78.98	200	38.02	1.21
Tuyau p21	46.79	110	9.63	1.01
Tuyau p22	235	75	3.48	0.79
Tuyau p23	440.5	90	6.52	1.02
Réducteur 5	238.6	250	27.29	0.56
Tuyau p25	330.1	125	3.36	0.27
Tuyau p26	108.1	160	20.08	1
Tuyau p27	116.4	63	1.72	0.55
Tuyau p28	277.4	110	9.21	0.97
Tuyau p29	165.7	160	-24.08	1.2
Tuyau 2	67.21	63	-0.99	0.32

Tableau IV-20 : résultats de calcul des pressions l'utilisation de réducteurs zone I

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n1	9.25	1076.097	1077.71	1.62
Noeud n2	14.11	1022.91867	1047.71	24.8
Noeud n3	13.69	1000.79647	1027.71	26.92
Noeud n4	14	985.396777	1027.33	41.93
Noeud n5	10.47	1005.04075	1025.42	20.38
Noeud n6	13.38	974.385772	1017.33	42.94
Noeud n7	9.78	962.081063	1016	53.92
Noeud n8	10.5	965.782733	1015.71	49.93
Noeud n9	11.77	979.387065	1017.56	38.17
Noeud n10	21.08	983.264813	1019.54	36.27
Noeud n11	0.89	1025.82183	1047.61	21.79
Noeud n12	8.29	969.749705	1015.15	45.4
Noeud n13	2.58	973.459231	1013.14	39.68
Noeud n14	6.66	980.846591	1013	32.15
Noeud n15	0.83	981.589852	1012.91	31.32
Noeud n16	3.51	1005.95777	1025.03	19.07
Noeud n17	1.53	1020.914	1033.56	13.65
Noeud n19	0.99	1011.5487	1024.05	12.5
Noeud n20	15.31	997.561941	1023.39	25.83
Noeud n21	0.87	986.110558	1027.23	41.12
Noeud n22	2.4	991.625063	1026.07	34.45
Noeud n23	4.31	1007.07334	1024.59	17.51
Noeud n24	5.16	1006.89958	1024.19	17.29
Noeud n25	3.48	1008.91937	1022.19	13.28
Noeud n26	6.52	979.465547	1018.58	39.12
Noeud n27	1.72	982.574205	1012.35	29.77

Zone II

Des vitesses faibles ont été recensées il peut apparaitre des dépôts de nature minérale ce problème ne peut pas être évité mais nous pouvons recommander des curages périodiques des conduites.

Les pressions de sol qui dépassent les 60m sont pas acceptables donc nous utilisons des réducteurs de pression

Tableau IV-21 : Calcul des paramètres hydrauliques après l'utilisation de réducteurs zoneII

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p3	134.6	63	0.53	0.17
Vanne 7	567.4	63	2.27	0.73
Tuyau p7	118.7	63	0.47	0.15
Tuyau 1	188.6	63	2.66	0.85
Tuyau 2	263.35	63	2.58	0.83
Tuyau 3	72.08	63	0.29	0.09
Tuyau 4	104.8	63	0.42	0.13
Vanne 5	233.1	110	12.52	1.32

Tableau IV-22 : résultats de calcul des pressions l'utilisation de réducteurs zone II

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n2	5.01	1052.1	1078.74	26.64
Noeud n4	0.29	1059.33	1075.76	16.43
Noeud n5	1.71	1032.78	1076.49	43.71
Noeud n6	0.53	1029.81	1076.41	46.6
Noeud n7	2.27	998.93	1038.74	39.81
Noeud n9	0.42	1030.62	1076.45	45.83
Noeud n3	1.82	1059.55	1075.77	16.22
Noeud n11	0.47	1053.62	1075.71	22.09
Noeud 1	0.93	1098	1098.74	0.74

Zone III

Des vitesses faibles ont été recensées il peut apparaître des dépôts de nature minérale ce problème ne peut pas être évité mais nous pouvons recommander des curages périodiques des conduites.

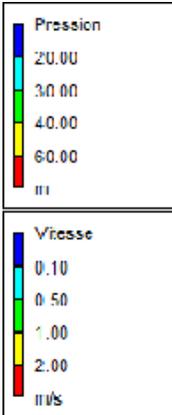
Les pressions de sol qui dépassent les 60m sont pas acceptables donc nous utilisons des réducteurs de pression

Tableau IV-23: Calcul des paramètres hydrauliques après l'utilisation de réducteurs zone III

Tronçons	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)
Tuyau p1	277.3	250	64.64	1.32
Tuyau p2	390.5	200	42.27	1.35
Tuyau p3	322.9	110	12.82	1.35
Tuyau p4	278.7	63	1.54	0.49
Tuyau p5	336.5	160	16.81	0.84
Tuyau p6	338.4	63	1.87	0.6
Tuyau p7	178.1	63	0.98	0.31
Tuyau p8	347.6	75	-2.55	0.58
Tuyau p9	164.1	63	0.91	0.29
Tuyau p10	340.3	63	1.88	0.6
Tuyau p11	290.8	110	13.38	1.41
Tuyau p12	169.3	63	0.93	0.3
Tuyau p14	278.1	63	1.62	0.52
Tuyau p16	146.6	125	10.99	0.9
Tuyau p17	222.2	63	0.46	0.15
Tuyau p18	270.7	90	8.77	1.38
Tuyau p19	165.6	75	4.87	1.1
Tuyau p20	278.7	90	8.54	1.34
Tuyau p21	132.4	75	4.69	1.06
Tuyau p22	108.9	75	3.36	0.76
Tuyau 2	177.7	63	0.98	0.31
Tuyau 3	428.9	75	2.37	0.54
Tuyau 4	178.42	200	-36.11	1.15
Tuyau 5	52.12	200	33.02	1.05
Tuyau 6	108.22	63	-0.98	0.31

Tableau IV-24 : résultats de calcul des pressions l'utilisation de réducteurs zone III

Nœuds	Demande (l/s)	cote (m)	Cp(mce)	Ps(mce)
Noeud n1	1.53	1039.16126	1044.47	5.31
Noeud n2	5.56	1019.12934	1034.47	15.34
Noeud n3	6.23	993.123404	1032.32	39.19
Noeud n4	7.49	983.084442	1016.65	33.56
Noeud n5	4.51	960.590958	1012.11	51.52
Noeud n6	1.54	990.83143	1031.03	40.2
Noeud n7	4.21	992.119121	1032.5	40.38
Noeud n8	5.59	984.359217	1030.7	46.34
Noeud n9	1.87	974.272178	1028.5	54.23
Noeud n10	0.98	979.885755	1030.33	50.44
Noeud n11	2.18	985.509327	1031.65	46.14
Noeud n12	0.91	973.250431	1031.35	58.1
Noeud n13	1.88	961.717192	1014.41	52.7
Noeud n14	4.38	972.250816	1012.24	39.99
Noeud n15	3.95	952.398892	1007.08	54.68
Noeud n16	0.93	947.316891	1006.76	59.44
Noeud n18	0.98	939.483282	999.14	59.66
Noeud n19	4.88	946.755669	1004.51	57.76
Noeud n20	2.87	958.811057	1007.3	48.49
Noeud n21	1.33	953.008926	1005.38	52.37
Noeud n22	2.37	932.509465	991.67	59.16



Jour 1, 12:00

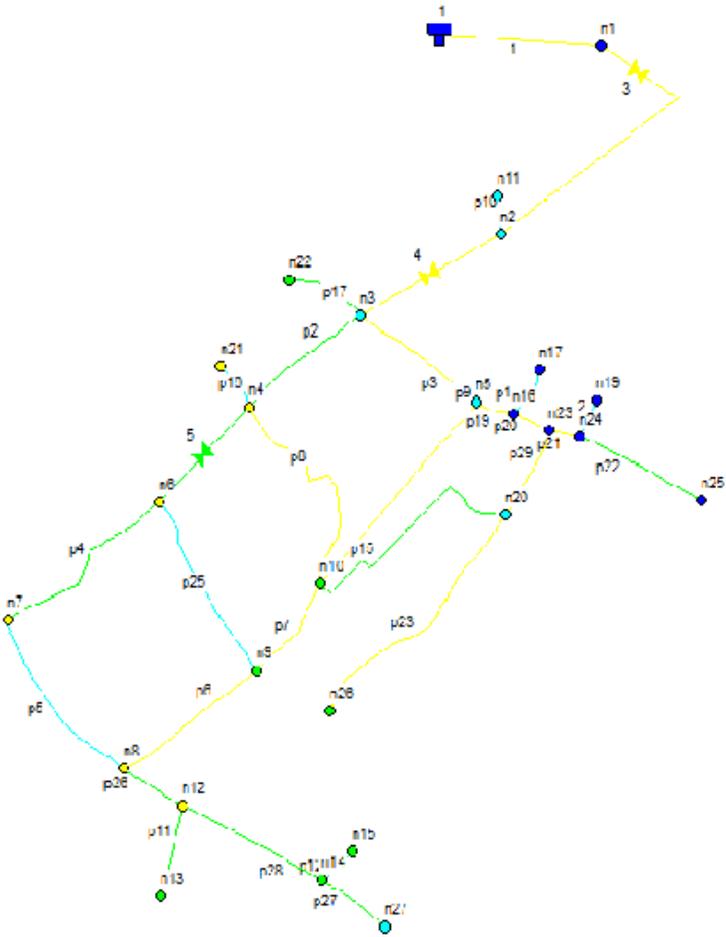


Figure VI-7: Caractéristique hydraulique après réduction zone I

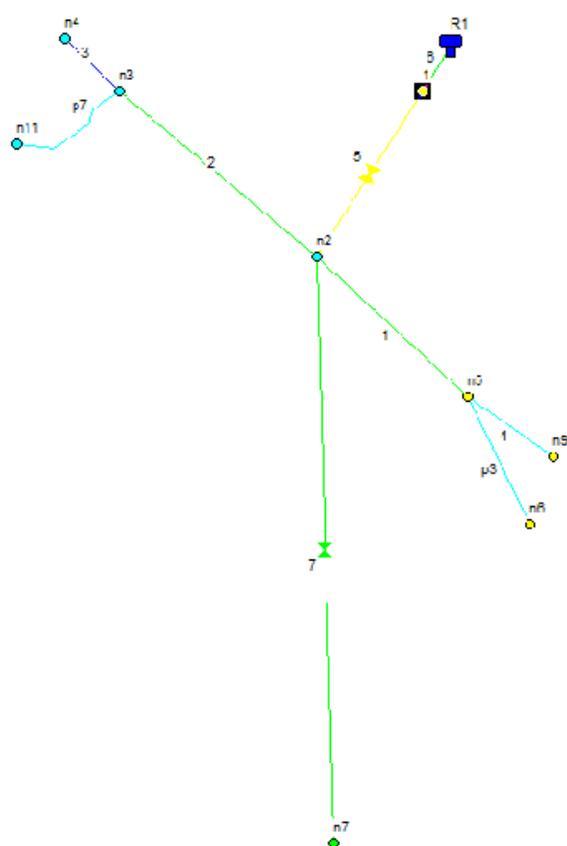
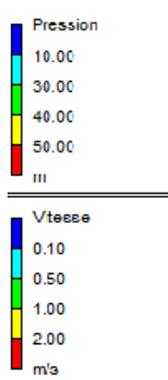


Figure VI-8: Caractéristique hydraulique après réduction zone II

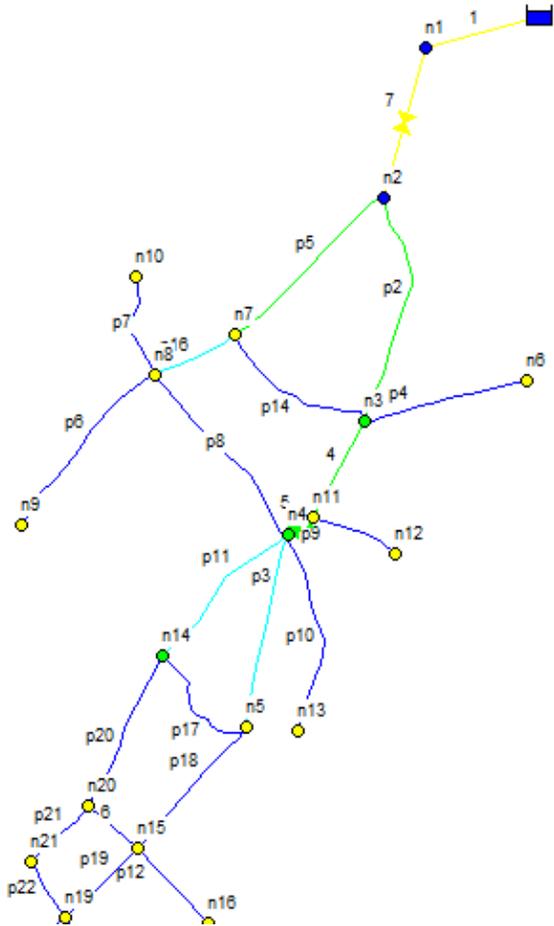
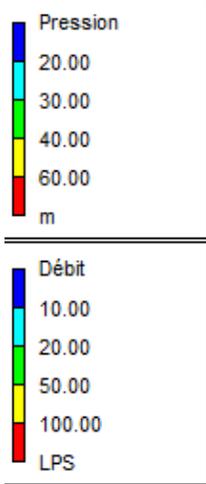


Figure VI-9: Caractéristique hydraulique après réduction zone III

Après l'utilisation des rédacteurs les pressions au sol sont supérieures à 10 mètre colonne d'eau et ne dépassent pas les 60 mètre colonne d'eau qui sont acceptables.

IV.6 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau en utilisant le logiciel EPANET V2.0. Le fonctionnement du réseau projeté a été vérifié avec les simulations que ça soit en termes de vitesses ou des pressions chez l'abonné.

En effet, les pressions sont dans la fourchette admise avec l'utilisation des rédacteurs de pression et les faibles vitesses sont conditionnées par les diamètres imposés par l'organisme tutelle à savoir qu'un réseau ne comporte pas un diamètre inférieur à 63mm.

chapitre V

POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE V : POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

V.1 Introduction

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

V.2 Pose de canalisation

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

V.2.1 Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important appelés niches, Elle est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour le vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz. [5]

V.2.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm

Convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

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

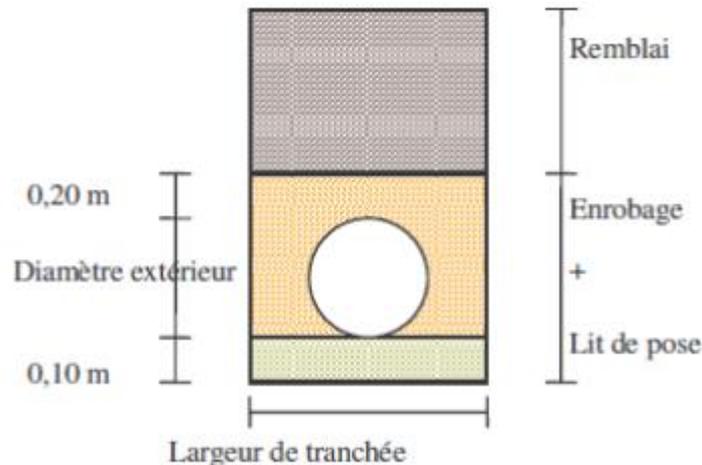


Figure V-01 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire

V.2.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain

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

- Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

- Cas d'un terrain mouillé

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

V.2.4 Pose de canalisation dans des points spéciaux

V.2.4.1 Traversées des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes ruptures.

V.2.4.2 Traversés souterraine de ravin ou d'oued

Le risque auquel est exposé une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvrant, à la suite duquel se trouvait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier

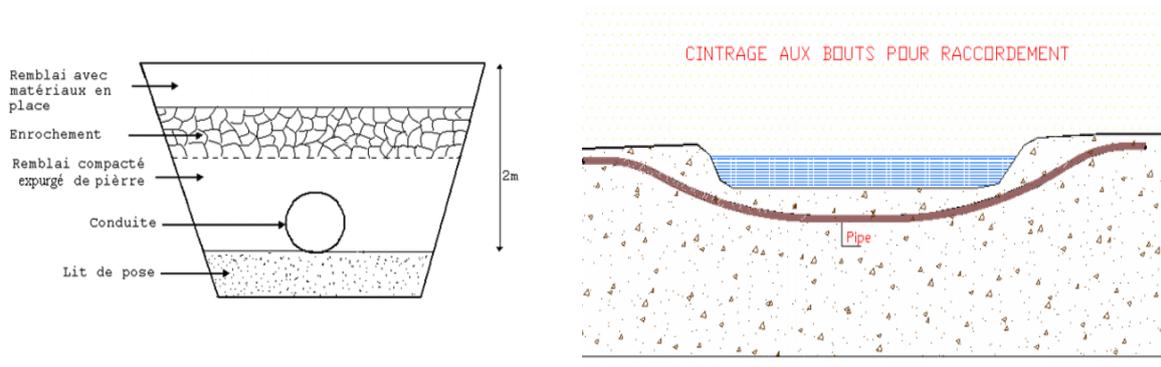


Figure V-02 : pose de canalisation pour Traversée d'oued

V.2.5 Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau.

V.2.6 Stabilisation de la conduite

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- butée sur coude
- butée sur branchement,
- butée sur un cône.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboîtements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids (Voir figures (V-3), (V-4) et(V-5))



Figure V-03 : Butée sur coude

**Orientation de la poussée F
pour un té**

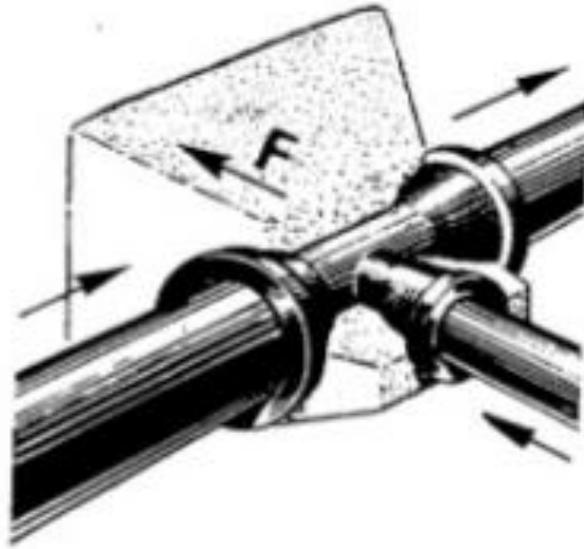


Figure V-04 : : butée sur branchement

**Orientation de la poussée F
pour un cône**

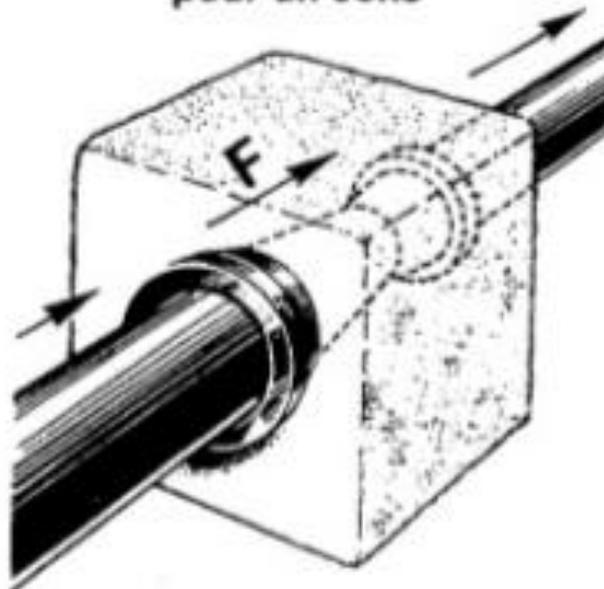


Figure V-05 : butée sur cône

V.2.7 Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar.

V.2.8 Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

V.2.8.1 Précaution intéressant les conduites

L'entrepreneur prendra toutes les dispositions utiles pour qu'à aucun moment les travaux des corps étrangers ne viennent pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

V.2.8.2 La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisante ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

V.3 Accessoires du réseau d'eau potable

Les accessoires sont confectionnés et choisis, principalement en fonction des conditions de travail des conduites. Le choix du matériau idéal du point de vue technico-économique nécessite une étude approfondie des facteurs qui influencent l'état de la conduite lors de son service, et des caractéristiques de chaque matériau.

V.3.1 Rôles des accessoires

Dans un réseau de distribution d'eau potable différents accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

V.3.2 Accessoires

Les appareils qui peuvent équiper un réseau de distribution sont les suivants :

V.3.2.1 Les robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement, leur rôle est de permettre l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits ils sont utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (Aval sous pression Aval vide).

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\Phi < 100$ mm), sont à quart de tour.

V.3.2.2 Les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse utilisée surtout niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une manœuvrabilité importante (avantage). Pour la régulation, la manœuvre de

L'obturateur est limité à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

V.3.2.3 Les vannes d'isolement

Pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir.

Pour les gros diamètres 350 mm on utilise des robinets à papillon.

Pour les petits diamètres on utilise des robinets vannes. L'espace qui sépare les RV doit être telle que la longueur des conduites mises hors services ne dépasse pas 150 à 200 m. Pour les conduites principales. Cette longueur peut atteindre 300 à 350 m. Là où les conduites se croisent le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

V.3.2.4 Les vannes à clapet de non-retour :

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

V.3.2.5 Les vannes de réduction de pression :

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée

a- Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses

Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.

Ventouse à deux orifices : Réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

b- Les Clapets D'air :

Il existe deux types de clapets :

* Clapet à simple effet : entrée d'air uniquement.

Ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. Il est monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne.

* Clapet à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur

Venant obturer un orifice.

V.3.2.6 Les régulateurs de pression :**a- Régulateurs de pression aval :**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Les

régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

b- Régulateurs de pression amont :

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

V.3.2.7 Les compteurs :

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

V.3.2.8 Robinets de décharge :

Ce sont des appareils qu'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de vider. Celle-ci dans le but de chasser le dépôt qui s'est formé dans la conduite ou la réparation de ce dernier. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit en fossé ou en plein air (cas d'une conduite en campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

V.3.2.9 Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 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 100 mm de diamètres, capable d'assurer un débit de 17 l/s et une pression minimale de 1 bars, dotée aussi d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. Dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendies vides de toute eau. Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit le coter de la rue ou on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution.

V.3.2.10 Raccordements :**a- Tés :**

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Ils sont utilisés aussi en cas de soutirage ou l'ajout d'un débit.

b- les cônes :

Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autres accessoires. On les rencontre également à l'entrée et sortie des pompes.

c- Les coudes :

Ce sont des pièces qu'on utilise dans les cas de changement de direction. On rencontre des coudes à un emboîtement à deux emboîtements ou à bout lisse. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butés, convenablement dimensionnés.

d- Croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses

V.4 Organisation de chantier

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

V.4.1 Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP

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

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

V.4.2 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain

a- Matérialisation de l'axe

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b- Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

c- Excavation des tranchées :

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

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

V4.3 Choix de la section transversale de la tranchée

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

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

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

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

a- La profondeur (h_{tr})

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{Voir la Figure V-05})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) .

D : diamètre de la conduite (m) .

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est de 80 cm .

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m.

$$\Rightarrow H_{tr} = D + 0,9 \text{ (m)}.$$

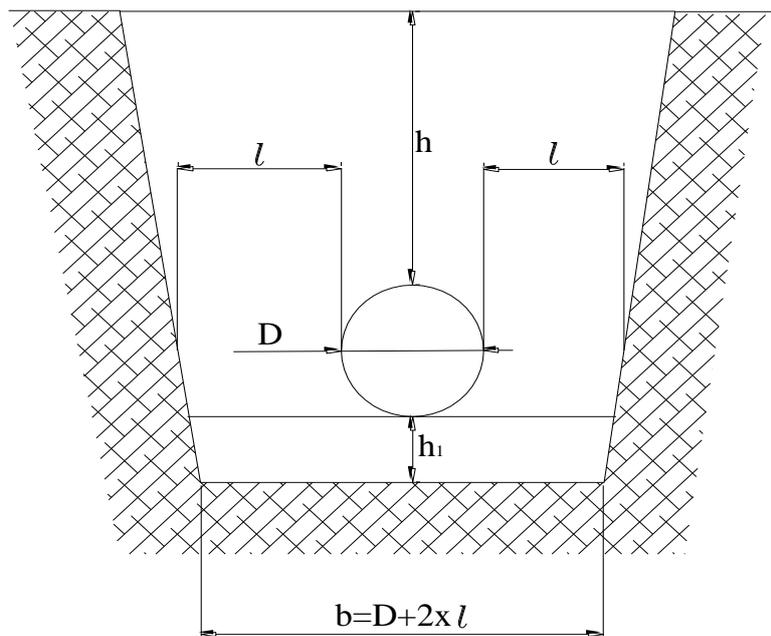


Figure V-06: Schéma d'une tranchée

b- Largeur de la tranchée

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

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

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

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

V.4.4 Choix du coefficient du talus

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

Tableau V-1: choix du coefficient du talus.

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

V.4.5 Choix des machines de terrassement

a-Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

b-Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

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

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

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

V4.6 Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Il est déterminé comme suit :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

V4.7 Calcul du temps d'exécution

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

$$T_{\text{éx}} = \frac{VD}{R_P}$$

Avec :

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

V_d : volume de Déblai (m^3)

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

Tableau V-2 : volume de terrassement pour chaque diamètre.

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	Profondeur M	Largeur M	Vd m^3
63	4932.03	0.963	0.663	3148.9483
75	1418.4	0.975	0.675	933.4845
90	989.2	0.99	0.69	675.72252
110	1089.99	1.01	0.71	781.63183
125	1073.4	1.025	0.725	797.67038
160	1946.5	1.06	0.76	1568.1004
200	754.64	1.1	0.8	664.0832
250	770	1.15	0.85	752.675
315	249.6	1.215	0.915	277.48656
400	893.3	1.3	1	1161.29
Total				10 761.093

$$T_{\text{éx}} = \frac{10761.093}{12} = \mathbf{896.76 \text{ h}}$$

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

Donc $T = \frac{896.76}{8} = \mathbf{113 \text{ jours}}$ pour un seul engin.

Pour diminuer le temps d'exécution des travaux de terrassement (déblai) on utilise deux engins (pelle), donc le temps 'exécution devient :

$$T = 113/2 = 57 \text{ jours équivalent a } \mathbf{2 \text{ mois.}}$$

V.4.8 DEVIS ESTIMATIF

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet.

V.4.8.1 Calcul du volume de lit de pose

Le volume de lit de sable nécessaire pour chaque type de diamètre est calculé par le tableau suivant:

Tableau V-3 : volume nécessaire de lit de pose

Diamètres	Longueurs	V_{conduite}	V_{déblaie}	V_r	V lit sable
(mm)	(m)	m ³	m ³	m ³	m ³
63	4932.03	15.3665532	3148.9483	3133.58171	295.9218
75	1418.4	6.2631225	933.4845	927.221378	85.104
90	989.2	6.2898282	675.72252	669.432692	59.352
110	1089.99	10.35327	781.63183	771.278559	65.3994
125	1073.4	13.1659219	797.67038	784.504453	64.404
160	1946.5	39.116864	1568.1004	1528.98354	116.79
200	754.64	23.695696	664.0832	640.387504	45.2784
250	770	37.778125	752.675	714.896875	46.2
315	249.6	19.4417496	277.48656	258.04481	14.976
400	893.3	112.19848	1161.29	1049.09152	53.598
	TOTAL	283.66961	10761.093	10477.423	847.0236

Donc le volume de lit de pose, total, nécessaire a la réalisation du réseau est : 10477.432 m³

V.4.8.2 Calcul du prix total**Tableau V-4: Cout total des travaux du projet .**

Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
déblais de terre Limoneux	10761.093	m3	300	3228327.794
sable (Lit et Enrobage)	847.0236	m3	800	677618.88
Remblais compacté	10477.423	m3	400	4190969.214
Ø 63 PN10	4932.03	ml	517.28	2551240.478
Ø 75 PN10	1418.4	ml	715.55	1014936.12
Ø 90 PN10	989.2	ml	1026.27	1015186.284
Ø 110 PN10	1089.99	ml	1510.68	1646626.093
Ø 125 PN10	1073.4	ml	1946.35	2089212.09
Ø 160 PN10	1946.5	ml	3094.91	6024242.315
Ø 200 PN10	754.64	ml	4792.19	3616378.262
Ø 250 PN10	770	ml	7329.23	5643507.1
Ø 315 PN10	249.6	ml	11528.95	2877625.92
Ø 400 PN10	893.3	ml	18407.27	16443214.29
			Somme	51019084.84
			TVA	19%
			Total	60 712 711

Donc à partir des tableaux VI-3, le prix approximative des travaux de réalisation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Beni Ilmane est : 60 712 711DA.(soixante millions sept cent douze mille sept cent onze dinars algériens)

V.5 Conclusion

D'après ce chapitre nous avons présenté les accessoires aussi que le principe et les règles de la pose de canalisation et nous pouvons conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement. D'autre part on nous avons pu estimer le cout total du projet qui s'élève à : 60 712 711DA .(soixante millions sept cent douze mille sept cent onze dinars algériens) .

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, il faut dire que la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable repose sur une analyse très détaillée de la demande totale de la ville. En effet, cette analyse permet un choix optimal de toutes les composantes du réseau et un bon dimensionnement des ouvrages.

Pour ce qui est du travail effectué, l'étude nous a permis de dimensionner un réseau de distribution d'un linéaire de total de 14117.06 m.L avec des diamètres de conduites oscillant entre 63 mm et 400mm en PEHD PN10. Il s'est avéré que l'usage de réducteurs de pression dans quelques nœuds est indispensable afin de réduire la charge dans les normes requises chez les abonnés.

Afin de pouvoir alimenter le réseau nous avons mis en service deux réservoirs 2x500 m³ au niveau de la zone III, de 1000 m³ au niveau de la zone II et 1000 m³ à la zone I. Ces réservoirs sont alimentés à partir des captages existants (Bâches d'eau).

Finalement le cout du projet est estimé à 60 712 711DA .(soixante millions sept cent douze mille sept cent onze dinars algériens)

Enfin, j'espère que ce modeste travail servira comme une référence pour étude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville Beni ilimane .

Références bibliographiques

- [1] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977
- [2] : **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [3] : **Treb, R. et Herbil, T.** : « AEP des centres urbains situés sur l'axe Draa-El-Mizan—Boughni—Ouadhias, à partir du barrage Koudiat Acerdoune. –Etude d'adduction », Mémoire de fin de d'étude, Université de Béjaia, 97 pages, 2007.
- [4] : Catalogue PEHD, STMP CHIALI.
- [5] : **BOURMA, YACOUB OUSMAN.**- Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W.BLIDA.- Blida : [s. n.], 2008.- 91 p.