

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Ain El Ibel (w. DJelfa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0020-20

APA Citation (APA توثيق):

Nail Raouhi, Nidam Eddine (2020). Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Ain El Ibel (w. DJelfa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 :

**Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable
de la commune de
AIN EL IBEL (DJELFA)**

Présenté par :

NAIL Raouhi Nidam Eddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	MCA	Président
KAHLERRAS DJILLALI	MCB	Examinateur
HOULI Samia	MAA	Examinatrice
TOUAHIR Sabah	MAA	Promotrice

Session septembre 2020

DIDICACE

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

- ❖ *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*
- ❖ *Ma promotrice Mdm S.TOUAHIR.*
- ❖ *Mes frères et mes soeurs.*
- ❖ *Mon lien dans la vie Zineb.*
- ❖ *Toute ma grande famille surtout.*
- ❖ *Tous mes amis.*
- ❖ *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة تجديد شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية عين الإبل الواقعة بولاية الجلفة و ذلك نظرا للحالة التي وصلت اليها الشبكة القديمة ككثرة التسربات وأيضا عدم قدرتها على تلبية احتياجات سكان هذه المدينة .

عبر هذه الدراسة تم انجاز شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب للمنطقة المعنية، حيث اشتملت هذه الأخيرة على عدة مراحل. حيث حاولنا إعطاء نظرة عامة حول المنطقة من اجل تقييم حاجيات السكان. ثم تطرقنا الى انجاز شبكة التوزيع من اجل تلبية حاجيات السكان للماء (افق 2050) من حيث الكم والنوع.

Résumé

Ce travail vise à étudier la rénovation du réseau d'eau potable de la commune d'Ain EL-Ibel qui se situe dans la wilaya de Djelfa. En raison de la situation laquelle l'ancien réseau a atteint, comme le grand nombre de fuites et aussi son incapacité à répondre aux besoins des habitants de cette ville

Nous visons à projeter un réseau qui sera élaboré en plusieurs étapes. En premier lieu, nous avons traité la situation actuelle de la ville de façon à ressortir les besoins en eau potable. Nous nous sommes consacrés uniquement à l'élaboration et au développement du schéma directeur d'AEP de façon à mieux desservir les habitants. En second lieu, nous avons fait la simulation hydraulique de notre réseau afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population (à l'horizon 2050).

Abstract

This work aims to study the renovation of the drinking water network in the municipality of Ain El Ibel , wilaya of Djelfa, given that the situation that reached the old network as frequent Leaks and also the inability to meet the needs of this city.

The study has been elaborated in many steps: we tried to give an overview of the area in order to assess the needs of the population, then we focused on the elaboration of the supply network to better provide the inhabitants with drinking water and we did the hydraulic simulation of our network so as to satisfy residents growing needs, either qualitatively and quantitatively, from 2050 onwards

Sommaire

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	3
I.1 Situation géographique et administrative	3
I.2 Situation Topographique	4
I.3 Analyse géologique.....	4
I.4 Sismicité.....	5
I.5 Situation climatique.....	5
I.5.1 Pluviométrie.....	5
I.5.2 Température	6
I.6 Stockage et réservoirs existants	6
I.7 Ressources en eau	7
Conclusion.....	7

Chapitre II : Evaluation des besoins en eaux

Introduction	9
II.1 Evaluation de la Population future.....	9
II.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	10
II.2.1 Besoins domestiques :.....	11
II.2.2 Besoins des autres catégories d'usagers	11
II.2.3 Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	12
II.3 Fuite et gaspillage.....	12
II.4 Variation de la consommation journalière	13
II.4.1 Consommation maximale journalière	13
II.4.2 Consommation minimale journalière	13
II.5 Détermination des consommations horaires.....	14
a) 1 ^{ère} méthode.....	14
a.1 Débit moyen horaire	14
a.2 Débit maximum horaire	14
a.3 Débit minimum horaire	15

b) 2 ^{ème} méthode.....	16
II.6 bilan ressources besoins.....	18
Conclusion.....	19

Chapitre III : Ouvrages de stockage de l'eau

Introduction	21
III.1 Fonction du réservoir	21
III.2 Emplacement des réservoirs	21
III.3 Classification des réservoirs	22
III.4 Les équipements d'un réservoir	22
III.5 Analyse de la capacité de stockage.....	24
III.6 Bilan de stockage	27
III.7 Hygiène et sécurité des réservoirs	27
Conclusion.....	27

Chapitre IV : Projection et dimensionnement du réseau

Introduction	29
IV.1 Choix du type de réseau et le matériau des conduites	29
IV.1.1 type de réseau	29
IV.1.2 Choix du matériau des conduites.....	29
IV.2 Conception d'un réseau	30
IV.3 Principe du tracé du réseau maillé.....	30
IV.4 Calcul hydraulique du réseau maillé	30
IV.5 Détermination des débits.....	30
IV.5.1 débit spécifique	31
IV.5.2 débit en route	31
IV.5.3 débits aux nœuds	31
IV.6 Calcul des débits.....	31
IV.6.1 Cas de pointe.....	31
IV.6.2 Cas de pointe + incendie	36
IV.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	36
IV.8 Méthode du calcul.....	37
a) loi des nœuds	37
b) loi des mailles	37
IV.9 Principe de la méthode de HARDY-CROSS.....	37

IV.10 Calcul de réseau	38
IV.10.1 Qu'est ce que EPANET	39
IV.10.2 Principe hydraulique régissant les calculs du logiciel.....	39
IV.10.3 Répartition définitive des débits et des pressions.....	39
IV.10.3.1 Cas de pointe	40
IV.10.3.2 Cas de pointe + incendie.....	45
IV.11 Interprétation des Résultats.....	52
IV.11.1 La répartition des pressions	52
IV.11.2 La répartition des vitesses	52
Conclusion.....	52

Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

Introduction	55
V.1 Rôle des accessoires	55
V.2 Organes accessoires utilisés dans le réseau	55
V.2.1 Robinets vannes	55
V.2.2 Ventouses	58
V.2.3 Poteaux d'incendie.....	58
V.2.4 Les raccordements	60
V.2.5 Organes de mesure	61
Conclusion.....	62

Chapitre VI : Pose de canalisation et Organisation de chantier

VI.1 Pose de canalisation	64
VI.1.1 Principe de pose des canalisations	64
VI.1.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	64
VI.1.5 Aménagement du lit de pose des conduites.....	65
VI.1.6 Introduction de la canalisation	66
VI.1.7 Epreuve de joint et de canalisation.....	66
VI.2 Organisation de chantier	66
VI.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	67
VI.2.2 Excavation des tranchées.....	67
VI.2.3 Calcul du Déblais d'excavation	69
VI.2.4 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation	69
VI.2.5 Lit de sable	71
VI.2.6 Remblais compacté.....	71
VI.3 Planification des travaux de réseau de distribution	72

VI.4 Devis estimatif	73
Conclusion.....	77
Conclusion générale	79

La liste des tableaux

Tableau I. 1: Répartition des pluies moyenne mensuelle de la période 1977-2006 (ANRH) ..	5
Tableau I. 2 : Température moyenne mensuelle de la période (1977-2006)	6
Tableau I. 3 : Réservoirs existants	6
Tableau I. 4 : Les Caractéristiques des forages	7
Tableau II. 1: Répartition de la population.....	9
Tableau II. 2: Les besoins domestique moyens à l'horizon 2050	11
Tableau II. 3: besoins publics moyens à l'horizon 2050.	11
Tableau II. 4: Récapitulation des besoins en eaux de la ville	12
Tableau II. 5: Calcul des consommations maximale et minimale journalières	14
Tableau II. 6: variation du coefficient β_{max}	15
Tableau II. 7: variation du coefficient β_{min}	16
Tableau II. 8: détermination de la variation des débits horaire	17
Tableau II. 9: Balance ressources / besoins	18
Tableau III. 1 : Détermination de la capacité du stockage.	26
Tableau III. 2: Résultat de calcul du volume total de stockage.....	27
Tableau III. 3: Bilan de stockage.	27
Tableau IV. 1: calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	32
Tableau IV. 2: caractéristiques des nœuds (Cas de pointe).....	40
Tableau IV. 3: caractéristiques des tronçons (Cas de pointe).....	43
Tableau IV. 4: caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie)	45
Tableau IV. 5 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie).....	47
Tableau V .1: emplacement des poteaux d'incendie.....	59
Tableau VI. 1 : Calcul du volume à excaver.....	69
Tableau VI. 2: Calcul du volume du lit de sable	71
Tableau VI. 3: Calcul du volume du Remblais compacté	72
Tableau VI. 4 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution.....	72
Tableau VI. 5: Tableau récapitulatif du devis estimatif de projet.	74

La liste des figures

Figure I. 1: Localisation de la commune de Ain El Ibel	4
Figure II. 1 : Répartition de la population	10
Figure II. 2: Graphe de consommation	18
Figure III. 1 : Schéma explicatif des équipements d'un réservoir circulaire.....	24
Figure IV. 1: schéma de réseau en cas de pointe (source EPANET).....	50
Figure IV. 2 : schéma de réseau en cas de pointe+ incendie (source EPANET)	51
Figure V. 1 : Robinets vanne à opercule	56
Figure V. 2 : emplacement des vannes sur le réseau.....	57
Figure V. 3 : les coudes.....	60
Figure V. 4 : Les té s	61
Figure V. 5: Manomètre	62
Figure VI. 1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire(polycopie prof B.Salah).....	65
Figure VI. 2 : coupeuse d'asphalte	67
Figure VI. 3 : Pelle mécanique	70
Figure VI. 4 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution .	73

Liste des planches

Planche n°1 : Plan de masse de la ville de Ain El Ibel avec réseau projeté.

Planche n°2 : Profil en long

Planche n°3 : Les accessoires dans un réseau d'alimentation en eau potable

Introduction Générale

Introduction Générale

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit dont il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté limite, Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres qu'ils se soient environnementaux, techniques, de gestion.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une bonne gestion des différentes parties du projet.

En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants. Beaucoup de communes souffrent de problème de distribution en eau potable, et leur besoin en eau se retrouvent parfois non satisfaits et cela dû à beaucoup de paramètres qui conditionnent les demandes en eau, comme la pression et le débit.

Notre commune Ain-El-Bell appartient à la wilaya de DJELFA. Après le diagnostic, il a été constaté que le réseau d'alimentation en eau potable existant est vétuste et présente beaucoup d'anomalies. Par conséquent la Rénovation totale de ce dernier a été retenue.

Pour ce faire, notre étude intitulée « Rénovation de réseau d'alimentation en eau potable de la commune de AIN EL IBEL (DJELFA) » comprendra essentiellement cinq étapes :

- présentation de la zone d'étude.
- évaluation des besoins en eau.
- les ouvrages de stockage.
- dimensionnement de réseau d'AEP.
- les accessoires de réseau.
- la pose de canalisation et l'organisation de chantier.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant tout projet d'adduction, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet, qui peuvent se répartir en (04) classes :

- * Les données relatives à l'agglomération.
- * Les données naturelles du site.
- * les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- * Les données propres à l'assainissement existant.

I.1 Situation géographique et administrative

AIN EL IBEL est une commune de la wilaya de Djelfa distante de chef-lieu de wilaya de **35 km** et **335 Km** de la capitale Alger, la superficie de la commune est de **562.37 Km²**, elle est localisée dans la partie sud de la wilaya. (**fig.I.1**).

La commune est limitée :

- Au Nord, par la commune de Djelfa
- Au Sud, par la commune de Deldoule
- A l'Est par la commune de Zakkar
- A l'Ouest par la commune de Tadmit et Ben yagoub et Zaafran .

Localisation de la commune de Ain El Ibel

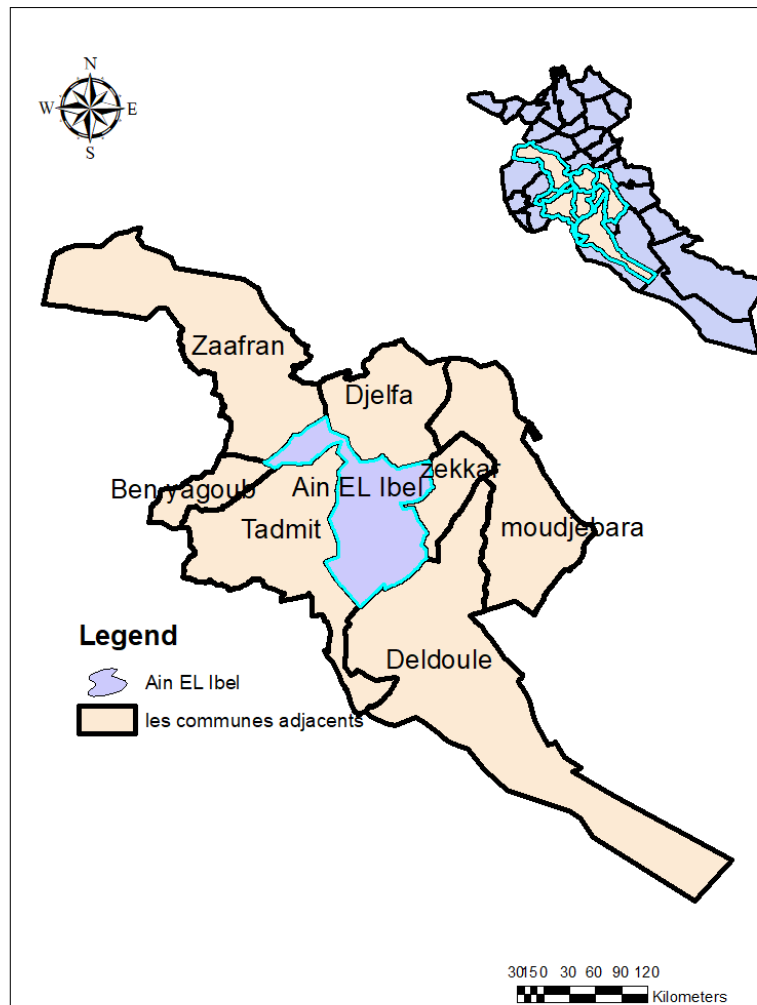


Figure I. 1: Localisation de la commune de Ain El Ibel sur la carte de la Wilaya de Djelfa (source ArcMap).

I.2 Situation Topographique

La commune de Ain El Ibel présente un paysage avec des pentes faibles qui ne posent pas des contraintes à l'utilisation des terres. L'altitude varie de 1027 m à 1045 m.

I.3 Analyse géologique

La géologie est un paramètre essentiel en ce qui concerne l'argumentation et le zoning d'un terrain à étudier. Elle étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. La géologie de la wilaya de Djelfa s'intègre, dans la géologie globale du domaine atlasique et de la marge septentrionale de la plateforme saharienne.

I.4 Sismicité

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent. Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (Règles Parasismiques Algériennes 2003) .

La ville d'Ain-EL-Ibel est considérée parmi les régions sismiques qui présentent une intensité sismique faible selon le R.P.A 2003 .

I.5 Situation climatique

Les facteurs mesurés (pluviométrie, température). D'une manière générale, le climat est conditionné par :

La température de l'air (T °c), les précipitations (P mm), l'éloignement de la mer et la présence du relief.

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydriques de la wilaya de Djelfa « A.N.R.H ».

I.5.1 Pluviométrie

Pour mieux connaître la pluviosité de notre zone d'étude, nous avons pris en considération la station d'Ain El Bell sur une période allant de 1977-2006.

Tableau I. 1: Répartition des pluies moyenne mensuelle de la période 1977-2006

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P (mm)	15,1	11,81	17,9	22,6	20,2	10,3	7,2	12,37	15,06	8,45	7,87	14,4

Source : (ANRH de W. Djelfa)

Nous constatons que la répartition mensuelle des précipitations (1977-2006) de poste pluviométrique, montre que la période pluvieuse s'étale sur les mois suivants :

- Juin, Juillet, Octobre et Novembre avec une période sèche.
- Mars, Avril et Mai avec une période humide.
- Septembre, Décembre, Janvier, Février, et Août. une période à pluviosité moyenne.

I.5.2 Température

Les renseignements sur les variations mensuelles de la température ont été prélevés de la station météorologique de Djelfa, sur une période de 30 ans (1977-2006).

Nous distinguons deux saisons dans l'année :

- **Une saison froide** : Elle est longue, et débute du mois de Novembre jusqu'au mois d'avril avec une température moyenne de 9,32° c inférieure à la température moyenne annuelle qui est de l'ordre de 14,76°c
- **Une saison chaude** : Elle débute du mois de Mai jusqu'au mois d'octobre avec une température moyenne de 20,21°c supérieure à la température moyenne annuelle qui est de l'ordre de 14,76°c

Tableau I. 2 : Température moyenne mensuelle de la période (1977-2006)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T (°C)	4.46	6.8	9.09	11.73	17.35	22.22	25.92	25.75	20.74	15.20	9.98	6.64

Source : (ANRH de W. Djelfa)

I.6 Stockage et réservoirs existants

La commune de Ain El Ibel est alimentée à partir de 03 réservoirs.

Tableau I. 3 : Réservoirs existants

Réservoirs	la situation au sol	Cordonnées (km)		Volume (M ³)
		X	Y	
1	Réservoir semi-enterré	3.226 E	34.365 N	1000
2				500
3	Réservoir sur élevée	3.234 E	34.357 N	1000

I.7 Ressources en eau

IL existe 04 forages pour l'alimentation des réseaux d'AEP de Ain El Ibel.

Tableau I. 4 : Les Caractéristiques des forages

		DATE	Débit (l/s)	NS (m)	ND (m)	PROF (m)	COUPE
Champ Dzeira	DZ01	2006	18	13	30	234	Barrémien
Champ Dzeira	DZ02	2004	20	50.6	53.3	200	Barrémien
Champ Dzeira	DZ05	2004	20	39.1	40.2	223	Barrémien
Champ Mtairiha	M07	2010	30	40.8	56	241	ALBIEN

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude. On remarque que la situation ne pose pas de problème lors de réalisation de notre réseau.

Cette étape constitue une phase importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilités pour une prise de décisions correcte, ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Evaluation des besoins en eaux

Introduction

Afin de dimensionner un réseau d'eau potable il est nécessaire d'estimer la quantité d'eau suffisante pour l'agglomération. Cette estimation dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population ...), elle diffère d'une période à autre et d'une agglomération à autre.

II.1 Evaluation de la Population future

Le dernier recensement de la population (2008) fait état de **14526** habitants avec un taux d'accroissement de **3.4%**.

Pour calculer le nombre d'habitants actuel, on utilise la formule suivante [1]

$$P_n = P_o (1 + T)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon futur .

P_o : population de l'année de référence.

T : taux d'accroissement.

n : nombre d'années séparant les 02 horizons.

Tableau II. 1:Répartition de la population

Année	2008	Actuelle 2020	Court terme 2030	Moyen terme 2040	Long terme 2050
Nombre d'habitants	14526	21697	30311	42345	59157

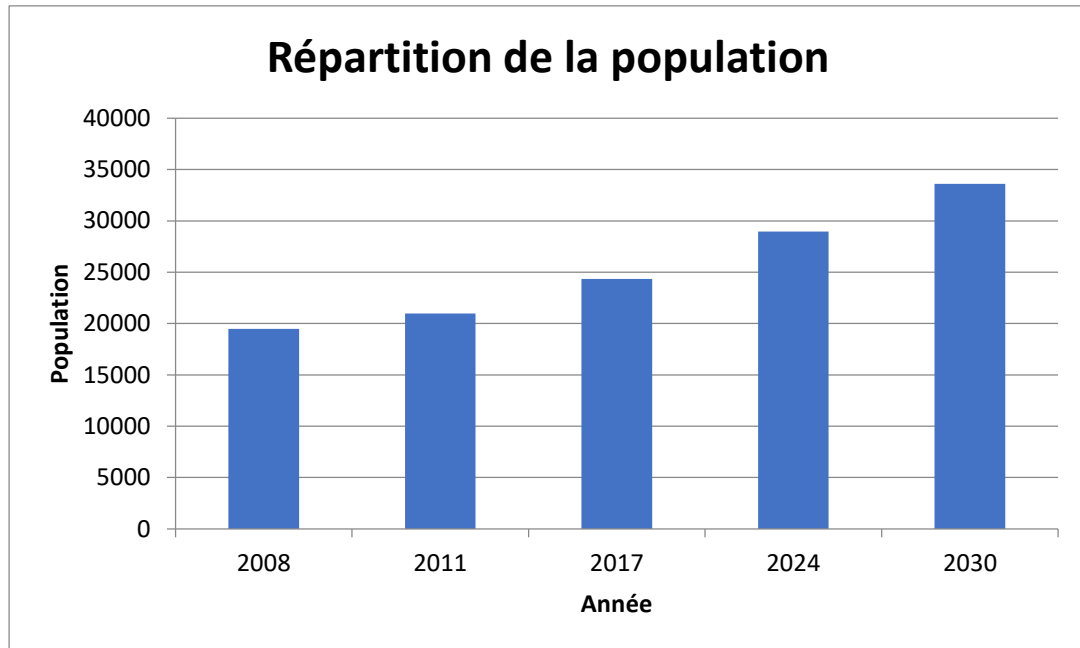


Figure II. 1 : Répartition de la population

II.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière

Évaluation de la consommation journalière de l’agglomération nous exige de faire un bilan de besoins en eau potable, ces besoins peut être classifier en :

- Besoins domestique.
- Besoins administratifs.
- Besoins sanitaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins scolaires.

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre d’usagers, soit par la formul suivante [1] :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{q_i \cdot N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Avec :

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière (m³/j).

N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

q_i : norme moyenne journalière de la consommation pour chaque catégorie (l/j/unité).

II.2.1 Besoins domestiques :

Les besoins en eau domestique dépendent de niveau de vie de la population et le développement des installations sanitaire de notre agglomération.

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Djelfa , les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 180 l/j/hab.

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2:Les besoins domestique moyens à l'horizon 2050

Nombre d'habitant	59157
Dotation (l/hab/jr)	180
Q_{moy,j} (m³/jr)	10648.26
Q_{moy,j} (l/s)	123.24

II.2.2 Besoins des autres catégories d'usagers

En ayant, le nombre d'unité et la dotation de chaque usager, on estimera les besoins des équipements en utilisant la formule précédente (2) .

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3:besoins publiques moyens à l'horizon 2050.

Equipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/jr/unité)	Débit Moyen (m³/jr)
Enseignement Primaires	élève	2925	20	58.5
Enseignement moyen	élève	2400	10	24
Enseignement secondaire	élève	1800	20	36
Salle de soins(4)	Lit	240	15	3.6
Mosquée	Fidèle	5000	15	75
Salle prière	Fidèle	300	15	4.5

Suite du Tableau II.3 : besoins publiques moyens à l’horizon 2050.

Equipement	unité	Nombre d’unité	Dotation (l/jr/unité)	Débit Moyen (m ³ /jr)
piscine	Vestiaire	200	20	4
Salle Omni sports	Vestiaire	250	20	5
Stade	Vestiaire	3	20	0.06
Maison de jeune	Lit	50	30	1.5
Antenne APC	Bureau	60	15	0.9
police	Bolicier	50	50	2.5

II.2.3 Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins moyens totaux de la commune de Ain El Ibel seront estimés par la somme des besoins domestiques et les besoins des équipements [1]:

$$Q_{\text{moy jr total}} = Q_{\text{moy jr domestique}} + Q_{\text{équipements}} \dots\dots\dots (II.3)$$

et le résultat est donné par le tableau suivant :

Tableau II. 4:Récapitulation des besoins en eaux de la ville .

Catégorie des besoins	Q _{moy jr} (m ³ /j)	Q _{moy jr} (l/s)
Domestique	10648.26	123.24
Equipements publique	215.56	2.49
Total	10863.82	125.73

II.3 Fuite et gaspillage

Dans chaque réseau il faut prendre en compte les fuites et le gaspillage pratiqué, car contrairement à ce qu’on pourrait croire, les pertes sont loin d’être négligeables. A cet inconvénient nous adoptions une majoration de 15 % [1].

D’où le débit moyen journalier total de la commune de Ain El Ibel est calculé comme suit :

$$Q'_{\text{moy jr}} = 1.15 * Q_{\text{moy jr}} \dots\dots\dots(II.4)$$

D’où : $Q'_{\text{moy jr}} = 125.73 * 1.15 \rightarrow Q'_{\text{moy jr}} = 144.59 \text{ l/s} = 12492.77 \text{ m}^3/\text{jr}$

II.4 Variation de la consommation journalière

La consommation journalière maximale nous permet de prédéterminer le dimensionnement des réseaux d’AEP ainsi que les capacités de stockage (réservoirs) et les installations de pompage.

II.4.1 Consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière représente la journée de l’année où la consommation en eau est la plus grande, définie par un coefficient d’irrégularité journalière maximale $K_{max jr}$. Ce dernier tient compte des variations journalières de la consommation.

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

Il peut être calculer par le rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière[1].

Soit :

$$K_{max jr} = Q_{max j} / Q'_{moy jr} \dots\dots\dots(II.5)$$

Avec :

$K_{max jr}$ est compris entre : (1.1 -1.3)

On prend $K_{max jr} = 1.3$

II.4.2 Consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière représente la journée de l’année où la consommation en eau est la plus petite , représentée par $K_{min j}$, qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière [1] :

$$K_{min jr} = Q_{min jr} / Q'_{moy jr} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec :

$K_{min jr} \in (0.7-0.9)$

On prend $K_{min jr} = 0.9$

En ayant le débit moyen journalier ,et après avoir donné une valeur aux deux coefficients ,les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 5: Calcul des consommations maximale et minimale journalières

Horizons	Q' moy jr		K _{max} jr	Q _{max} jr		K _{min} jr	Q _{min} jr	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2050	12492.77	144.59	1.3	16240.601	187.967	0.7	8744.939	101.213

II.5 Détermination des consommations horaires

Pour la vérification des calculs des débits horaires on utilise deux méthodes.

a) 1^{ère} méthode

Cette méthode consiste à déterminer le débit moyen horaire, en suite on détermine les débits horaires maximum et minimum, on tient compte les coefficients horaires qui dépendant des caractéristiques de l’agglomération.

a.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{max\ jr}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Avec :

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/j)

Q_{max jr} : débit maximum journalier (m³/j)

$$Q_{moyh} = \frac{16240.601}{24} = 676.69 \text{ m}^3\text{/h} = 187.98 \text{ l/s}$$

a.2 Débit maximum horaire

Ce débit correspond à l’heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée, on l’utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante [1]:

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

Avec :

- Q_{maxh} : débit maximum horaire (m³/h)
- Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)
- K_{maxh} : coefficient maximum horaire

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante[1] :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots (II.9)$$

α_{max} : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 1,2 à 1,4

On prend $\alpha_{max} = 1,2$

β_{max} : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

Tableau II. 6:variation du coefficient β_{max}

Population (hab) (10³)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Vu le nombre d'habitant de la ville qui est 59157 La valeur de β_{max} correspondant est : $\beta_{max} = 1.128$

Donc : $K_{maxh} = 1.2 * 1.128 = 1.3536$

$Q_{maxh} = 1.3536 * 676.69 = 915.97 m^3/h$

a.3 Débit minimum horaire

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante [1] :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh} (m^3/h) \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : - Q_{minh} : débit minimum horaire (m^3/h)

- Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h)

- K_{minh} : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots (II.11)$$

α_{min} : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 0,4 à 0,6

On prend $\alpha_{min} = 0,5$

β_{min} : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

Tableau II. 7: variation du coefficient β_{min}

Population (hab) (10³)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
B_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Vu le nombre d'habitant de la ville qui est 59157 hab ,La valeur de β_{min} correspondante est :
 $\beta_{min}=0,6429$

Donc : $K_{minh}=0.6429*0.6=0.275$

$Q_{minh}= 0.257*676.69 = 147.02 \text{ m}^3/\text{h}$

b) 2^{ème} méthode

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grandes variations. Elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible pendant certaines heures et très importante dans d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur l'annexe (II.1) qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier.et cela en fonction du nombre d'habitants donc [1] :

$$Q_h = (P\% * Q_{max,j})/100 \dots\dots\text{en (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

Avec :

Q_h : débit horaire nécessaire.

P% : pourcentage horaire.

Pour notre cas on a choisi la répartition variant entre **50000 à 100000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2050** est de **59157** hab).

Les résultats sont représentés dans le Tableau ci-après :

Tableau II. 8:détermination de la variation des débits horaire

Heurs	Consommation totale $Q_{\max,jr}=16240.601\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	C %	M ³ /h	C %	M ³ /h
0-1	3	487.22	3	487.22
1-2	3.2	519.70	6.2	1006.92
2-3	2.5	406.02	8.7	1412.93
3-4	2.6	422.26	11.3	1835.19
4-5	3.5	568.42	14.8	2403.61
5-6	4.1	665.86	18.9	3069.48
6-7	4.5	730.83	23.4	3800.30
7-8	4.9	795.79	28.3	4596.09
8-9	4.9	795.79	33.2	5391.88
9-10	5.6	909.47	38.8	6301.36
10-11	4.8	779.55	43.6	7080.90
11-12	4.7	763.31	48.3	7844.21
12-13	4.4	714.59	52.7	8558.80
13-14	4.1	665.86	56.8	9224.66
14-15	4.2	682.11	61	9906.77
15-16	4.4	714.59	65.4	10621.36
16-17	4.3	698.35	69.7	11319.70
17-18	4.1	665.86	73.8	11985.57
18-19	4.5	730.83	78.3	12716.39
19-20	4.5	730.83	82.8	13447.22
20-21	4.5	730.83	87.3	14178.05
21-22	4.8	779.55	92.1	14957.60
22-23	4.6	747.07	96.7	15704.66
23-24	3.3	698.35	100	16240.60

Remarque :

Après l'utilisation des deux méthodes on a trouvé presque le même résultat pour le calcul de débit maximum et $Q_{maxh} = 909.47 \text{ m}^3/\text{h}$, ce qui nous donne une exactitude pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Connaissant les débits en chaque heure nous pouvons tracer le graphe de consommation et la courbe intégrale de la consommation.

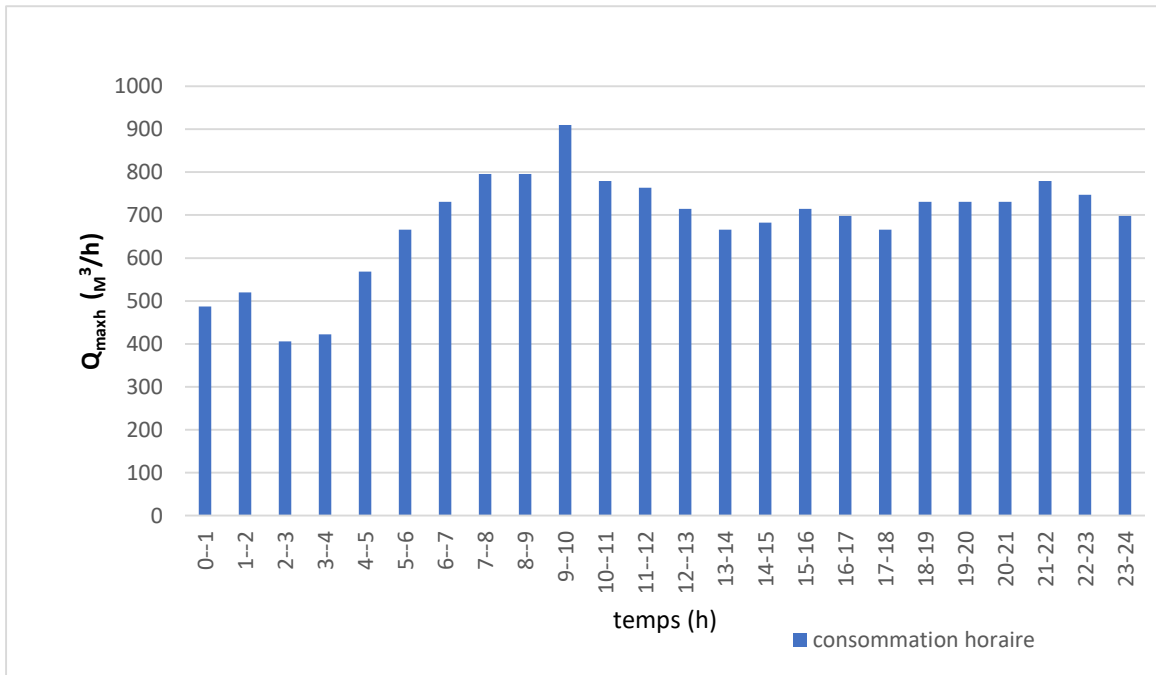


Figure II. 2: Graphe de consommation

II.6 Bilan de ressources/besoins

Le bilan de ressources hydrolique disponible dans la région comparée aux besoins en eau de la ville de Ain El Ibel est donné dans le tableau suivant sachant que le débit des ressources (04 forages) est de $Q_R = (18+20+20+30) \text{ l/s}$.

Tableau II. 9: Balance ressources / besoins

Horizon	Q max.j (l/s)	QR (l/s)	Surplus (l/s)	Déficit (l/s)
2020	60.04	88	28.04	/
2030	82.4	88	5.6	/
2040	113.64	88	/	25.64
2050	187.967	88	/	99.967

D'après le tableau ci-dessus on remarque que les ressources en eau peuvent couvrir les besoins d'eau dans notre zone d'étude et assurer l'alimentation en eau potable jusqu'à l'horizon 2030.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires et la courbe intégrale, afin de déterminer tous Les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

Après l'analyse des besoins en eau de la ville de Ain El Ibel , on peut dire que la ressource disponible ne satisfait pas les besoins de l'agglomération (Ain El Ibel) pour l'horizon d'étude.

Chapitre III

Ouvrages de stockage de l'eau

Introduction

La ville de Ain El Ibel est déjà alimenté par trois réservoir dans un bon état. Dans ce chapitre on va déterminer les volumes de stockage, et de vérifier leur capacité à l'horizon de l'étude, soit 2050, afin d'assurer un meilleur fonctionnement du réseau d'alimentation et satisfaire les besoins en eau des habitants

III.1 Fonction du réservoir

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales :

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution, autrement dit il sert à adapter la production à la consommation.
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau, il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt.
- Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau). Et c'est l'un des problèmes distingués lors du diagnostic.
- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle .
- Un réservoir a une fonction économique, il peut conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses.

III.2 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous on doit prendre compte de certains points à savoir :

- Il est préférable que le réservoir soit à un niveau bas par rapport à la prise d'eau , ce qui implique un remplissage par gravité ,ce qui sera plus économique .
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravite, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.3 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

a) D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire.

b) D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées.
- Semi-enterrés.
- Surélevé.

c) D'après leurs formes :

- Circulaires.
- Rectangulaires.
- Carrés.

Généralement on adopte pour la forme circulaire a cause de :

- forme la plus avantageuse de point de vue de volume de béton.
- répartition uniforme des charges hydrostatique.

III.4 Les équipements d'un réservoir

Le réservoir est constitué de :

a) **Une conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

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. Cette arrivée par le bas ou en siphon noyé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations. L'extrémité de cette dernière est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son niveau maximal.

b) Une conduite de départ ou 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 (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

c) Une conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

d) Une conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet- vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet- vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

e) Une conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ, elle fonctionne uniquement quand le réservoir est isolé pour son entretien.

f) Un système de matérialisation 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.

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs :

- g) Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).
- h) Un accès pour le nettoyage de la cuve.
- i) Une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de Vidange (au fond).

j) une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir.

Le schéma

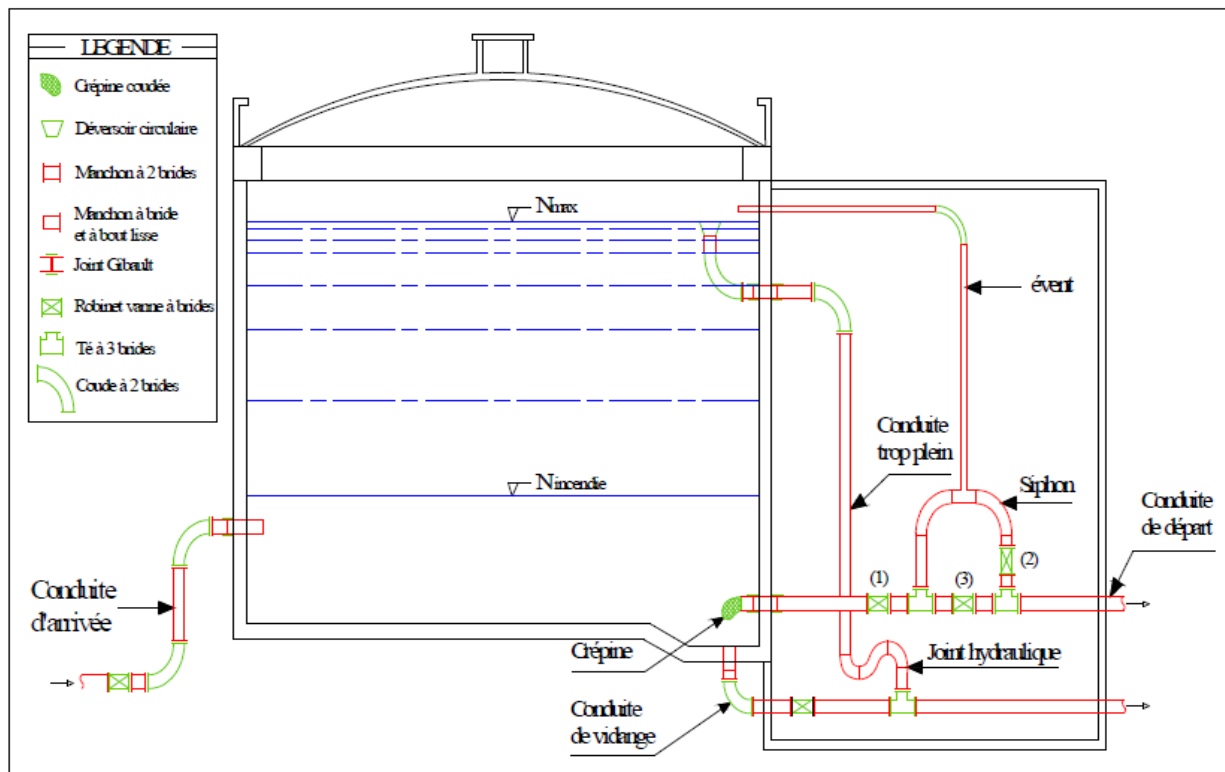


Figure III. 1 : Schéma explicatif des équipements d'un réservoir circulaire

III.5 Analyse de la capacité de stockage

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on recourt soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. Dans ce projet on a utilisé la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation (**Figure II.2**).
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé un régime de pompage de **20 heures** du fait d'un captage à partir des sources souterraines.

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

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante :

$$V_u = (a\% * Q_{max,j}) / 100 \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

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

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

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60m^3/h$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$.

Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots\dots\dots (V.2)$$

$$V_u = (11.3 * 16240.601) / 100 = 1835.19 m^3$$

Tableau III. 1 : Détermination de la capacité du stockage.

Heures	Consommation de l'eau en %	Refolement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	3	0		3	11.3
2 - 3	3.2	0		3.2	8.3
3 - 4	2.5	0		2.5	5.1
3 - 4	2.6	0		2.6	2.6
4 - 5	3.5	5	1.5		0
5 - 6	4.1	5	0.9		1.5
6 - 7	4.5	5	0.5		2.4
7 - 8	4.9	5	0.1		2.9
8 - 9	4.9	5	0.1		3
9 - 10	5.6	5		0.6	3.1
10 - 11	4.8	5	0.2		2.5
11 - 12	4.7	5	0.3		2.7
12 - 13	4.4	5	0.6		3
13 - 14	4.1	5	0.9		3.6
14 - 15	4.2	5	0.8		4.5
15 - 16	4.4	5	0.6		5.3
16 - 17	4.3	5	0.7		5.9
17 - 19	4.1	5	0.9		6.6
18 - 19	4.5	5	0.5		7.5
19 - 20	4.5	5	0.5		8
20 - 21	4.5	5	0.5		8.5
21 - 22	4.8	5	0.2		9
22 - 23	4.6	5	0.4		9.2
23 - 24	3.3	5	1.7		9.6
Totaux	100	100	/	/	/

Tableau III. 2: Résultat de calcul du volume total de stockage.

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	16240.601	11.3	1835.19	3×120	2195.19

III.6 Bilan de stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de Ain El Ibel et celle du stockage nécessaire à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau ci-dessus que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon d'étude 2050.

Tableau III. 3:Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2030	2195.19	2500	/	304.81

III.7 Hygiène et sécurité des réservoirs

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.

- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déduire que les réservoirs existants à Ain El Ibel suffisent largement, et répondent aux besoins des habitants à l'horizon 2050.

Chapitre IV

Projection et dimensionnement du réseau

Introduction

Dans ce chapitre Il s'agit de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau de distribution, on détermine les différents paramètres hydrauliques du réseau. L'acheminement de l'eau vers les abonnés doit se faire en qualité et en quantité, avec des débits bien répartis selon les besoins et des pressions satisfaisantes aux différents nœuds.

IV.1 Choix du type de réseau et le matériau des conduites

IV.1.1 type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous distinguons trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés maillés). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé.

Pour notre projet nous avons modifié presque totalement le schéma du réseau existant en projetant de nouvelles mailles et ramification et ceci en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et ses extensions prévues dans le plan d'aménagement de la ville à long terme (2050).

IV.1.2 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction :

- de la pression.
- de l'agressivité due aux eaux et au sol.
- de l'ordre économique (coût, disponibilité dans le marché).
- et de la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...)

Parmi les matériaux à utiliser, nous avons opté comme matériau le PEHD PN10 , suite à ses avantages qui sont les suivants :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité de pose (grande flexibilité).
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuites).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Néanmoins comme inconvénient, ce type de matériau nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.2 Conception d'un réseau

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- L'emplacement des quartiers.
- l'emplacement des consommateurs.
- le relief.

IV.3 Principe du tracé du réseau maillé

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés) , pour notre projet on n'a pas de consommateurs importants .
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.4 Calcul hydraulique du réseau maillé

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit route.
- On détermine le débit spécifique.
- On détermine les débits aux nœuds.

IV.5 Détermination des débits

Le système projeté dans la ville de Ain El Ibel est le système de distribution avec un réservoir de tête. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe et cas de pointe+incendie.

IV.5.1 débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution.

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L} \text{ (l/s/ml)} \dots\dots\dots(III.1)$$

$\sum L$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

Q_r : débit en route total avec $Q_r = Q_{maxh} - \sum Q_{conc}$

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

IV.5.2 débit en route

Le débit en route pour chaque tronçon est calculé par la formule suivante:

$$Q_r = q_{sp} * l_i \text{ (l/s)} \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec :

Q_r : débit en route total.

q_{sp} : débit spécifique.

l_i : la longueur du tronçon.

IV.5.3 débits aux nœuds

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + Q_{conc} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

Q_{conc} : débit concentrés au nœud i (pour notre projet on n'a pas du débit concentré :

$Q_{conc} = 0$)

IV.6 Calcul des débits

IV.6.1 Cas de pointe

Le cas de pointe comme le montre le graphe de consommation s'effectué entre 9h et 10h.

Nous avons : $Q_{maxh} = 909.47 \text{ m}^3/\text{h} = 252.63 \text{ l/s}$

La longueur total de réseau : $\sum L_i = 22370 \text{ m}$

$$q_{sp} = \frac{252.63}{17035.92} = 0,0148 \text{ l/s/m}$$

Les résultats de calcul sont établis dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 1: calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	1--2	237	3.515	3.099
	1--3	181	2.684	
2	1--2	237	3.515	4.056
	2--4	310	4.597	
4	2--4	310	4.597	7.822
	3--4	351.9	5.218	
	4--11	393	5.828	
3	1--3	181	2.684	4.326
	3--4	251.9	3.736	
	3--5	150.5	2.232	
5	3--5	150.5	2.232	5.555
	5--6	377	5.591	
	5--7	221.7	3.288	
6	5--6	377	5.591	9.273
	6--10	246.28	3.652	
	6--13	627.4	9.304	
7	5--7	221.7	3.288	4.525
	7--8	128.1	1.900	
	7--11	260.5	3.863	
8	7--8	128.1	1.900	3.444
	8--9	76.67	1.137	
	8--12	259.7	3.851	
9	8--9	79.67	1.181	4.754
	9--10	291	4.315	
	9--19	270.5	4.011	

Suite du Tableau IV.1: calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
10	6--10	246.28	3.652	8.697
	9--10	291	4.315	
	10--13	548.3	8.131	
	10--15	87.4	1.296	
11	4--11	393	5.828	7.035
	7--11	260.5	3.863	
	11--12	110.8	1.643	
	11--36	184.5	2.736	
12	8--12	259.7	3.851	7.068
	11--12	110.8	1.643	
	12--20	264.6	3.924	
	12--34	318.1	4.717	
13	6--13	327.4	4.855	7.727
	10--13	548.3	8.131	
	13--14	166.4	2.468	
14	13--14	166.4	2.468	10.569
	14--16	448	6.644	
	14--17	811	12.027	
15	10--15	87.4	1.296	3.796
	15--16	145.9	2.164	
	15--18	278.7	4.133	
16	15--16	145.9	2.164	5.314
	14--16	448	6.644	
	16--17	122.79	1.821	
17	16--17	122.79	1.821	8.085
	14--17	811	12.027	
	17--21	156.64	2.323	

Suite du Tableau IV.1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
19	18--19	72.73	1.079	4.970
	9--19	270.5	4.011	
	19--20	327	4.849	
20	12--20	264.6	3.924	5.933
	19--20	327	4.849	
	20--32	208.6	3.093	
21	17--21	156.64	2.323	2.962
	18--21	149.4	2.215	
	21--25	93.41	1.385	
22	22-25	131	1.943	4.011
	22-23	149.9	2.223	
	22--28	260	3.856	
23	22-23	149.9	2.223	4.630
	23--24	213.8	3.171	
	23--26	260.8	3.867	
24	18--24	316.7	4.696	6.080
	23--24	213.8	3.171	
	24--27	289.5	4.293	
25	21--25	93.41	1.385	4.556
	22--25	131	1.943	
	25--28	390	5.783	
26	23--26	260.8	3.867	2.898
	26--28	130	1.928	
27	24--27	189.5	2.810	7.138
	27--31	247.2	3.666	
	27--30	526	7.800	

Suite du Tableau IV.1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
28	22--28	260	3.856	5.783
	25--28	390	5.783	
	26--28	130	1.928	
29	29--30	359	5.324	5.947
	29--31	443	6.569	
30	29--30	359	5.324	6.562
	27--30	526	7.800	
31	29--31	443	6.569	6.090
	27--31	247.2	3.666	
	31--32	131.2	1.946	
32	20--32	208.6	3.093	7.843
	31--32	131.2	1.946	
	32--33	718	10.647	
33	33--34	200.2	2.969	10.960
	23--33	718	10.647	
	33--35	560	8.304	
34	12--34	318.1	4.717	5.593
	33--34	200.2	2.969	
	34--37	236	3.500	
35	33--35	560	8.304	8.149
	35--41	539	7.993	
36	11--36	184.5	2.736	3.424
	36--37	174.2	2.583	
	36--38	103.1	1.529	
37	36--37	174.2	2.583	7.120
	37--41	550	8.156	
	37--34	236	3.500	

Suite du Tableau IV.1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)

Nœuds	tronçons	longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
38	36--38	103.1	1.529	6.711
	38--39	380	5.635	
	38--40	422	6.258	
39	38--39	380	5.635	8.304
	39--40	740	10.974	
40	39--40	740	10.974	8.616
	38--40	422	6.258	
41	40--41	177.8	2.637	9.393
	37--41	550	8.156	
	35--41	539	7.993	

IV.6.2 Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais on tien compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s), qui doit être soutiré au point le plus défavorable qui est le nœud n30, et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie

$$Q_{\max h+ inc} = 252.63 + 17 = 269.63 \text{ l/s}$$

débit nodal au point défavorable sera :

$$Q_{n34} = 6.56 + 17 = 23.56 \text{ l/s}$$

IV.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans laquelle les branchements seront réalisés.

En vue de l'alimentation des abonnées, Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre compatible au débit transporter et supporter les différentes pressions de service.

IV.8 Méthode du calcul

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation **EPANET Version 2.0 français**, il utilise l'algorithme **HARDY CROSS** pour déterminer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les conduites.

Cette méthode est basé sur l'approximations successives qui repose sur deux lois :

a) loi des nœuds

En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

b) loi des mailles

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges doit être nulle

$$\Sigma \Delta H = \Sigma (R Q^n) = 0 \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

n : désigne l'exposant qui tient compte du régime d'écoulement.

R : la résistance de la conduite.

Q : le débit circulant dans la conduite.

IV.9 Principe de la méthode de HARDY-CROSS

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

➤ Détermination du débit correctif :

Nous avons :

$$Q = Q_0 + \Delta Q \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec :

Q : Débit réel.

Q₀ : Débit arbitraire supposé.

ΔQ : Débit correctif.

Nous avons :

$$\Delta H = RQ^2 \dots\dots\dots(III.6)$$

R : Résistance de la conduite.

$$\Delta H = R (Q_0 + \Delta Q)^2$$

$$\Sigma R (Q_0 + \Delta Q)^2 = \Sigma R (Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

Avec ΔQ négligeable par rapport à Q₀

$$\Delta Q^2 = 0$$

$$\sum R (Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q) = 0 \Rightarrow \sum RQ_0^2 = -2\sum RQ_0\Delta Q \Rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum RQ_0^2}{2\sum RQ_0}$$

Alors : $\Delta Q = - \frac{\sum \Delta H}{2\sum R Q_0}$

On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L \dots\dots\dots(\text{III.7})$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15\Delta H_L = 1.15\Delta H_L \dots\dots\dots(\text{III.8})$$

Avec :

- ΔH_s : pertes de charge singulière
- ΔH_L : Pertes de charge linéaire
- ΔH_T : Pertes de charge totale.

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et parmi ces formules on utilise celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{g*\pi^2*D^5} \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

- Avec : λ : Coefficient de frottement linéaire.
- L : Longueur de la conduite (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s).
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).
- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.10 Calcul de réseau

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du Logiciel **EPANET**.

IV.10.1 Qu'est ce que EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

IV.10.2 Principe hydraulique régissant les calculs du logiciel

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dites, quant à elle, que la différence de charges DH (égale à la somme de la pression et de la côte au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds (figure ci-dessous).

Cependant, pour pouvoir obtenir les charges et débits pour chaque nœud et chaque tronçon, il est nécessaire que certains débits et certaines charges soient préalablement connus. Il s'agit des nœuds à charge fixée (réservoirs, bâches) qui imposent la charge de départ et ainsi permet le calcul de la charge à chaque nœud de proche en proche. Il s'agit aussi des nœuds à débit fixé (définition des demandes à chaque nœud) qui permettent de connaître les débits dans les tronçons satisfaisants cette demande. Enfin, l'écoulement se fait du nœud ayant la charge la plus élevée vers le nœud ayant un potentiel de charge moins important. Le calcul des débits et des charges est lié et ne peut se faire indépendamment. Dès lors, il est nécessaire de connaître l'une ou l'autre des données à chaque nœud pour permettre l'aboutissement du calcul.

IV.10.3 Répartition définitive des débits et des pressions

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous

IV.10.3.1 Cas de pointe

Tableau IV. 2: caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Charge (m)
1	1058	3.1	9.73	1067.73
2	1041	4.06	24.32	1065.32
3	1043.936	4.32	22.72	1066.65
4	1036.565	7.82	27.4	1063.96
5	1036.573	5.56	29.29	1065.87
6	1039	9.27	25.05	1064.05
7	1031.246	4.52	33.82	1065.07
8	1028.65	3.44	35.43	1064.08
9	1029.213	4.75	33.72	1062.93
10	1032	8.69	28.6	1060.6
11	1028.747	7.03	33.49	1062.23
12	1027.17	7.07	34.97	1062.14
13	1037	7.72	22.27	1059.27
14	1036	10.56	21.35	1057.35
15	1030.631	3.79	28.82	1059.45
16	1030.151	5.31	28.3	1058.45
17	1029	8.08	28.09	1057.09
18	1028.278	3.71	30.49	1058.77
19	1027.871	4.97	31.41	1059.28
20	1025.763	5.93	35.33	1061.1
21	1028.973	2.96	28.08	1057.05
22	1029.391	4.01	26.23	1055.62
23	1028.512	4.63	24.11	1052.62
24	1027.938	6.08	27	1054.94

Suite du Tableau IV.2 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Charge (m)
25	1029.53	4.56	26.62	1056.15
26	1027	2.89	25.93	1052.93
27	1004.384	7.14	50.49	1054.87
28	1029	5.78	24.84	1053.84
29	991	5.95	63.59	1054.59
30	991	6.56	63.01	1054.01
31	1008.237	6.09	50.13	1058.37
32	1016.137	7.84	42.87	1059.01
33	1022.414	10.96	37.81	1060.23
34	1024.429	5.59	37.09	1061.52
35	1028	8.15	34.89	1062.89
36	1029.697	3.42	32.44	1062.14
37	1030.882	7.12	31.01	1061.89
38	1031.462	6.71	30.92	1062.38
39	1033	8.3	28.94	1061.94
40	1035.133	8.6	28.8	1063.93
41	1035.6	9.39	28.36	1063.96
Réservoir R1	1064.00	/	4	1068
Réservoir R2	1060.00	/	4	1064

Tableau IV. 3: caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)
3-4	251.9	96.8	7.84	1.07	2.69
3-5	150.5	352.6	164.23	1.68	0.79
5-7	221.7	352.6	133.79	1.37	0.80
36-38	103.1	79.2	1.95	0.4	0.24
11-36	184.5	141	-3.99	0.26	0.10
7-11	260.5	141	21.59	1.38	2.83
11-12	110.8	220.4	17.33	0.45	0.10
7-8	128.1	277.6	107.68	1.78	0.98
8-12	259.7	220.4	57.59	1.51	1.95
9-19	270.5	96.8	8.93	1.21	3.65
12-20	264.6	220.4	40.42	1.06	1.04
19-20	327	176.2	26.93	1.1	1.81
15-16	145.9	141	16.74	1.07	1.00
15-18	278.7	96.8	3.45	0.47	0.69
18-21	149.4	141	22.24	1.42	1.71
21-25	93.41	141	20.25	1.3	0.91
22-25	131	141	12.41	0.79	0.53
18--24	316.7	96.8	8.39	1.14	3.82
23--26	260.8	63.8	0.73	0.23	0.31
22-23	149.9	53.6	2.28	1.01	3.00
23-24	213.8	53.6	-1.62	0.72	2.32
18-19	72.73	176.2	30.89	1.27	0.52
24-27	189.5	79.2	0.69	0.14	0.07
27-31	247.2	96.8	-9.17	1.25	3.50

Tableau IV. 4: caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)Suite du **Tableau IV.3** : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)
27--30	526	96.8	2.73	0.37	0.86
20-32	208.6	96.8	-7.55	1.03	2.09
40--41	177.8	352.6	-25.56	0.26	0.03
12-34	318.1	220.4	-27.43	0.72	0.62
33-34	200.2	176.2	-29.24	1.2	1.29
8-9	76.67	176.2	-46.64	1.91	1.15
36-37	174.2	96.8	2.52	0.34	0.25
31-32	131.2	176.2	25.05	1.03	0.64
26-28	130	79.2	3.62	0.73	0.91
22-28	260	96.8	6.11	0.83	1.78
25-28	390	79.2	3.29	0.67	2.30
32-33	718	220.4	-25.33	0.66	1.21
5-6	377	176.2	24.88	1.02	1.81
6-13	627.4	96.8	6.5	0.88	4.79
6-10	246.28	96.8	9.11	1.24	3.45
10-13	548.3	141	9.4	0.6	1.34
13-14	166.4	96.8	8.18	1.11	1.92
14--17	811	96.8	1.06	0.14	0.25
9--10	291	176.2	-32.97	1.35	2.33
10--15	87.4	141	23.99	1.54	1.15
16--17	122.79	96.8	-7.99	1.09	1.36
17--21	156.64	96.8	0.97	0.13	0.04
14--16	448	96.8	3.44	0.47	1.10

29--31	443	110.2	9.78	1.03	3.78
--------	-----	-------	------	------	------

Suite du Tableau IV.3 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m/km)
29--30	359	110.2	3.83	0.4	0.57
1--3	181	352.6	-176.39	1.81	1.08
2--4	310	110.2	-6.74	0.71	1.35
1--2	237	110.2	-10.8	1.13	2.42
4--11	393	110.2	-6.75	0.71	1.73
38--39	380	110.2	3.17	0.33	0.44
39--40	740	110.2	-5.13	0.54	1.99
38--40	422	141	-11.83	0.76	1.55
37--41	550	141	-12	0.77	2.07
33-35	560	110.2	-7.06	0.74	2.66
34--37	236	141	-7.39	0.47	0.37
35--41	539	176	15.21	0.63	1.07
R1--1	39.23	352.6	-190.28	1.95	0.27
R2--41	41.63	352.6	-62.15	0.64	0.04

IV.10.3.2 Cas de pointe + incendie**Tableau IV. 5:** caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Charge (m)
1	1058	3.1	9.7	1067.7
2	1041	4.06	24.1	1065.1
3	1043.936	4.32	22.56	1066.5
4	1036.565	7.82	27.01	1063.57
5	1036.573	5.56	29.05	1065.62
6	1039	9.27	24.7	1063.7
7	1031.246	4.52	33.47	1064.72
8	1028.65	3.44	34.95	1063.6
9	1029.213	4.75	33.14	1062.36
10	1032	8.69	27.87	1059.87
11	1028.747	7.03	32.69	1061.44
12	1027.17	7.07	34.13	1061.3
13	1037	7.72	21.5	1058.5
14	1036	10.56	20.4	1056.4
15	1030.631	3.79	27.94	1058.57
16	1030.151	5.31	27.35	1057.5
17	1029	8.08	26.94	1055.94
18	1028.278	3.71	29.21	1057.49
19	1027.871	4.97	30.2	1058.07
20	1025.763	5.93	34.29	1060.05
21	1028.973	2.96	26.81	1055.78
22	1029.391	4.01	24.82	1054.21
23	1028.512	4.63	21.66	1050.17
24	1027.938	6.08	22.65	1050.59

Suite du Tableau IV.4 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Charge (m)
25	1029.53	4.56	25.27	1054.8
26	1027	2.89	24.03	1051.03
27	1004.384	7.14	43.88	1048.27
28	1029	5.78	23.22	1052.22
29	991	5.95	51.91	1042.91
30	991	23.56	47.05	1038.05
31	1008.237	6.09	46.7	1054.94
32	1016.137	7.84	40.14	1056.28
33	1022.414	10.96	36.06	1058.47
34	1024.429	5.59	36.02	1060.45
35	1028	8.15	34.62	1062.62
36	1029.697	3.42	31.69	1061.39
37	1030.882	7.12	30.21	1061.1
38	1031.462	6.71	30.61	1062.07
39	1033	8.3	28.71	1061.71
40	1035.133	8.6	28.79	1063.92
41	1035.6	9.39	28.36	1063.96

Tableau IV. 6 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m)
3-4	251.9	96.8	8.22	1.12	2.93
3-5	150.5	352.6	174.52	1.79	0.88
5-7	221.7	352.6	143.23	1.47	0.90
36-38	103.1	79.2	3.49	0.71	0.68
11-36	184.5	141	-2.72	0.17	0.05
7-11	260.5	141	23.4	1.5	3.28
11-12	110.8	220.4	21.25	0.56	0.14
7-8	128.1	277.6	115.31	1.91	1.12
8-12	259.7	220.4	63.16	1.66	2.30
9-19	270.5	96.8	9.76	1.33	4.28
12-20	264.6	220.4	44.71	1.17	1.25
19-20	327	176.2	28.27	1.16	1.98
15-16	145.9	141	17.39	1.11	1.07
15-18	278.7	96.8	4.46	0.61	1.09
18-21	149.4	141	22.17	1.42	1.70
21-25	93.41	141	21.26	1.36	0.99
22-25	131	141	13.2	0.85	0.59
18--24	316.7	96.8	11.64	1.58	6.89
23--26	260.8	63.8	1.32	0.41	0.86
22-23	149.9	53.6	2.7	1.2	4.04
23-24	213.8	53.6	-0.61	0.27	0.42
18-19	72.73	176.2	33.06	1.36	0.58
24-27	189.5	79.2	4.95	1	2.33
27-31	247.2	96.8	-13.12	1.78	6.67

Suite du Tableau IV.5 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m/km)
27--30	526	96.8	10.93	1.48	10.21
20-32	208.6	96.8	-10.51	1.43	3.77
40--41	177.8	352.6	-27.1	0.28	0.04
12-34	318.1	220.4	-32.63	0.86	0.85
33-34	200.2	176.2	-37.05	1.52	1.98
8-9	76.67	176.2	-48.71	2	1.25
36-37	174.2	96.8	2.79	0.38	0.29
31-32	131.2	176.2	37.79	1.55	1.34
26-28	130	79.2	4.21	0.85	1.19
22-28	260	96.8	6.5	0.88	1.98
25-28	390	79.2	3.49	0.71	2.57
32-33	718	220.4	-35.12	0.92	2.20
5-6	377	176.2	25.73	1.06	1.93
6-13	627.4	96.8	6.8	0.92	5.19
6-10	246.28	96.8	9.66	1.31	3.83
10-13	548.3	141	9.53	0.61	1.37
13-14	166.4	96.8	8.61	1.17	2.10
14--17	811	96.8	1.49	0.2	0.46
9--10	291	176.2	-34.2	1.4	2.49
10--15	87.4	141	25.64	1.64	1.30
16--17	122.79	96.8	-8.64	1.17	1.56
17--21	156.64	96.8	2.05	0.28	0.16
14--16	448	96.8	3.44	0.47	1.10
29--31	443	110.2	18.58	1.95	12.03

Suite du Tableau IV.5 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie)

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge (m/km)
29--30	359	110.2	12.63	1.32	4.85
1--3	181	352.6	-187.06	1.92	1.20
2--4	310	110.2	-7.2	0.75	1.53
1--2	237	110.2	-11.26	1.18	2.60
4--11	393	110.2	-7.6	0.8	2.13
38--39	380	110.2	2.85	0.3	0.36
39--40	740	110.2	-5.45	0.57	2.21
38--40	422	141	-13.05	0.84	1.85
37--41	550	141	-14.34	0.92	2.86
33-35	560	110.2	-9.03	0.95	4.14
34--37	236	141	-10.01	0.64	0.64
35--41	539	176	17.18	0.71	1.34
R1--1	39.23	352.6	-201.41	2.06	0.30
R2--41	41.63	352.6	-68.02	0.7	0.04

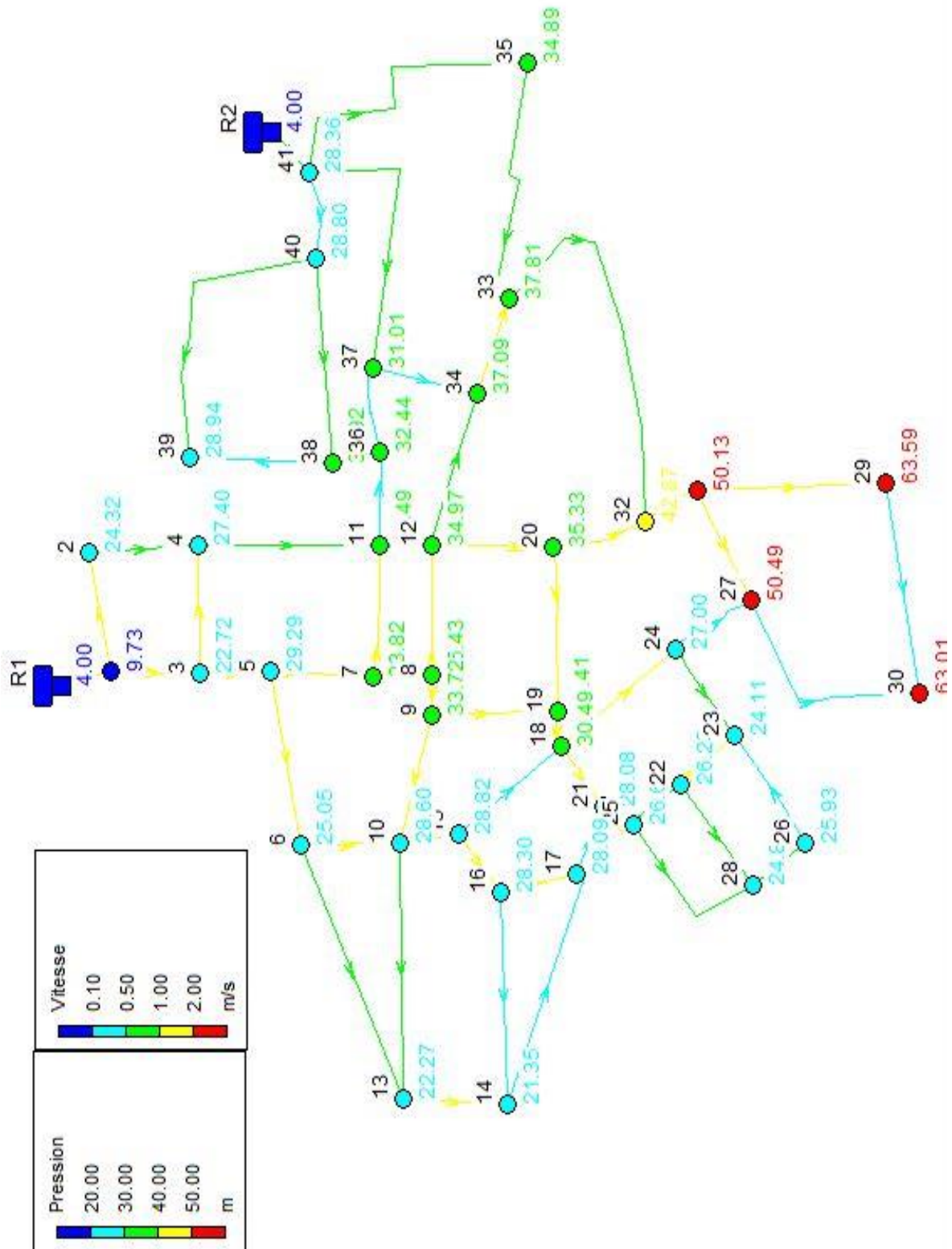


Figure IV. 1: schéma de réseau en cas de pointe (source EPANET)

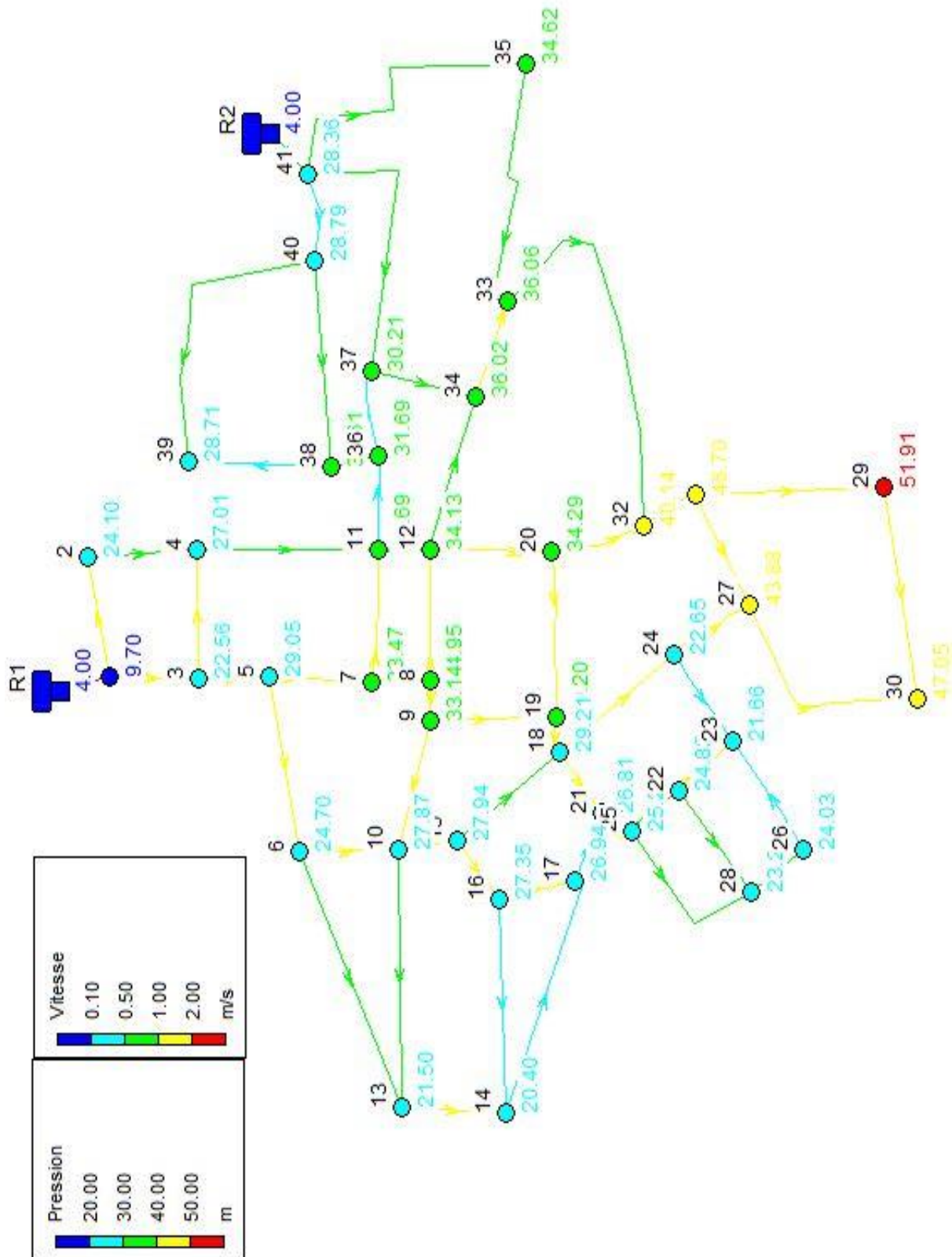


Figure IV. 2 : schéma de réseau en cas de pointe+ incendie (source EPANET)

IV.11 Interprétation des Résultats

IV.11.1 La répartition des pressions

a) Cas de pointe

Les résultats des pressions obtenus sont favorables c'est-à-dire qu'ils sont dans la norme sauf la pression dans le nœud (n1) (<10 m.c.e) . Nous notons aussi que la pression minimale est de 9.73 m.c.e qui se trouve au niveau du nœud (n1) et la pression maximale de 63.59 m.c.e est enregistrée au niveau du nœud (n29).

b) Cas de pointe+incendie

Les résultats des pressions obtenus sont favorables c'est-à-dire qu'ils sont dans la norme sauf la pression dans le nœud (n1) (<10 m.c.e). Nous notons aussi que la pression minimale est de 9.7 m.c.e qui se trouve au niveau du nœud (n1) et la pression maximale de 51.91 m.c.e est enregistrée au niveau du nœud (n29).

IV.11.2 La répartition des vitesses

a) Cas de pointe

Sachant que la vitesse d'écoulement admissible dans un tronçon est entre 0.5 m/s et 1.5m/s, nous avons remarqué que :

- 15/62 tronçons ont des vitesses entre 0.13 m/s jusqu'à 0.5m/s .
- 40/62 de tronçons ont des vitesses supérieures à 1.5m/s ($0.5 < v < 1.5$ m/s)
- 7/62 de tronçons on des vitesses ($1.5 < v < 1.95$) .

a) Cas de pointe+incendie

Nous avons remarqué que :

- 9/62 tronçons sont ont des vitesses entre 0.17 m/s jusqu'à 0.5 m/s . la vitesses minimal est marqué dans le tronçons (11—36) et la vitesses maximal $V_{\max} = 2.06$ m/s se situe dans le tronçons (R1—1) .

Donc pour les deux cas on peut dire que les résultats obtenus sont favorables.

Conclusion

Après avoir fait une simulation pour l'année 2050 , on a constaté que le réseau de distribution de notre ville peut fonctionner normalement sans risque d'avoir des problèmes pendant le fonctionnement, notamment à l'heure de pointe où les vitesses et les pressions de services sont satisfaisantes

Chapitre V

Accessoires du réseau de distribution

Introduction

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

V.1 Rôle des accessoires

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

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

V.2 Organes accessoires utilisés dans le réseau

Les accessoires qui seront mis en place sont :

V.2.1 Robinets vannes

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

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

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

a) Vanne à coin (à opercule) :

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

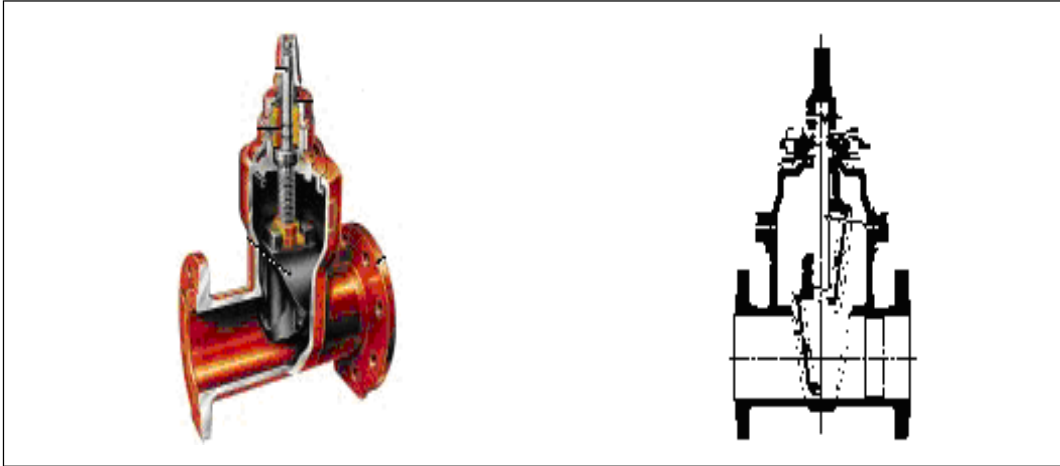


Figure V. 1 : Robinets vanne à opercule

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

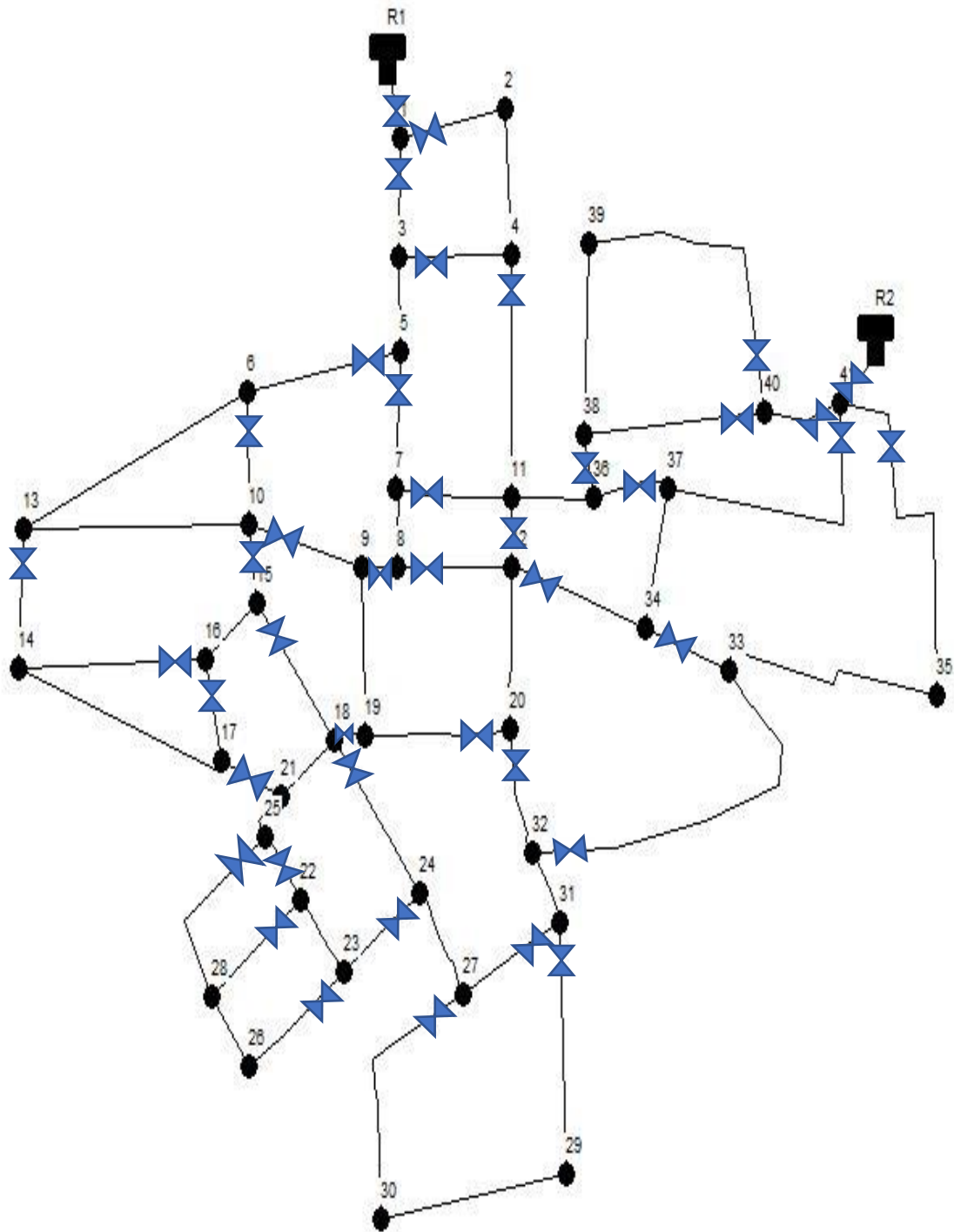


Figure V. 2 : emplacement des vannes sur le réseau

b) Vannes de décharge

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

V.2.2 Ventouses

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

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

V.2.3 Poteaux d'incendie

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

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

Tableau V .1: emplacement des poteaux d'incendie

N° de conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Nombre des poteaux
3-5	150.5	352.6	2
5-7	221.7	352.6	2
11-12	110.8	220.4	1
7-8	128.1	277.6	1
8-12	259.7	220.4	2
12-20	264.6	220.4	2
19-20	327	176.2	3
18-19	72.73	176.2	1
40--41	177.8	352.6	2
12-34	318.1	220.4	3
33-34	200.2	176.2	2
8-9	76.67	176.2	1
31-32	131.2	176.2	2
32-33	718	220.4	7
5-6	377	176.2	3
9--10	291	176.2	3
1--3	181	352.6	2
35--41	539	176	5
Total			44

V.2.4 Les raccordements

a) Les coudes

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle a de : $1/4$ (90°), $1/8$ (45°), $1/16$ ($22^\circ30'$), $1/32$ ($11^\circ15'$).



Figure V. 3 :les coudes

Dans notre réseau on besoin de :

- 16 coude 90°
- 3 coude 45°

b) Les Tés :

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

Dans notre réseau on besoin de 30 Tés en PEHD .



Figure V. 4 : Les tés

c) Les croix de jonction

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

On besoin de 5 croix de jonction .

d) Les manchons

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

V.2.5 Organes de mesure

a) Mesure de débit :

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

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

NB : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à la sortie de chaque réservoir .

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit

par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations .

- Manomètres à soufflet :

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



Figure V. 5: Manomètre

Conclusion

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

Chapitre VI

Pose de canalisation et Organisation de chantier

VI.1 Pose de canalisation

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération.

VI.1.1 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.

VI.1.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

- La canalisation est posée dans une tranchée sans blindage 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.

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.

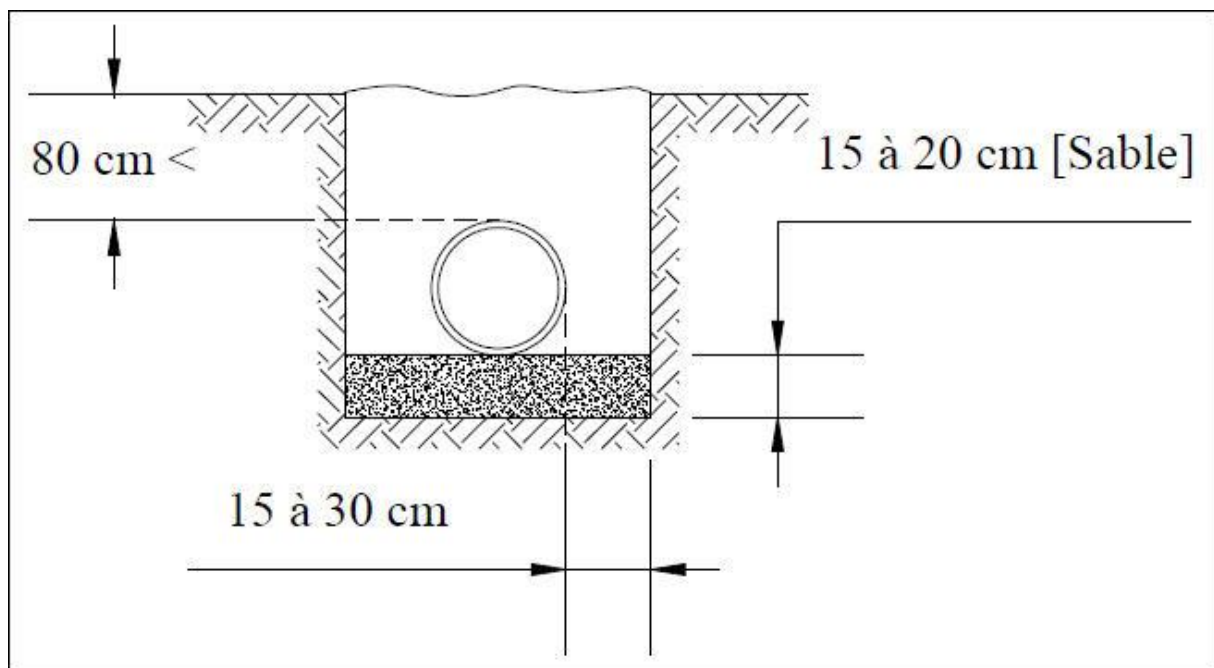


Figure VI. 1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire (polycopie prof B.Salah)

VI.1.5 Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

VI.1.6 Introduction de la canalisation

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes.
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage.
- De ne pas laisser les revêtements à endommager.
- Vérifier l'alignement.

VI.1.7 Epreuve de joint et de canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite 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 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VI.2 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.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.

- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VI.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

a) Matérialisation

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

b) Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VI.2.2 Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

a) Enlèvement de revêtements des routes

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une coupeuse d'asphalte .



Figure VI. 2 : coupeuse d'asphalte

b) Excavation

Selon les caractéristiques du terrain (sols argileux) , l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavé doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficultés et elle 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 ait lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

a) Profondeur (Htr)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Htr = h_1 + h + D \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : **h=1 m**.

h1 : épaisseur du lit de pose **h1 = 0,15 m**.

D'où : **Htr = 1,15 + D (m)**.

b) Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 m \dots\dots\dots (VI.2)$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VI.2.3 Calcul du Déblais d'excavation

Tableau VI. 1 : Calcul du volume à excaver

DN (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	V _{exv} (m ³)
63	363.7	0.663	1.213	292.4945
75	260.8	0.675	1.225	215.649
90	812.6	0.69	1.24	695.2606
110	5112.31	0.71	1.26	4573.473
125	3422	0.725	1.275	3163.211
160	2808.41	0.76	1.31	2796.053
200	2014.8	0.8	1.35	2175.984
250	1672.2	0.85	1.4	1989.918
315	128.1	0.915	1.465	171.7148
400	811.86	1	1.55	1258.383
volume totale				17332.14

VI.2.4 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier



Figure VI. 3 : Pelle mécanique

a) 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.

b) 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.

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 déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

VI.2.5 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur :

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots(VI.3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VI.2)

Tableau VI. 2: Calcul du volume du lit de sable

DN (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V _s (m ³)
63	363.7	0.663	0.15	36.16997
75	260.8	0.675	0.15	26.406
90	812.6	0.69	0.15	84.1041
110	5112.31	0.71	0.15	544.461
125	3422	0.725	0.15	372.1425
160	2808.41	0.76	0.15	320.1587
200	2014.8	0.8	0.15	241.776
250	1672.2	0.85	0.15	213.2055
315	128.1	0.915	0.15	17.58173
400	811.86	1	0.15	121.779
volume totale				1977.785

VI.2.6 Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai

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

V_{cond} : Volume occupé par la conduite.

V_s : Volume du lit de sable.

Tableau VI. 3: Calcul du volume du Remblais compacté .

DN (mm)	L (m)	b (m)	V _{cond} (m ³)	V _r (m ³)
63	363.7	0.663	1.133167	255.1914
75	260.8	0.675	1.151595	188.0914
90	812.6	0.69	5.166917	605.9896
110	5112.31	0.71	48.55928	3980.453
125	3422	0.725	41.97297	2749.096
160	2808.41	0.76	56.43781	2419.456
200	2014.8	0.8	63.26472	1870.943
250	1672.2	0.85	82.04231	1694.67
315	128.1	0.915	9.977917	144.1552
400	811.86	1	101.9696	1034.634
volume totale (m³)			411.6763	14942.68

VI.3 Planification des travaux de réseau de distribution

On va déterminer le temps de réalisation des opérations de réseau de distribution on utilisons la méthode de C.P.M (critical path method)

Tableau VI. 4 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution

Notation	Opération	Durée (j)	
		(A1) equipe 1	40
A	Exécution des tranchées du réseau	(A2) equipe 2	40
		(B1) equipe 1	15
B	Pose du lit de sable	(B2) equipe 2	15
		(C1) equipe 1	20
C	Pose des conduites	(C2) equipe 2	20
		35	
D	Montage et raccordement des conduites	35	
E	Essais d'étanchéités	5	

F	Remblayage des tranchées	(F1) equipe 1	10
		(F2) equipe 2	10
G	Nivellement et compactage	(G1) equipe 1	10
		(G2) equipe 2	10

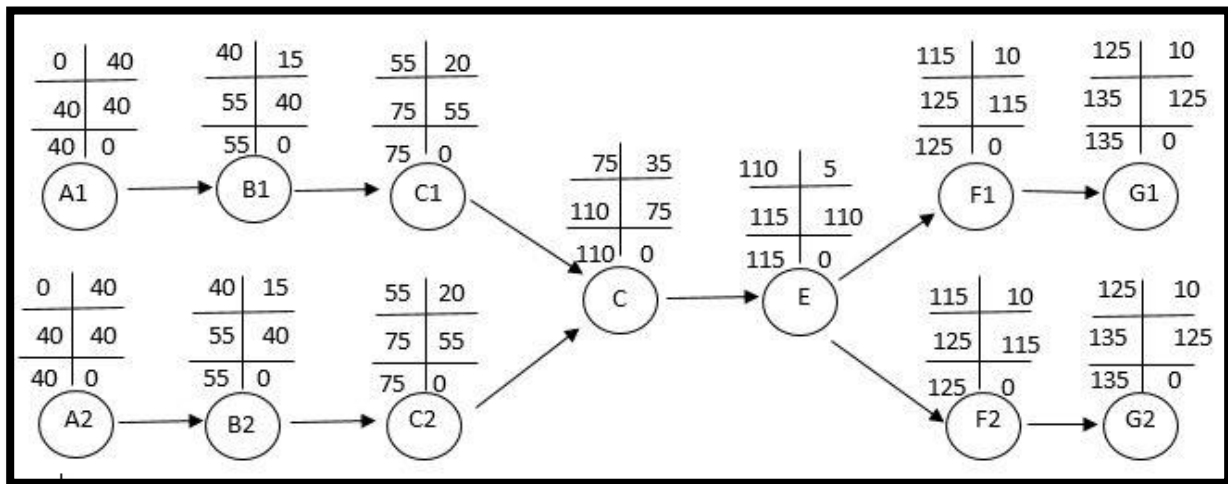


Figure VI. 4 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution

Et donc notre projet sera réaliser en **135** jours.

VI.4 Devis estimatif

Nous allons clôturer le chapitre avec un devis estimatif du projet d'alimentation en eau potable :

Tableau VI. 5: Tableau récapitulatif du devis estimatif de projet.

N°	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	LOT TERRASSEMENT				
A-1	- Ouverture de la tranchée en terrain de toute nature de profondeur moyenne 1.4 m et de largeur 1 m (voir profil en long)	M3	17332.1	300.00	5199642
A-2	- Fourniture et pose de lit de sable de dune de 15 cm de l'épaisseur au dessous de la génératrice inférieure de la conduite y compris toutes autres sujétions de bonne exécution.	M3	1977.8	1600.00	593337
A-3	Remblai de la tranchée en tout venant épuré des objets, blocs, pierresetc Jusqu'au niveau du terrain naturel bien arrosée pour assurer un bon compactage .	M3	14943	250.00	3735750
A-6	- Fourniture et pose de grillage de signalisation 40 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite de couleur bleue	MI	17689	20.00	353 780.00

Suite Tableau VI.5: Tableau récapitulatif du devis estimatif de projet.

N°	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
B	LOT CANNALISATION				
	-Fourniture et pose de conduite en PEHD PN 10 y compris l'assemblage par brides et soudure bout à bout et électrofusion et la certification du produit ISO :				
B-2	- Ø400mm	MI	812	9 000.00	7 308 000.00
B-3	- Ø315 mm	MI	128	6 000.00	768 000.00
B-4	- Ø250mm	MI	1672	4 200.00	7 022 400.00
B-5	- Ø200mm	MI	2 015	2 700.00	5 440 500.00
B-6	- Ø160mm	MI	2808	1 800.00	5 054 400.00
B-7	- Ø125mm	MI	3422	1 000.00	3 422 000.00
B-8	- Ø 110mm	MI	5112	850.00	4 345 200.00
B-9	- Ø 90mm	MI	813	600.00	487 800.00
B-10	- Ø 75mm	MI	261	400.00	104 400.00
B-11	- Ø 63mm	MI	646	255.00	164 730.00

Suite Tableau VI.5: Tableau récapitulatif du devis estimatif de projet.

N°	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
C	LOT PIECES SPECIALES:				
C-1	Vanne en Fonte Ø 400	U	5	75 000.00	375 000.00
C-2	Vanne en Fonte Ø 250	U	4	49 379.00	197 516.00
C-3	Vanne en Fonte Ø 200	U	6	34 730.00	208 380.00
C-4	Vanne en Fonte Ø 160	U	4	19 582.00	78 328.00
C-5	Vanne en Fonte Ø 125	U	3	17 722.00	53 166.00
C-6	Vanne en Fonte Ø 110	U	11	12 984.00	142 824.00
C-7	Vanne en Fonte Ø 90	U	2	10 921.00	21 842.00
C-8	Vanne en Fonte Ø 75	U	1	10 613.00	10 613.00
C-9	Vanne en Fonte Ø 63	U	1	8 964.00	8 964.00
C-10	Poteau d'incendie	U	44	180 000.00	7 920 000.00
Montant Hors Taxes					55 586 435.00
Montant T.V.A 19%					10561422.65
Montant Toutes Taxes Comprises					66 147 857.65

Conclusion

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

On peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le début des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. On a estimé que notre projet coûte 63 089 720.68 D.A avec une durée de 135 jours .

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons présenté en premier un aperçu général sur la commune de Ain El Ibel sa situation climatique, géologique ...etc. Après on a évalué les débit de consommation pour l'horizon d'étude (2050) , on constate que les ressources disponibles peut assurer l'alimentation de l'agglomération juste pour l'horizon (2030) donc il est recommandé de réaliser d'autres forages.

Ensuite on a fait un bilan entre le volume de stockage de trois réservoirs existants et le volume nécessaire pour alimenter l'agglomération. On a conclu que les ouvrages de stockages existants suffisent largement jusqu'à l'horizon (2050).

Dans le chapitre suivant on a projeté un réseau maillé pour une bonne répartition des pressions et vitesses pour avoir le fonctionnement de réseau nous avons utilisé le logiciel de simulation hydraulique **Epanet 2.0**.

Dans les deux chapitres suivants nous avons énuméré les accessoires nécessaires pour notre réseau et la méthode de pose de canalisation. Après le calcul de volume de travaux on a conclu que ce projet sera réaliser dans une durée de 135 jours avec un cout de

63 089 720.68 D.A .

Bibliographie

Références bibliographiques

- [1] : **SALAH.N,2014**, "Alimentation en potable des agglomérations " .
- [2] : **CARLIER.M**, 1972, « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris.
- [3] : **DUPONT.A, 1988**,« Hydraulique urbaine », Tome I et II, Edition Eyrolles.Paris. France.
- [4] : **ABRAMOV.N ,1982**, "Alimentation En eau Potable" Moscou.
- [5] : **KADIL , 2018**, "Alimentation En eau Potable , 5^{eme} année " ensh .