

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des pos 1et pos 2 de la ville de Hammam Bouhadjar (w.Ain Temouchent) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-18

APA Citation (APA توثيق):

Meçabih, Asma (2018). Alimentation en eau potable des pos 1et pos 2 de la ville de Hammam Bouhadjar(w.Ain Temouchent)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

Alimentation en eau potable des pos 1et pos 2 de la ville de Hammam Bouhadjar(w.Ain Temouchent)

PRESENTE PAR :

M^{me}MEÇABIH ASMA.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^rM.DJELLAB	M.C.A	Président
M^r M.BOUKHLIFA	M.A.A	Examineur
M^{me}M.KAHLERASS	M.A.A	Examineur
M^{me}L. TAFAT	M.A.A	Examineur
M^rB.SALAH	Professeur	Promoteur

REMERCIEMENTS.

Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier :

- ☞ Tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille et mon mari.
- ☞ Mon promoteur M^r SALAH BOUALEM, qui m'a beaucoup aidé par ces orientations et ces précieux conseils sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail pour élaborer cette étude.
- ☞ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.
- ☞ Je remercie également mon mari, Docteur en hydraulique, monsieur Khelfi. M, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.
- ☞ Je remercie mes très chers parents, Mohamed et Kheira, qui ont toujours été là pour moi, et mes frères Habibo, Oussama et Abd El Ghani pour leurs encouragements.
- ☞ Mes amis qui m'ont aidé.

Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

DEDICACES

Je dédie ce travail particulièrement à :

A DIEU, pour m'avoir donné la force dans les moments difficiles d'éditer ce mémoire.

Ma mère que dieu la protège, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider d'avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mon mari Amine , la personne qui a su guider mes pas égarés vers un horizon plus clair , plus joyeux

A mes frères : Habibo, Oussama et Abd el Ghani qui n'ont jamais cessé de m'aider.

A toute la famille Méçabih, Bouchaala et Khelfi.

A mes amis de l'ENSH,

ملخص

عبر الدراسة التي قدمناها، أعطينا في أول الأمر نظرة عامة على الوضعية الحالية للمنطقتين 1 و2 المتواجدين ببلدية حمام بوحجر بولاية عين تموشنت وكذلك مختلف منشآت التخزين، الينابيع المائية و شبكة التوزيع من أجل تقييم احتياجات السكان للمياه الصالحة للشرب حتى سنة 2048. في المرحلة الثانية قمنا بتحديد عدد الخزانات، وذلك بهدف تزويد المنطقتين بالمياه الصالحة للشرب عن طريق أنابيب مختلطة من خزان ذو سعة 1000 م³.

Résumé

Dans notre étude, nous avons tout d'abord donné un aperçu de la situation actuelle des plans d'occupation des sols 1 et 2, situés dans la commune de Hammam Bouhadjar (Wilaya d'Ain Temouchent), ainsi que diverses installations de stockage, sources d'eau et le réseau de distribution pour évaluer les besoins en eau potable de la population à l'horizon 2048. Dans la deuxième étape, nous avons déterminé le nombre des réservoirs dans un but d'alimenter les deux POS en eau potable par des tuyaux mixtes à partir d'un réservoir d'une capacité de 1000 m³.

Abstract

The present study starts with first giving an overview of the current situation of regions 1 and 2 located in Hammam Bouhajar (Ain Temouchent), as well as the various storage facilities, water resources, and distribution network to assess the water needs of the population until 2048. In the second step, we determined the number of used reservoirs. After that, we fed the two areas of the municipality of Hammam Bouhadjar with drinking water through mixed pipes from a tank with a capacity of 1000 m³.

Sommaire

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

CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	2
I.1 Présentation générale de la commune	2
I.1.1 Aperçu historique.....	2
I.1.2 Situation géographique	2
I.1.3 Milieu physique	3
I.1.4 Situation hydrogéologique.....	4
I.1.5 Climatologie.....	4
I.1.5.1 Le gel.....	6
I.1.5.2 Humidité.....	6
I.1.6 Sismicité.....	6
I.1.7 Topographie.....	7
I.1.7.1 Topographie du plan d'occupation des sols (POS 01).....	7
I.1.7.2 Topographie du plan d'occupation des sols (POS 02).....	7
I.2 Présentation de la population.....	7
I.2.1 Configuration urbaine des plan d'occupation des sols.....	7
I.2.1.1 Pos 1.....	7
I.3 Situations hydrauliques.....	10
I.3.1 Ressources en eau potable de la zone d'étude.....	10
I.3.2 Ouvrages de stockage.....	10
I.3.3 Réseau d'AEP.....	10
I.3.4 Réseau d'assainissement.....	10
Conclusion.....	11

CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	12
II.1 Evolution de la population actuelle et future.....	12
II.2 Norme unitaire de consommation.....	13
II.3 Consommation moyenne journalière.....	13
II.4 Besoins en eau par catégorie.....	13
II.4.1 Majoration des besoins au futur.....	13
II.4.2 Besoins domestiques POS 1, POS 2.....	13
II.4.3 Besoins administratifs.....	14
II.4.4 Besoins scolaires.....	14
II.4.5 Besoins sanitaires.....	15

II.4.6 Besoins socioculturels.....	15
II.4.7 Besoins commerciaux.....	15
II.4.8 Récapitulation des besoins en eau potable des POS 1 et POS 2.....	16
II.5 Variation de la consommation journalière.....	16
II.5.1 Coefficients d'irrégularité journalière.....	16
II.5.1.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximum.....	16
II.5.1.2 Coefficient d'irrégularité journalier minimum.....	17
II.5.2 Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax,h).....	17
II.5.3 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin,h).....	18
II.6 Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	18
II.6.1 Consommation maximale journalière.....	18
II.6.2 Consommation minimale journalière.....	18
II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	19
Conclusion.....	21

CHAPITRE III

OUVRAGES DE STOCKAGE

Introduction.....	22
III.1 Fonctions des réservoirs.....	22
III.2 Prescription sanitaire.....	23
III.3 Implantation des réservoirs.....	23
III.4 Classification des réservoirs.....	24
III.4.1 Classification selon les matériaux de constructions.....	24
III.4.2 Classification selon la situation des lieux.....	24
III.4.3 Classification selon l'usage.....	25
III.4.4 Classification selon la forme géométrique.....	25
III.5 Construction des réservoirs.....	25
III.5.1 Béton armé.....	25
III.5.2 Les matériaux de construction.....	25
III.6 Méthodes de dimensionnement des réservoirs.....	25
III.6.1 Méthode analytique.....	26
III.7 Calcul des capacités des réservoirs.....	26
III.8 Équipement hydraulique du réservoir.....	29
III.8.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	29
III.8.2 Conduite de départ ou de distribution.....	29
III.8.3 Conduite de trop-plein.....	29
III.8.4 Conduite de décharge ou de vidange.....	29
III.8.5 Conduite by-pass.....	30
III.8.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	30
Conclusion.....	30

CHAPITRE IV RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction.....	31
IV.1 Choix du matériau des conduites.....	31
IV.1.1 Tuyaux en fonte.....	31
IV.1.2 Tuyaux en acier.....	31
IV.1.3 Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié).....	31
IV.2 Types de réseaux.....	32
IV.2.1 Réseau maillé.....	32
IV.2.2 Réseau ramifié.....	32
IV.2.3 Réseau étagé.....	32
VI.3 Conception d'un réseau.....	33
IV.4 Principe de tracé d'un réseau combiné.....	33
IV.4.1 Calcul hydraulique du réseau combiné.....	33
IV.5 Calcul des débits du POS1.....	33
IV.6 Calcul des débits du POS 2.....	37
IV.7 Calcul du réseau par logiciel EPANET.....	41
IV.7.1 Présentation du logiciel.....	41
IV.8 Résultats de calcul.....	42
IV.8.1 Cas de pointe du pos1.....	42
IV.8.2 Cas de pointe du pos2.....	43
IV.8.3 Cas de pointe+incendie.....	44
IV.9 Equipement du réseau de distribution.....	50
IV.9.1 Type de canalisation.....	50
IV.9.2 Appareils et accessoires du réseau.....	50
Conclusion.....	51

CHAPITRE V ADDUCTION

Introduction.....	52
V.1 Choix du tracé (condition technique).....	52
V.2 Choix du type de tuyaux.....	52
V.3 Etude technico-économique de l'adduction.....	53
V.3.1 Choix de la gamme des diamètres.....	53
V.3.2 Calcul des pertes de charge.....	53
V.3.2.1 Pertes de charge linéaires.....	53
V.3.2.2 Pertes de charge singulières.....	54
V.3.2.3 Pertes de charge totales (ΔH_t).....	54
V.3.3 Calcul de la hauteur manométrique totale.....	54
V.3.4 Puissance absorbée par la pompe.....	54
V.3.5 Energie consommée par la pompe.....	55
V.3.6 Frais d'exploitation.....	55

V.3.7 Frais d'amortissement.....	55
V.3.8 Calcul hydraulique.....	55
V.3.8.1 Calcul du débit d'exploitation.....	55
V.3.8.2 Calcul de la hauteur géométrique.....	56
V.3.8.3 Calcul technique du diamètre.....	56
V.3.9 Calcul du bilan.....	56
V.3.9.1 Frais d'exploitation.....	56
V.3.9.2 Frais d'amortissement.....	57
V.3.9.3 Bilan du coût (Exploitation + investissement).....	58
Conclusion.....	58

CHAPITRE VI ORGANISATION DE LA CHANTIER

Introduction.....	59
VI.1 Différents travaux à entreprendre.....	59
VI.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	59
VI.1.2 Travaux concernant les stations de pompage.....	60
VI.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	60
VI.2.1 Déblais d'excavation.....	60
VI.2.1.1 Profondeur de la tranchée.....	61
VI.2.1.2 Largueur de la tranchée.....	61
VI.2.2 Lit de sable.....	61
VI.2.3 Remblais compacté.....	62
VI.2.4 Volume de la conduite.....	62
VI.3 Choix des engins de terrassement.....	63
VI.3.1 Pelle hydraulique.....	63
VI.3.2 Bulldozer.....	64
VI.3.3 Chargeur.....	65
VI.3.4 Compacteur.....	65
VI.4 Planification des travaux.....	66
VI.4.1 Planification des travaux de l'adduction.....	66
VI.4.2 Définitions des tâches et leurs durées.....	67
Conclusion.....	67
Conclusion générale.....	68
Références bibliographiques.....	69

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau n° I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm).....	5
Tableau n° I.2 : Températures moyennes annuelles.....	5
Tableau n° I.3 : Population attendue de chacune pos de la région d'étude.....	7
Tableau n° I.4 : Logements du POS 1.....	8
Tableau n° I.5 : Programme d'équipement du pos 1.....	8
Tableau n° I.6 : Logements du POS 2.....	9
Tableau n° I.7 : Programme d'équipement du POS 2.....	9
Tableau n° I.8 : Etat des réservoirs de la région d'étude	10

CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau n° II.1 : Répartition de la population à l'horizon d'étude (pos1, pos2)	12
Tableau n° II.2 : Besoins totaux des pos1, pos2.....	14
Tableau n° II.3 : Evaluation des besoins administratifs.	14
Tableau n° II.4 : Evaluation des besoins scolaires.....	14
Tableau n° II.5 : Evaluation des besoins sanitaires.....	15
Tableau n° II.6 : Evaluation des besoins socioculturels.....	15
Tableau n° II.7 : Evaluation des besoins commerciaux.....	15
Tableau n° II.8 : Récapitulation des besoins en eaux du POS 1 et POS 2.....	16
Tableau n° II.9 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau n° II.10 : Valeurs du coefficient β_{max} pour chaque POS	17
Tableau n° II.11 : Valeurs du coefficient β_{min} pour chaque POS.....	18
Tableau n° II.12 : Consommations maximales et minimales journalières pour chaque POS.....	19
Tableau n° II.13 : Variation des débits horaires du POS1.....	19
Tableau n° II.14 : Variation des débits horaires du POS2.....	20

CHAPITRE III OUVRAGES DE STOCKAGE

Tableau n° III.1 : Variation horaire de la consommation totale (POS1, POS2).....	26
Tableau n° III.2 : Volume du réservoir terminal calculé pour les deux pos.....	27
Tableau n° III.3 : Dimensions du réservoir.....	28

CHAPITRE IV RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau n° IV.1 : Calcul de Débit spécifique du pos 1.....	34
Tableau n° IV.2 : Débits aux nœuds du POS1 (cas de pointe).....	35
Tableau n° IV.3 : Débits aux nœuds du POS1 (cas de pointe + incendie).....	36
Tableau n° IV.4 : Calcul de Débit spécifique du pos 2.....	37
Tableau n° IV.5 : Débits aux nœuds du POS2 (cas de pointe).....	38
Tableau n° IV.6 : Débits aux nœuds du POS2 (cas de pointe + incendie).....	39
Tableau n° IV.7 : Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe du pos1)	42
Tableau n° IV.8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe du pos2)	43

Tableau n° IV.9 : Calcul des pressions (cas de pointe du pos1)	43
Tableau n° IV.10 : Calcul des pressions (cas de pointe du pos2)	44
Tableau n° IV.11 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie du pos 1)....	44
Tableau n° IV.12 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie du pos 2).....	45
Tableau n° IV.13 : Calcul des pressions (cas de pointe + incendie du pos1).....	46
Tableau n° IV.14 : Calcul des pressions (cas de pointe + incendie du pos2).....	46

CHAPITRE V ADDUCTION

Tableau n° V.1 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	57
Tableau n° V.2 : Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel.....	57
Tableau n° V.3 : Coût total d'investissement.....	57
Tableau n° V.4 : Bilan du coût total (exploitation + investissement).....	58

CHAPITRE VI ORGANISATION DE LA CHANTIER

Tableau n° VI.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	61
Tableau n° VI.2 : Calcul du volume du lit de sable.....	61
Tableau n° VI.3 : Calcul du volume des conduites.....	62
Tableau n° VI.4 : Volumes des travaux de l'adduction.....	63
Tableau n° VI.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	67

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Carte de la zone d'étude.....	3
Figure I.2: Variation mensuelle de l'humidité (2016).....	6
Figure III.1: Schéma explicatif du château d'eau.....	30
Figure IV.1: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos1 (cas de pointe).....	47
Figure IV.2: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos1 (Cas de pointe +incendie).....	47
Figure IV.3: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos2 (Cas de point).....	48
Figure IV.4: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos2 (Cas de point + incendie).....	48
Figure IV.5: Schéma global du système d'alimentation en eau potable des deux POS.....	49
Figure V.1: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	58
Figure VI.1: Pelle hydraulique.....	64
Figure VI.2: Bulldozer.....	65
Figure VI.3: Chargeur.....	65
Figure VI.4: Compacteur.....	66

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités, et son installation dépend des points d'eau, formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Notre zone d'étude est située dans la commune de Hammam Bouhadjer (Wilaya d'Ain Temouchent), il a été constaté que le système d'alimentation n'a pas pris en considération l'extension qui est prévu à l'est de la commune.

Dans ce contexte nous sommes appelé à projeté un système d'alimentation en eau potable qui permet d'assurer les besoins en eau de ces deux plans d'occupation du sol (POS1, POS2).

Ce travail est constitué des chapitres suivant qui répondre au dimensionnement du réseau.

- introduction générale
- Chapitre I : Présentation de la ville, situation géographique et topographique, climat, hydrogéologie, pluviométrie, vent,...etc
- Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la population.
- Chapitre III : Ouvrages de stockage.
- Chapitre IV : Réseau de distribution.
- Chapitre V : Adduction.
- Chapitre VI : Organisation de chantier.
- Conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge, et de mener à bien notre travail. Pour cela, nous nous intéressons au point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.1 Présentation générale de la commune

I.1.1 Aperçu historique

L'histoire de la commune est étroitement liée à celle de la ville de Hammam Bouhadjar. Avant la colonisation française, seule la tribu Hadjairia a su résister aux intentions belliqueuses des turcs en conservant une grande partie de ses terres. Celles-ci étaient dans l'ensemble des lieux de pâture pour les troupeaux.

En 1936, la commune était mise en valeur par plus de 300 propriétaires (Archives APC) dont 1/3 d'Européens qui, dès 1921 imposaient la viticulture comme première spéculation de la zone. En 1946, le nombre de propriétaires est passé à 400 dont 40% d'Européens en majorité viticulteurs.

En 1984-1985, avec le nouveau découpage administratif, la commune de Hammam Bouhadjar perd une partie de son territoire mais enregistre un accroissement démographique de 6513 personnes entre 1977 et 1987.

Aujourd'hui, la commune dispose de certains atouts favorables (agriculture, thermalisme, accessibilité) susceptibles de lui faire jouer un rôle plus significatif dans une Wilaya en pleine transformation.

I.1.2 Situation géographique

La commune de Hammam Bouhadjar est située au Nord de la wilaya d'Ain Témouchent. Elle couvre une superficie de 17 000 ha, avec une population de 25000 habitants. Elle est limitée par :

- au Nord : par les communes Messerghin, Hassi El Guella et El Amria.
- au Sud : Par les communes Hassasna et Chentof.
- à l'Est : Par les communes Ain El Arbaa et Sidi Boumediene.
- à l'Ouest : Par les communes El Malah et Chaabet El Ham.

Le périmètre du plan occupation des sols (POS 01) de l'ACL de Hammam Bouhadjar s'étend sur une superficie de 20 ha, situé dans la partie Nord de l'agglomération de Hammam Bouhadjar.

Ce périmètre est limité :

- au Nord : par des terrains agricoles.
- à l'Est : par le secteur à urbaniser (POS 02).
- à l'Ouest : par un tissu existant.
- au Sud par tissu existant.

Le périmètre du (POS 02) de l'ACL de Hammam Bouhadjar s'étend sur une superficie de 25 ha, situé dans la partie Est de l'agglomération de Hammam Bouhadjar, est limité par :

- au Nord: secteur à urbaniser (POS 01).
- à l'Est: secteur d'urbanisation au future (SUF).
- l'Ouest: tissu existant.
- au Sud : terrain agricole.

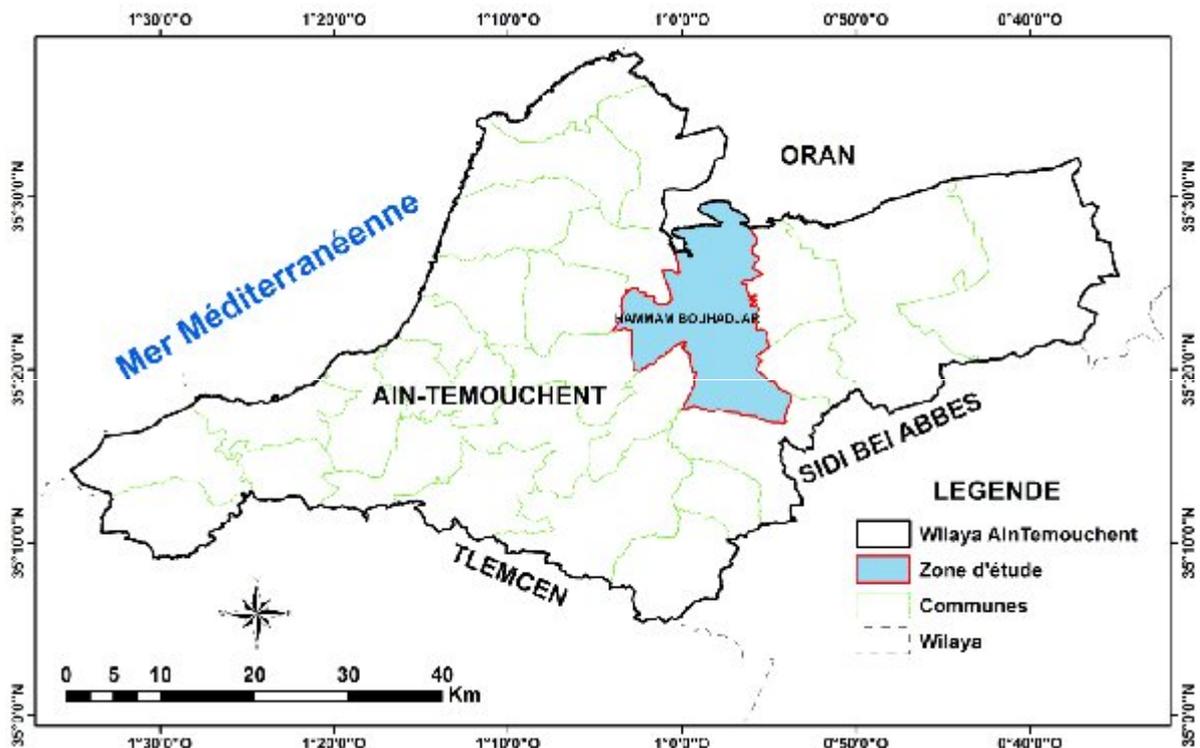


Figure I.1: Carte de la zone d'étude

I.1.3 Milieu physique

Sur le plan géographique, le territoire de la daïra appartient à deux ensembles physiques distincts.

- ✓ La zone montagneuse de Tessala pour les communes de Hassasna et Oued Berkeche.
- ✓ La plaine de M'leta pour les communes de Hammam Bouhdjar et Chentouf.

La plaine de Hammam Bouhadjar, d'une superficie de 18 400ha coïncide grossièrement avec les limites de la commune qui porte le même nom. Elle se caractérise par sa topographie plane, constituée par des dépôts alluvionnaires anciens, grés et calcaire. L'Altitude est comprise entre 100 et 300m et les sols qu'on rencontre sont dans leur quasi-totalité des sols qui oxydent de fer et encroûtement calcaire d'une profondeur variant entre 50 et 80cm. Ce substrat se caractérise par des formations assez caillouteuses, formées de carapace calcaire, calcaire-graiseux ou calcaire-argileux, ce qui limite la gamme des cultures à pratiquer sur des sols rouges bruns à réserve calcique. Ce n'est donc pas un hasard si depuis le siècle dernier, la vocation viticole de ce territoire a été dominante.

I.1.4 Situation hydrogéologique

Les valeurs des courbes hydro-isohypses de la nappe alluviale d'Ain Temouchent diminuent du Sud vers le Nord et des bordures vers les vallées.

I.1.5 Climatologie

Le climat est semi-aride avec des saisons bien tranchées. Les caractères du climat ont été analysés depuis longtemps par différents auteurs. Ses effets contraignants sur la vie économique, sociale ou sur le milieu naturel ont été bien montrés. Ses deux éléments principaux conditionnent tous ses rythmes et ses irrégularités. C'est un régime méditerranéen, avec une opposition nette de deux saisons bien tranchées, une saison entièrement sèche et chaude avec des sur échauffements estivaux et une saison fraîche et pluvieuse, qui concentre les 3/4 des précipitations. Plus que l'insuffisance des précipitations c'est leur variabilité saisonnière et annuelle qui est la plus marquée.

Les caractères capricieux, irréguliers, en font souvent une contrainte insurmontable dans le cadre d'une planification et une stratégie peu soucieuses de la rigueur. Les faits les plus marquants qui restent d'actualité et conditionnent certains aspects de l'aménagement se résument dans les effets directs du climat sur la ressource en eau et son utilisation, facteur déterminant dans notre cas.

- Un déficit pluviométrique est récurrent et semble s'accroître :

La moyenne annuelle des précipitations varie entre 300 et 500 mm. Cette faiblesse particulière de la pluviométrie s'explique par les situations atmosphériques anticycloniques qui prévalent, mais aussi par sa situation d'abri orographique.

Ce déficit pluviométrique est accentué par l'irrégularité des précipitations. Ce trait du climat méditerranéen en général et des zones semi-arides en particulier est très accusé ici. Ces variations sont périodiques, saisonnières annuelles ou interannuelles. Ces périodes de sécheresse et de trombes d'eau sont bien connues. Pour la période entre 1841 et 1940 les écarts étaient de 1 à 6. Des séries d'années sèches et pluvieuses sont répertoriées et les déficits alarmants des précipitations et les excès d'eau sont les extrêmes qui se succèdent avec leur cortège de contraintes.

Les saisons sont bien tranchées, une saison sèche et chaude qui s'étend de Juin à Octobre et une saison pluvieuse et fraîche qui s'étale de Novembre à Mai. Le nombre de jours de pluies individualise la plaine, 63 jours par an en moyenne. Les pluies torrentielles sont importantes. Les variations spatiales par contre sont faibles, les limites des bien isohyètes se calquent assez sur les limites orographiques.

Tableau n°I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm). (1985/2015)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
Moyenne annuelle	16.76	37.7	97.4	130.3	94.1	57.2	75.6	63.4	45.7	0.8	1	1.6	621.2

Source : ANRH d'Oran

- Des températures contrastées

Les moyennes annuelles dépassent les 18 °C. La moyenne des maxima observés en Août dépasse les 26°C. La moyenne des minima en Janvier descend rarement au-dessous de 12°C. Les minima absolus descendent au-dessous de 0°C et les maxima absolus dépassent les 45°C. Plus que les moyennes, se sont encore les extrêmes qui constituent les contraintes les plus importantes. Ces contraintes sont renforcées par des réchauffements estivaux et les vents asséchants de Sirocco qui soufflent en moyenne 11 jours par an. L'influence maritime est faible.

Tableau n°I.2: Températures moyennes annuelles (2007/2016)

Mois	Sep.	Oct.	Nov	Déc.	Jan.	Fev.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Année
Températures °C	23.7	19.8	15.4	12.2	11.4	12.5	14	15.8	18.5	22.2	25	26	18

Source : ANRH d'Oran

I.1.5.1 Le gel

La région d'étude est située dans la zone Nord où la mer est présente, ce qui signifie l'absence de gel et cela favorise le développement de certaines cultures.

I.1.5.2 Humidité

L'humidité de la région d'étude d'après les données de la station d'AinTémouchent est faible en saison estivale, mais elle est forte en saisons pluvieuses et cela à cause des masses d'air qui sont très chargées en vapeur d'eau venant précipiter leur tribut de pluie directement sur le relief en montagne. L'humidité relative moyenne est évaluée à 69%.

Le graphe représente la répartition de l'humidité moyenne de la région d'étude.

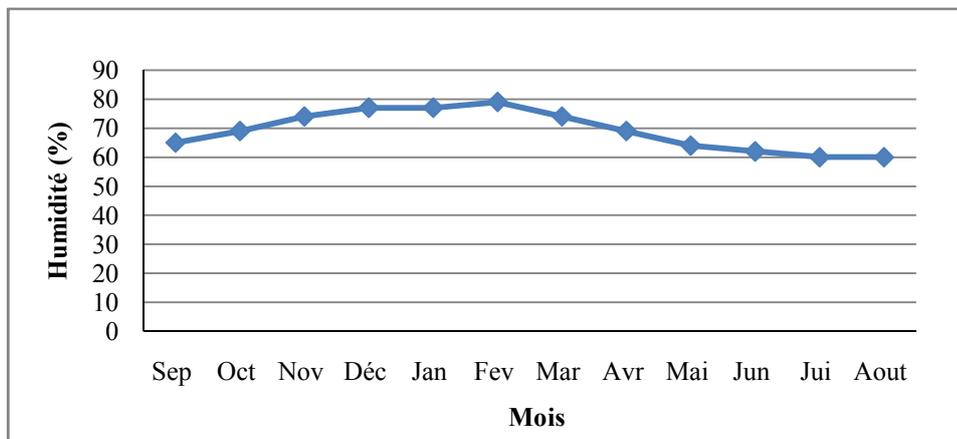


Figure I.2 : Variation mensuelle de l'humidité (2016)

I.1.6 Sismicité

La morphologie découpée de la région doit son origine à l'orogénèse alpine qui a façonné cette partie du territoire algérien. La carte géologique actuelle est le résultat des intenses déformations des formations autochtones du Trias. Jurassique ou Miocène. De ci de là, des nappes allochtones apparaissent correspondant à un ensemble de couches géologiques qui se sont décollées du socle lors de l'orogénèse et se sont déplacées sur de longues distances.

La carte de sismicité montre que la région a connu plusieurs séismes dont certains ont été catastrophiques : Oran en 1792, Mascara en 1994 (magnitude VII) et Ain Témouchent en décembre 1999 (magnitude VII).

Le site étudié est situé dans la zone (II, a) classée comme zone de moyenne sismicité selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

I.1.7 Topographie

I.1.7.1 Topographie du plan d'occupation des sols (POS 01)

L'altitude diminue au fur et à mesure quand on se dirige vers le Nord. C'est-à-dire d'une altitude maximale de 250 mètres NGA jusqu'à la mer. Un terrain pratiquement plat dont les pentes variant entre 2 à 4 %.

I.1.7.2 Topographie du plan d'occupation des sols (POS 02)

Le site dans sa totalité est plat et une seule classe des pentes a été distinguée dont la pente est de l'ordre de 0.85% orientée dans le sens Est Ouest et de 1.00 % dans le sens Sud Nord.

I.2 Présentation de la population

L'évolution de la population est analysée à partir du recensement général de la population et de l'habitat (R.G.P.H). D'après le dernier recensement de la population et de l'habitat effectué en 2010, la population attendue de chacune pos de la région d'étude est représentée dans le tableau I.3.

Tableau n°I.3: Population attendue de chacune pos de la région d'étude

POS	Habitants
1	9435
2	7775

I.2.1 Configuration urbaine des plan d'occupation des sols

I.2.1.1 Pos 1

➤ Ilots et parcelles

Les quartiers seront structurés selon un découpage de 38 ilots avec des variations de dimension ou de déformation formelle.

➤ Habitat

Le nombre de logements projetés est de 1887 logements collectifs dont :

- 227 logements, programme OPGI
- 500 logements, programme OPGI
- 1160 Logements projetés.

Selon un total de 05 personnes par logement, la population attendue serait de **9435** habitants.

- L'habitat projeté est de type collectif avec des hauteurs de **R+5**.
- La densité brute est de **85** logements/ha.

Tableau n°I.4 : Logements du POS 1

Logements programmés	Logements projetés	Superficie (ha)	Densité (logt/ha)
727	1160	11,16	50
1887			

➤ Equipements

Les équipements projetés se concentrent autour de deux centralités principales concernant les équipements d'intérêt général. La réalisation d'un CEM, école, mosquée, terrain de sport, stade combiné, un centre socioculturel, peut alléger la pression L'ACL de Hammam Bouhadjar.

Tableau n°I.5 : Programme d'équipement du pos 1

Désignation	Superficie (m²)	Hauteur toléré	Observations
CEM Existant	5689	R+1	Existant
Aire de jeux	3492	R+1	Projeté
Réserve équipement	2367	R+1	Projeté
Réserve équipement	3410	R+2	Projeté
Ecole primaire	3660	R+1	Projeté
Marché	1677	R+1	Projeté
Placette	1452	RDC	Projeté
Maison de culture	1382	R+1	Projeté
Complexe islamique	9732	R+1	Projeté
CEM	6259	R+2	Projeté
Crèche	1110	R+1	Projeté
Placette	3774	RDC	Projeté
Stade terrain combiné	3592	RDC	Projeté
Annexe APC	483	R+1	Projeté
Annexe PTT	598	R+1	Projeté
Salle de soins	1129	R+1	Projeté
Ecole primaire	2816	R+2	Projeté
Total	56622	-	-

➤ **Ilots et parcelles**

Les quartiers seront structurés selon un découpage de 39 ilots avec des variations de dimension. La dimension maximum exceptionnelle est de 2.65 ha. La dimension minimum est de 0.16 ha.

➤ **Habitat**

Le nombre de logements projetés est de 1555 logements collectifs dont :

- 50 logts LPA.
- 1505 logts projetés.

Selon un total de 05 personnes par logement, la population attendue serait de 7775 habitants.

- L'habitat projeté est de type collectif avec des hauteurs de R+5.
- La densité brute est de 150 logts/ha.

Tableau n° I.6: Logements du POS 2

Logements programmés	Logements projetés sur la surface du POS	Total
50	1505	1555

➤ **Equipements**

Les équipements projetés se concentrent autour de trois centralités principales concernant les équipements d'intérêt général. La réalisation d'une Ecole. CEM. Lycée. Mosquée. Un équipement culturel et une salle de soins peut alléger la pression de la commune de Hammam Bouhadjar.

Tableau n°I.7 : Programme d'équipement du POS 2

Désignation	Superficie (m ²)	Hauteur toléré	Observations
Ecole	4227	R+1	projetée
CEM	7361	R+2	Projeté
Lycée	8514	R+2	Projeté
Salle de soins	4506	R+1	Projeté
Mosquée	3883	R+1	Projeté
Marché couvert	3719	RDC	Projeté
Centre culturel	3884	R+2	Projeté
Stade de Foot	2191	RDC	Projeté
Maison de Jeunes	2887	R+1	Projeté
Équipement de loisir	5042	R+1	Projeté
Total	46 214	/	/

I.3 Situations hydrauliques

I.3.1 Ressources en eau potable de la zone d'étude

Notre région d'étude se trouve dans le bassin versant Côtiers Oranais. Ce dernier est caractérisé par la présence de nombreuses infrastructures hydriques telle que les transferts à partir des systèmes Beni Bahdel et le système Tafna. Néanmoins ces ressources ne peuvent plus répondre aux besoins des populations à cause des années de sécheresse que connaît le bassin, à titre d'exemple la station de dessalement de Beni Saf, la station de traitement de Dzioua sont destinées pour un débit à traiter de 300.000 m³/j.

I.3.2 Ouvrages de stockage

Les caractéristiques des réservoirs existants dans la commune de Hammam Bouhadjar et ces environs sont représentées dans le tableau n° I.8.

Tableau n° I.8 : Etat des réservoirs de la région d'étude

Désignation	Capacité des réservoirs (m ³)	Côte du radier des réservoirs CR (m)	Hauteur(m)	Forme et type	Etat
Réservoir DZIOUA	10000	362	30.1	Rectangulaire	Existant et bon état
Réservoir R1	2*750	150	18.95	Cylindrique	Existant et bon état
Réservoir R2	2000	182	20.3	Cylindrique	Existant et bon état
Réservoir R3	5000	204	22.3	Cylindrique	Existant et bon état

I.3.3 Réseau d'AEP

Il n'y a pas de réseau d'approvisionnement en eau potable dans les deux POS.

I.3.4 Réseau d'assainissement

La zone d'étude est traversée par deux collecteurs d'assainissement :

- Un collecteur de diamètres en série (Ø400. Ø500. Ø600), qui longe la partie Nord-Ouest, en ciment comprimé dont le rejet des eaux usées se fait vers l'Oued El Malah, vu que la station d'épuration de Hammam Bouhdjar est en arrêt.
- Un collecteur de diamètre Ø300 en Acier, qui longe l'extrémité Sud du périmètre d'étude. Ce collecteur est raccordé avec le réseau existant de l'ACL qui draine les eaux usées vers une station de relevage qui est en arrêt, ce qui provoque un débordement des eaux usées sur un terrain agricole.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique et climatologique. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration du projet concernant l'étude du réseau d'alimentation en eau potable des plans d'occupation des sols (POS) concernés.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présente, se base sur les (02) POS, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II.1 Evolution de la population actuelle et future

L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques, qui est donnée par la relation des intérêts composés ci-après :

$$p = P (1 + T) \quad (\text{II.1})$$

Où:

P_n : Population prévisionnelle à l'horizon 2047 ;

P_0 : Population de l'année de référence 2015 ;

T : Taux d'accroissement de la population = 1.5% (taux d'accroissement national) ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul (30 ans).

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2015, la population du chef lieu à Hammam Bouhdjar s'élève à $P_{(pos1)} = 9435$ habitants, $P_{(pos2)} = 7020$ habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC).

Alors l'évolution de la population sera comme suit :

Tableau n° II.1: Répartition de la population à l'horizon d'étude (pos1, pos2)

POS	Années	Taux d'accroissement	Population
POS1	2017	1.5	9720
	2047	1.5	15193
POS2	2017	1.5	7232
	2047	1.5	11304

II.2 Norme unitaire de consommation

Les deux pos possèdent en totalité une population estimée à 26497 habitants. Nous préconisons selon la bibliographie et les normes, une dotation moyenne de 200 l/j/hab pour les deux POS à titre estimatif.

II.3 Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

Avec :

$$Q_{moy,j} = \frac{N \cdot D}{1000} \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

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

N : nombre de consommateurs.

D : dotation moyenne en l/j/hab.

II.4 Besoins en eau par catégorie

II.4.1 Majoration des besoins au futur

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c-à-dire là où les robinets sont fermes). Actuellement en Algérie les fuites sont estimées à 10 % de la consommation moyenne journalière, les tableaux suivants représentent les besoins pour différents équipements :

II.4.2 Besoins domestiques POS 1, POS 2

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100 l/j/hab et de 150 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet et d'après l'A.P.C, et comme notre agglomération est grande, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 200 l/j/hab.

Tableau n°II.2: Besoins totaux des pos1, pos2

	Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Majoration Fuites10 % (m ³ /j)	Besoins totaux (m ³ /j)
POS1	2017	9720	200	1944	194.4	2138.4
	2047	15193	200	3038.6	303.86	3342.46
POS2	2017	7232	200	1446.4	144.64	1591.04
	2047	11304	200	2260.8	226.08	2486.88

II.4.3 Besoins administratifs**Tableau n°II.3:** Evaluation des besoins administratifs

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m3/j)
POS1	Annexe A.P.C	employé	20	15	0,30
	Annexe P.T.T	employé	20	15	0,30
	Total				0.6
POS2	Subdivision du commerce	employé	50	20	1

II.4.4 Besoins scolaires

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Le tableau n° II.4 résume les résultats.

Tableau n°II.4: Evaluation des besoins scolaires

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m3/j)
POS1	2 Ecoles primaires	Elève	1756	15	26.34
	2C.E.M	Elève	1165	15	17.475
	Crèche	Elève	118	15	1.77
	Total				45.585
POS2	2 Ecoles primaires	Elève	4800	15	72
	C.E.M	Elève	4000	15	60
	lycée	Elève	3900	15	58.5
	Total				190.5

II.4.5 Besoins sanitaires

Tableau n°II.5: Evaluation des besoins sanitaires

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
POS1	Salle de soins	Patient	50	20	1
POS2	polyclinique	Patient	50	20	1

II.4.6 Besoins socioculturels

Tableau n° II.6 : Evaluation des besoins socioculturels

	Equipement	Unité	Nombre	Surface	Dotation (l/j/unité ; l/j/ m ²)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
POS1	Complexe islamique	Fidèle	3000	/	20	60
	Maison culturel	Adhérent	500	/	15	7,5
	Vestiaire	Personne	3592		5	17.96
	Aire de jeux	Personne		3492	5	17.46
	total					102.92
POS2	mosquée	Fidèle	3000		5	60
	Auberge des jeunes	Adhérent	500		15	7,5
	Vestiaire	Personne	2092		5	10.46
	Complexe de natation	Personne	3000		5	15
	Total					92.96

II.4.7 Besoins commerciaux

Tableau n° II.7: Evaluation des besoins commerciaux

	Equipement	Unité	Nombre	Surface	Dotation (l/j/unité; l/j/ m ²)	Q _{moy,j} (m ³ /j)	
POS1	2 Reserve équipement	m ²		5777	5	28.885	
	Marché			1677	5	8.385	
	Total					37.27	
POS2	4 Reserve équipement				18969	5	94.845
	Equipement d'investissement				2557	5	12.785
	Marché de proximité				2500	5	12.5
	Total						120.13

II.4.8 Récapitulation des besoins en eau potable des POS 1 et POS 2

Les besoins totaux en eaux des POS 1 et POS 2 sont donnés par le tableau suivant :

Tableau n° II.8: Récapitulation des besoins en eaux du POS 1 et POS 2

	Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
POS1	Domestiques	3342.46
	Administratifs	0.6
	Scolaires	45.585
	Sanitaires	1
	Commerciaux	37.27
	Socioculturels	102.92
	Arrosage	26.13
	Total	3555.965
POS2	Domestiques	2486.88
	Administratifs	1
	Scolaires	190.5
	Sanitaires	1
	Commerciaux	120.13
	socioculturels	92.96
	Total	2892.47

II.5 Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale de même il existe une journée où elle est minimale.

II.5.1 Coefficients d'irrégularité journalière

II.5.1.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximum

Le coefficient d'irrégularité journalière max ($K_{max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{Avec : } Q_{max,j} \in [Q_{min,j}, Q_{max,j}] \quad (II.3)$$

On prend $K_{max,j} = 1,1$. Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.5.1.2 Coefficient d’irrégularité journalière minimum

Le coefficient d’irrégularité journalière minimum ($K_{min,j}$) est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = \frac{C_{min,j}}{C_{moy,j}} \text{ Avec } : C_{min,j} \in [C_{min}, C_{max}] \tag{II.4}$$

On prend $K_{min,j} = 0,7$. Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

II.5.2 Coefficient d’irrégularité maximale horaire (Kmax.h)

Le coefficient maximum horaire représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée, il tient compte de l’accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l’industrie.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients à savoir :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail, il varie entre 1,2 et 1,5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.5}$$

Tableau n° II.9 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d’habitants

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Les différentes valeurs du coefficient β_{max} pour les deux Pos sont représentées dans le tableau n° II.10 :

Tableau n°II.10: Valeurs du coefficient β_{max} pour chaque POS

POS	POS1	POS2
β_{max}	1.3	1.3

II.5.3 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)

Il nous permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$Q_{min,h} = \alpha_{min} * Q_{moy,h} \quad (II.6)$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0.4 et 0.6 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.6$.
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau n°II.11 : Valeurs du coefficient β_{min} pour chaque POS

POS	POS1	POS2
β_{min}	0.4	0.4

II.6 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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 et

II.6.1 Consommation maximale journalière

Le débit correspondant au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme un élément de base dans les calculs pour le dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (II.7)$$

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière = 1.1

II.6.2 Consommation minimale journalière

Ce débit correspondant au jour de la faible consommation de l'année et utilisé comme élément de base dans les calculs.

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (II.8)$$

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière = 0.7.

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de l'horizon 2047 sont représentées dans le tableau n° II.12 suivant :

Tableau n°II.12: Consommations maximales et minimales journalières pour chaque POS

POS	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$
POS1	3555.965	0.7	2489.18	1.1	3911.56
POS2	2892.47	0.7	2024.73	1.1	3181.72

- ✓ Les besoins max journaliers totaux du POS1 sont estimés de :3911.56 m³/j, soit un débit de 45.2 l/s.
- ✓ Les besoins max journaliers totaux du POS2 sont estimés 3181.72 m³/j, soit un débit de 36.83 l/s.

II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau n° II.13

Etant donné que la zone d'étude comprend deux (02 POS), alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chaque POS à l'horizon 2047.

Tableau n° II.13 : Variation des débits horaires du POS1

Horaire	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\text{max},j}=3911.56 \text{ m}^3/\text{j}$		cumulée (intégrale)	
Heure	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	26.07707	1,5	26.07707
1--2	1,5	26.07707	3	117.3468
2--3	1,5	26.07707	4,5	176.0202
3--4	1,5	26.07707	6	234.6936
4--5	2,5	97.789	8,5	332.4826
5--6	3,5	136.9046	12	469.3872
6--7	4,5	176.0202	16,5	645.4074
7--8	5,5	215.1358	22	860.5432
8--9	6,25	244.4725	28,25	1105.0157
9--10	6,25	244.4725	34,5	1349.4882
10--11	6,25	244.4725	40,75	1593.9607
11--12	6,25	244.4725	47	1838.4332
12--13	5	195.578	52	2034.0112
13--14	5	195.578	57	2229.5892
14--15	5,5	215.1358	62,5	2444.725
15--16	6	234.6936	68,5	2679.4186
16--17	6	234.6936	74,5	2914.1122

Suite tableau n° II.12

17--18	5,5	215.1358	80	3129.248
18--19	5	195.578	85	3324.826
19--20	4,5	176.0202	89,5	3500.8462
20--21	4	156.4624	93,5	3657.3086
21--22	3	117.3468	96,5	3774.6554
22-23	2	78.2312	98,5	3852.8866
23--24	1,5	26.07707	100	3911.56

- ✓ Le débit max horaire d'après le tableau ci-dessus est de $Q_{\max h} = 244.4725 \text{ m}^3/\text{h}$ survient entre 8h et 12h.
- ✓ Le débit min horaire est de $Q_{\min h} = 26.07707 \text{ m}^3/\text{h}$ survient entre 00h et 04h.

Tableau n° II.14 : Variation des débits horaires du POS2

Horaire	Consommation totale		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	$Q_{\max j} = 3181.72 \text{ m}^3/\text{j}$			
Heure	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1,5	47.7258	1,5	47.7258
1--2	1,5	47.7258	3	95.4516
2--3	1,5	47.7258	4,5	143.1774
3--4	1,5	47.7258	6	190.9032
4--5	2,5	79.543	8,5	270.04462
5--6	3,5	111.3602	12	381.8064
6--7	4,5	143.1774	16,5	524.9838
7--8	5,5	174.9946	22	699.9784
8--9	6,25	198.8575	28,25	898.8359
9--10	6,25	198.8575	34,5	1097.6934
10--11	6,25	198.8575	40,75	1296.5509
11--12	6,25	198.8575	47	1495.4084
12--13	5	159.086	52	1654.4944
13--14	5	159.086	57	1813.5804
14--15	5,5	174.9946	62,5	1988.575
15--16	6	190.9032	68,5	2179.4782
16--17	6	190.9032	74,5	2370.3814
17--18	5,5	174.9946	80	2545.376
18--19	5	159.086	85	2704.462
19--20	4,5	143.1774	89,5	2847.6394
20--21	4	127.2688	93,5	2974.9082
21--22	3	95.4516	96,5	3070.3598
22-23	2	63.6344	98,5	3133.9942
23--24	1,5	47.7258	100	3181.72

- ✓ Le débit max horaire d'après le tableau ci-dessus est de $Q_{\max h} = 198.8575 \text{m}^3/\text{h}$
- ✓ Le débit min horaire est de $Q_{\min h} = 47.7258 \text{m}^3/\text{h}$.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau de chaque POS à l'horizon de calcul (2047). Ces estimations seront présent en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adduction.

CHAPITRE III

OUVRAGES DE STOCKAGE

Introduction

Actuellement notre zone d'étude (POS1, POS2) est une extension de la commune de Hammam Bouhadjar utilisée pour des habitations urbaines, Cette extension est prévue lors du calcul des volumes des réservoirs alimentant cette commune. De ce fait, nous proposons d'alimenter cette extension à partir d'un réservoir projeté, D'où une vérification de volume de réservoir s'impose à l'horizon de calcul.

III.1 Fonctions des réservoirs

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restituent lorsque la consommation est supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux accidents suivants :
 - Panne électrique.
 - Remplacement d'une pompe
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau. Les réservoirs permettent une régularité de fonctionnement de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une côte de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitaire au moment des faibles consommations, c'est à dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue

dans le réseau par suite de la consommation, celle de réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

III.2 Prescription sanitaire

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Les réservoirs doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiatement du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci- avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joint étanche.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III.3 Implantation des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol (résistance et non rocheux). En effet, l'objectif recherché est de prévoir un système d'adduction et de distribution technique satisfaisant et peu coûteux.

Pour cela on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- En plaine, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevé pour que la côte de radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution en terrains excédents, l'emplacement sera sur un site dont la côte excède celle des maisons les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.
- Le souci esthétique devrait conduire le plus souvent à la construction des réservoirs souterrains. L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais des terrassements sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

Mais le meilleur emplacement sera déterminé après une étude locale qui tiendra compte des facteurs économiques, esthétiques des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompage.

III.4 Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent classés de diverses façons :

III.4.1 Classification selon les matériaux de constructions

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

III.4.2 Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs pour accomplir convenablement les fonctions aux quelles ils sont conçus peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- Enterrés.
- Semi enterrés.
- Surélevé ou sur tour (château d'eau).

Puisque notre terrain est à un relief plat, un château d'eau s'implanté et sera placé à proximité des deux (02) POS, dont la hauteur sera déterminé.

III.4.3 Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

III.4.4 Classification selon la forme géométrique

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- Rectangulaire ou carrée : ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour les réservoirs uniques.
- Cylindrique : Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Comme il existe des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

III.5 Construction des réservoirs

Les réservoirs sont construits en :

III.5.1 Béton armé

Le béton doit présenter certaines caractéristiques telles que :

- La capacité.
- Une faible perméabilité.
- L'insensibilité à l'action de l'eau qui est contenue dans le réservoir.

III.5.2 Les matériaux de construction

Les matériaux de construction sont : le sable, le gravier, le ciment, le fer (acier de construction) et certains adjuvants.

III.6 Méthodes de dimensionnement des réservoirs

Le calcul de la capacité du réservoir doit tenir compte des facteurs suivants :

- La capacité de stockage du réservoir ;
- La consommation maximale horaire en m^3/h ;
- La réserve d'incendie.

Pour déterminer la capacité du réservoir on peut utiliser deux méthodes (la méthode analytique, la méthode graphique), dans notre cas d'étude c'est la méthode analytique qui a été pris en considération.

III.6.1 Méthode analytique

Le volume utile de réservoir est calculé par la formule :

$$V_u = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} \quad (\text{III.1})$$

V_u : Volume utile de réservoir(m^3).

P_{\max} : Résidu maximal en %.

$Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier entrant dans le réservoir (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 $120 m^3$. Le volume du réservoir serait donc : $V_t = V_u + V_{inc}$, $V_{inc} = 120 m^3$.

III.7 Calcul des capacités des réservoirs

La capacité des réservoirs est fonction des variations de la consommation et le débit entrant dans les réservoirs.

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{III.2})$$

V_u : volume utile du réservoir.

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier du pos1 et pos2.

$a\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

Tableau n°III.1: variation horaire de la consommation totale (POS1, POS2).

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	-	1.5	-	1.5	8,5
01 – 02	-	1.5	-	1.5	7
02 – 03	-	1.5	-	1.5	5,5
03 – 04	-	1.5	-	1.5	4
04 – 05	5	2.5	2,5	-	6,5
05 – 06	5	3.5	1,5	-	8
06 – 07	5	4.5	0,5	-	8,5

07 – 08	5	5.5	-	0,5	8
08 – 09	5	6.25	-	1,25	6,75
09 – 10	5	6.25	-	1,25	5,5
10 – 11	5	6.25	-	1,25	4,25
11 – 12	5	6.25	-	1,25	3
12 – 13	5	5	-	0,00	3
13 – 14	5	5	-	0,00	3
14 – 15	5	5.5	-	0,5	2,5
15 – 16	5	6	-	1	1,5
16 – 17	5	6	-	1	0,5
17 – 18	5	5.5	-	0,5	0
18 – 19	5	5	-	0,00	0
19 – 20	5	4.5	0,5	-	0,5
20 – 21	5	4	1	-	1,5
21 – 22	5	3	2	-	3,5
22 – 23	5	02	3	-	6,5
23 – 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100 %	100 %	--	--	--

$Q_{\max,j}(\text{pos1, pos2}) = 7093.286 \text{ m}^3 / \text{j}$.

Le volume résiduel sera : $V_u = \frac{10 * 7093.286}{100} = 709.33 \text{ m}^3$.

- ❖ Le tableau suivant donne les valeurs des volumes de stockage des réservoirs estimées à l'horizon de l'étude :

Tableau n°III.2 : Volume du réservoir terminal calculé pour les deux pos.

Localités	Volume utile (m ³)	Volume d'incendie (m ³)	Volume total (m ³)	Volume normalisé (m ³)
POS 1 et 2	709.33	120	829.33	1000

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

Donc :

- ✓ Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V}{H} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \quad (III.3)$$

- ✓ La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \text{ (m)} \quad (III.4)$$

- ❖ Le tableau suivant donne les valeurs de (D, h, S, h_{inc}) de stockage du réservoir estimé à l'horizon de l'étude :

Tableau n°III.3 :Dimensions du réservoir

Réservoir	Volume (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	h_{inc} (m)
POS 1 et 2	1000	5.00	200	16	0.6

Remarque

Etant donné que le relief est plat, nous utilisons un château qui sera implanté à la cote de terrain ($C_T = 113.5$ m). Puisque la cote piézométrique au point d'implantation est de $C_p = 130$ m.

La hauteur de la tour H sera de :

$$C_{pR} = C_{tR} + H$$

C_{pR} : Cote piézométrique du réservoir (m).

C_{tR} : Cote de terrain naturel du réservoir (m).

H : Hauteur du réservoir (m).

Application

$$H = C_{pR} - C_{tR} = 130 - 113.5 = 16.5 \text{ m.}$$

III.8 Équipement hydraulique du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- d'une conduite de départ ou de distribution.
- d'une conduite de vidange.
- d'une conduite de trop-plein.
- du système de matérialisation d'incendie.
- d'une conduite by-pass.

III.8.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

III.8.2 Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre 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.

III.8.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

III.8.4 Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. 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 les dépôts de sable.

III.8.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne pour assurer la distribution quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie a forte charge.

III.8.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

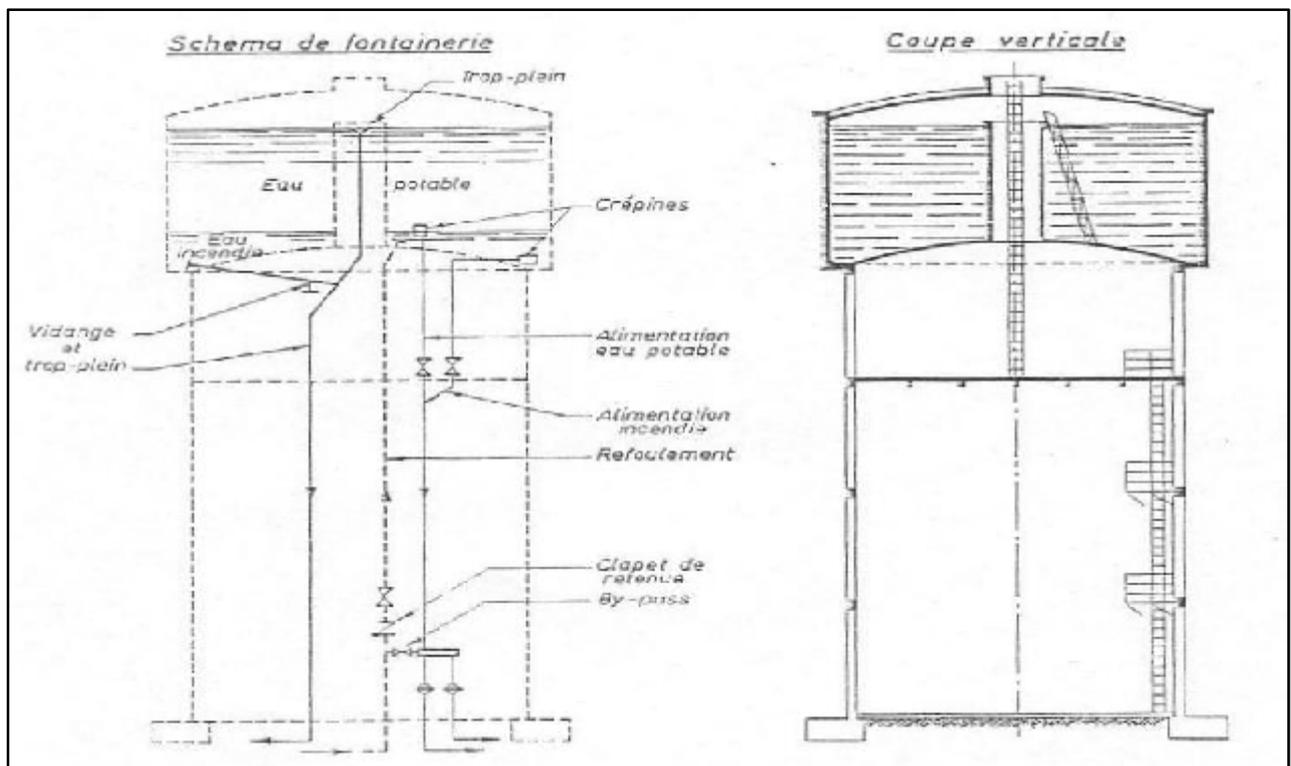


Figure III.1: Schéma explicatif du château d'eau.

Conclusion

Les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution), pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage de la cuve. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

Dans ce présent chapitre, nous avons déterminé la capacité du réservoir d'alimentation, et selon notre calcul, on a intérêt à projeter un réservoir surélevé au niveau du pos 02 avec une capacité de 1000m³.

CHAPITRE IV

RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

IV.1 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.). Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte et le PEHD.

IV.1.1 Tuyaux en fonte

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Très rigides et solides.

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

IV.1.2 Tuyaux en acier

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

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement) ;
- Leur inconvénient est la corrosion.

IV.1.3 Tuyaux en PEHD

- Bonne résistance à la corrosion ;
- Disponible sur le marché ;

- Une pose de canalisation facile ;
- Leur inconvénient est le risque de rupture.

Remarque

Dans notre projet nous utilisons des conduites en PEHD.

IV.2 Types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé.

IV.2.1 Réseau maillé

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications). Ils sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

IV.2.2 Réseau ramifié

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

IV.2.3 Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularise la pression dans le réseau.

VI.3 Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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

IV.4 Principe de tracé d'un réseau combiné

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter.

- Choisir le lien de consommation principale ;
- Déterminer le sens principal de masse ou de la quantité totale d'eau ;
- Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers les quelles il faut prévoir les lignes secondaires.

IV.4.1 Calcul hydraulique du réseau combiné

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

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

IV.5 Calcul des débits du POS1

Dans notre projet, on fait une simulation

IV.5.1 Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques soient uniformément répartis sur toute la longueur du réseau :

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i \quad (IV.1)$$

Q_{pointe} : débit de pointe calculé dans le chapitre 2 (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons (m).

Tableau n° IV.1: Débit spécifique

Heure de pointe	Q_{Pointe} (l/s)	67.91
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	3000
	q_{sp} (l/s/m)	0.023

IV.5.2 Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec :
$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \quad (IV.2)$$

Q_{ri} : Débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

L_i : Longueur des tronçons (m).

IV.5.3 Détermination des débits nodaux (cas de point)

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

Où :
$$Q_{ni} = 0.5 \Sigma Q_{ri-k} + \Sigma Q_{ci} \quad (IV.3)$$

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

ΣQ_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau n° IV.2: Débits aux nœuds du POS1 (cas de pointe)

N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
----	----	----------	-----	----------------------	-------------------------	----------------------

Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)			
1	1-2	74.04	0.0231	1.7103	0.8552	0.8552
2	1-2	74.04		1.7103	0.8552	4.1135
	2-3	268		6.1908	3.0954	
	2-13	14.1		0.3257	0.1629	
3	3-2	268		6.1908	3.0954	5.8755
	3-4	240.7		5.5602	2.7801	
4	4-3	240.7		5.5602	2.7801	6.1527
	4-5	292		6.7452	3.3726	
5	5-4	292		6.7452	3.3726	8.2848
	5-13	239.8		5.5394	2.7697	
	5-6	185.5		4.28505	2.1425	
6	6-5	185.5		4.28505	2.1425	6.8283
	6-12	236.2		5.45622	2.72811	
	6-7	169.5		3.9154	1.9577	
7	7-6	169.5		3.9154	1.9577	6.5476
	7-11	234.4		5.4146	2.7073	
	7-8	163		3.7653	1.88265	
8	8-7	163		3.7653	1.88265	5.5476
	8-10	234.3		5.4123	2.7062	
	8-9	83.01		1.9175	0.9588	
9	9-8	83.01		1.9175	0.9588	0.9588
10	10-11	160.4		3.7052	1.8526	4.5588
	10-8	234.3		5.4123	2.7062	
11	11-10	160.4		3.7052	1.8526	6.528
	11-12	170.4		3.9362	1.9681	
	11-7	234.4		5.4146	2.7073	
12	12-13	188.3		4.3497	2.1749	6.8711
	12-6	236.2		5.4562	2.7281	
	12-11	170.4		3.9362	1.9681	
13	13-12	188.3	4.3497	2.1749	5.1074	
	13-5	239.8	5.5394	2.7697		
	13-2	14.1	0.3257	0.1628		

IV.5.4 Détermination des débits nodaux (cas de pointe +incendie)

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 9

Tableau n° IV.3: Débits aux nœuds du POS1 (cas de pointe + incendie)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	1-2	74.04	0.0231	1.7103	0.8552	17.8552
2	1-2	74.04		1.7103	0.8552	4.1135
	2-3	268		6.1908	3.0954	
	2-13	14.1		0.3257	0.1629	
3	3-2	268		6.1908	3.0954	5.8755
	3-4	240.7		5.5602	2.7801	
4	4-3	240.7		5.5602	2.7801	6.1527
	4-5	292		6.7452	3.3726	
5	5-4	292		6.7452	3.3726	8.2848
	5-13	239.8		5.5394	2.7697	
	5-6	185.5		4.28505	2.1425	
6	6-5	185.5		4.28505	2.1425	6.8283
	6-12	236.2		5.45622	2.72811	
	6-7	169.5		3.9154	1.9577	
7	7-6	169.5		3.9154	1.9577	6.5476
	7-11	234.4		5.4146	2.7073	
	7-8	163		3.7653	1.88265	
8	8-7	163		3.7653	1.88265	5.5476
	8-10	234.3		5.4123	2.7062	
	8-9	83.01		1.9175	0.9588	
9	9-8	83.01		1.9175	0.9588	17.9588
10	10-11	160.4		3.7052	1.8526	4.5588
	10-8	234.3		5.4123	2.7062	
11	11-10	160.4		3.7052	1.8526	6.528
	11-12	170.4		3.9362	1.9681	
	11-7	234.4		5.4146	2.7073	
12	12-13	188.3	4.3497	2.1749	23.8711	
	12-6	236.2	5.4562	2.7281		
	12-11	170.4	3.9362	1.9681		
13	13-12	188.3	4.3497	2.1749	5.1074	
	13-5	239.8	5.5394	2.7697		
	13-2	14.1	0.3257	0.1628		

IV.6 Calcul des débits du POS 2

Dans notre projet, nous faisons une simulation

IV.6.1 Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, nous supposons que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau :

$$Q_{sp} = Q_{pointe} / \sum L_i \quad (IV.4)$$

Q_{pointe} : débit de pointe calculé dans le chapitre 2 (l/s)

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons (m)

Tableau n° IV.4: Débit spécifique

Heure de pointe	Q_{Pointe} (l/s)	67.91
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	3000
	q_{sp} (l/s/m)	0.023

IV.6.2 Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \quad (IV.5)$$

Q_{ri} : Débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

L_i : Longueur des tronçons (m).

IV.6.3 Détermination des débits nodaux (cas de point)

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

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci} \quad (IV.6)$$

Où :

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau n° IV.5: Débits aux nœuds du POS2 (cas de pointe)

N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
----------------	-----------------	----------------	----------------------	-------------------------	----------------------

1	1-2	72.03		0.8644	0.4322	0.4322
2	1-2	72.03		0.8644	0.4322	1.7109
	2-3	170.9		2.0508	1.0254	
	2-18	42.28		0.5074	0.2537	
3	3-2	170.9		2.0508	1.0254	2.502
	3-4	246.1		2.9532	1.4766	
4	4-3	246.1		2.9532	1.4766	2.574
	4-5	182.9		2.1948	1.0974	
5	5-4	182.9		2.1948	1.0974	3.9384
	5-8	209		2.508	1.254	
	5-6	318.1		3.174	1.587	
6	6-5	318.1		3.174	1.587	3.693
	6-7	351		4.212	2.106	
7	7-6	351		4.212	2.106	4.179
	7-10	220.7		2.6484	1.3242	
	7-8	124.8		1.4976	0.7488	
8	8-7	124.8	0.012	1.4976	0.7488	4.3734
	8-5	209		2.508	1.254	
	8-3	200.1		2.4012	1.2006	
	8-9	195		2.34	1.17	
9	9-8	195		2.34	1.17	2.6694
	9-2	155.9		1.8708	0.9354	
	9-10	94		1.128	0.564	
10	10-9	94		1.128	0.564	1.8882
	10-7	220.7		2.6484	1.3242	
11	11-10	46.46		0.5575	0.2787	2.5647
	11-18	250		3	1.5	
	11-12	131		1.572	0.786	
12	12-11	131		1.572	0.786	3.498
	12-13	184		2.208	1.104	
	12-17	268		3.216	1.608	
13	13-12	184		2.208	1.104	4.0116
	13-14	236.6		2.8392	1.4196	
	13-16	248		2.976	1.488	
14	14-13	236.6		2.8392	1.4196	2.8252
	14-15	234.3		2.8116	1.4056	

Suite du tableau n° IV.5

15	15-14	234.3
----	-------	-------

2.8116	1.4056	2.91122
--------	--------	---------

	15-16	251.1	0.012	3.0132	1.5066	4.1118
16	16-5	251.1		3.0132	1.5066	
	16-13	248		2.976	1.488	
	16-17	186.2		2.2344	1.1172	
17	17-16	186.2		2.2344	1.1172	3.5154
	17-18	131.7		1.5804	0.7902	
	17-12	268		3.216	1.608	
18	18-17	131.7		1.5804	0.7902	2.5439
	18-11	250		3	1.5	
	18-2	42.28		0.5074	0.2537	

IV.6.4 Détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 14.

Tableau n° IV.6: Débits aux nœuds du POS2 (cas de pointe + incendie)

N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	
1	1-2	72.03	0.012	0.8644	0.4322	17.4322
2	1-2	72.03		0.8644	0.4322	18.7109
	2-3	170.9		2.0508	1.0254	
	2-18	42.28		0.5074	0.2537	
3	3-2	170.9		2.0508	1.0254	2.502
	3-4	246.1		2.9532	1.4766	
4	4-3	246.1		2.9532	1.4766	2.574
	4-5	182.9		2.1948	1.0974	
5	5-4	182.9		2.1948	1.0974	3.9384
	5-8	209		2.508	1.254	
	5-6	318.1		3.174	1.587	
6	6-5	318.1		3.174	1.587	3.693
	6-7	351		4.212	2.106	
7	7-6	351		4.212	2.106	4.179
	7-10	220.7		2.6484	1.3242	
	7-8	124.8		1.4976	0.7488	
8	8-7	124.8		1.4976	0.7488	4.3734
	8-5	209		2.508	1.254	
	8-3	200.1	2.4012	1.2006		
	8-9	195	2.34	1.17		

Suite du tableau n° IV.6

9	9-8	195	2.34	1.17	2.6694
---	-----	-----	------	------	--------

	9-2	155.9		1.8708	0.9354	
	9-10	94		1.128	0.564	
10	10-9	94		1.128	0.564	1.8882
	10-7	220.7		2.6484	1.3242	
11	11-10	46.46		0.5575	0.2787	2.5647
	11-18	250		3	1.5	
	11-12	131		1.572	0.786	
12	12-11	131		1.572	0.786	3.498
	12-13	184		2.208	1.104	
	12-17	268		3.216	1.608	
13	13-12	184	0.012	2.208	1.104	4.0116
	13-14	236.6		2.8392	1.4196	
	13-16	248		2.976	1.488	
14	14-13	236.6		2.8392	1.4196	19.8252
	14-15	234.3		2.8116	1.4056	
15	15-14	234.3		2.8116	1.4056	2.91122
	15-16	251.1		3.0132	1.5066	
16	16-5	251.1		3.0132	1.5066	4.1118
	16-13	248		2.976	1.488	
	16-17	186.2		2.2344	1.1172	
17	17-16	186.2		2.2344	1.1172	3.5154
	17-18	131.7		1.5804	0.7902	
	17-12	268		3.216	1.608	
18	18-17	131.7		1.5804	0.7902	2.5439
	18-11	250		3	1.5	
	18-2	42.28		0.5074	0.2537	

IV.7 Calcul du réseau par logiciel EPANET

IV.7.1 Présentation du logiciel

IV.7.1.1 Définition

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.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de chloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

IV.7.1.2 Capacités pour la modélisation hydraulique

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.

- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

IV.8 Résultats de calcul

Les résultats de calcul de réseau se indiquées dans des tableaux selon les cas :

IV.8.1 Cas de pointe du pos1

Tableau n° IV.7: Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe du pos1)

	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit Lps	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 04	292	40	0.1	1.5	0.33	4.67
Tuyau 06	239.8	100	0.1	23.52	0.83	8.04
Tuyau 15	170.4	90	0.1	16.63	0.73	7.09
Tuyau 09	169.5	75	0.1	7.52	0.47	4
Tuyau 14	160.4	90	0.1	10.46	0.46	2.98
Tuyau 13	234.3	75	0.1	5.9	0.37	2.55
Tuyau 11	163	20	0.1	0.61	0.54	27.97
Tuyau 08	236.2	20	0.1	0.39	0.35	12.5
Tuyau 07	185.5	90	0.1	16.73	0.73	7.18
Tuyau 03	240.7	90	0.1	7.65	0.33	1.67
Tuyau 02	268	110	0.1	13.53	0.4	1.77
Tuyau 17	14.1	110	0.1	51.57	1.51	22.23
Tuyau 10	324.4	20	0.1	0.36	0.32	10.74
Tuyau 16	188.3	75	0.1	22.95	1.44	32.99
Tuyau 12	83.01	20	0.1	0.96	0.85	65.43
Tuyau 01	74.04	160	0.1	69.21	0.96	5.84

IV.8.2 Cas de pointe du pos2

Tableau n° IV.8: Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe du pos2)

	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit Lps	Vitesse	Pert. Charge Unit.
					m/s	m/km
Tuyau 09	124.8	63	0.1	1.55	0.5	5.5
Tuyau p6	94	50	0.1	3.56	1.81	85.49
Tuyau p7	186.2	110	0.1	9.13	0.96	9.39
Tuyau p17	234.3	20	0.1	0.18	0.56	30.4
Tuyau p21	252.1	75	0.1	2.98	0.67	7.75
Tuyau p23	250	75	0.1	6.92	1.57	38.59
Tuyau p24	268	50	0.1	2.1	1.07	31.14
Tuyau p25	132	125	0.1	6.17	0.5	2.36
Tuyau 03	170.9	125	0.1	14.88	1.21	12.49
Tuyau p27	42.28	160	0.1	24.15	1.2	9.03
Tuyau 05	182.9	50	0.1	1.65	0.84	19.76
Tuyau 04	246.1	75	0.1	4.15	0.94	14.55
Tuyau 1	236.6	75	0.1	2.82	0.64	7.02
Tuyau 2	248	50	0.1	2.06	1.05	29.9
Tuyau 3	131.7	125	0.1	14.74	1.2	12.26
Tuyau 4	184	100	0.1	4.78	0.61	4.45
Tuyau 5	46.46	63	0.1	1.82	0.58	7.36
Tuyau 6	155.9	110	0.1	9.73	1.02	10.6
Tuyau 7	195	75	0.1	3.47	0.79	10.37
Tuyau 8	200.1	110	0.1	8.23	0.87	7.7
Tuyau 08	220.7	20	0.1	0.16	0.5	24.14
Tuyau 10	209	75	0.1	5.75	1.3	27.06
Tuyau 06	318.1	63	0.1	3.5	1.12	25.46
Tuyau 07	351	20	0.1	0.2	0.63	37.23
Tuyau 02	72.04	250	0.1	50.48	1.03	3.88
Tuyau 01	60	250	0.1	50.91	1.04	3.94

Tableau n° IV.9: Calcul des pressions (cas de pointe du pos1)

	Altitude m	Demande Lps	Charge m	Pression m
Noeud N03	101.63	5.88	127.71	26.08
Noeud N04	100.583	6.15	125.42	24.84
Noeud N05	100.583	8.28	129.49	28.9
Noeud N13	100.583	5.11	131.41	30.83
Noeud N12	100.583	6.71	130.83	30.25
Noeud N11	101.346	6.53	130.06	28.71
Noeud N07	101.346	6.55	123.66	22.32
Noeud N06	101.346	8.83	129.41	28.07

Suite du tableau n° IV.9

Noeud N10	101.346	4.56	124.08	22.74
Noeud N08	101.715	5.55	122.95	21.23
Noeud N09	101.58	0.96	122.36	20.78
Noeud N02	101.9	4.11	131.47	29.57
Réservoir 1	130	69.21	132	2

Tableau n° IV.10: Calcul des pressions (cas de pointe du pos2)

	Altitude m	Demande Lps	Pression m
Noeud N9	103.45	2.7	26.38
Noeud N8	102.3	4.4	25.51
Noeud N7	101.34	1.2	25.78
Noeud N10	100.85	1.9	20.95
Noeud N17	105.38	3.5	24.11
Noeud N16	107.23	4.1	20.51
Noeud N13	108.3	4.01	12.02
Noeud N15	110.4	2.8	15.38
Noeud N14	109.86	3	8.8
Noeud N18	103.62	2.5	27.48
Noeud N11	104.01	2.56	17.44
Noeud N12	106.73	3.5	14.41
Noeud N2	103.36	1.71	28.12
Noeud N3	101.75	2.5	27.6
Noeud N5	100.83	3.9	21.32
Noeud N4	100.3	2.5	25.47
Noeud N6	115.36	3.7	11.68
Noeud N1	113.53	0.43	18.23
Réservoir 1	130	50.91	2

IV.8.3 Cas de pointe+incendie**Tableau n° IV.11:** Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie du pos 1)

	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit Lps	Vitesse m/s	Pert. Charge Unit. m/km
Tuyau p14	292	90	0.1	0.71	0.11	0.23
Tuyau p15	239.8	200	0.1	35.62	1.13	6.14
Tuyau p17	170.4	160	0.1	23.24	1.16	8.39
Tuyau p20	169.5	160	0.1	17.9	0.89	5.1
Tuyau p21	160.4	125	0.1	16.64	1.36	15.46
Tuyau p22	234.3	125	0.1	12.08	0.98	8.38
Tuyau p23	163	110	0.1	11.43	1.2	14.41
Tuyau p41	236.2	20	0.1	0.1	0.33	11.25

Suite du tableau n° IV.11

Tuyau p42	185.5	160	0.1	26.63	1.32	10.89
Tuyau 1	240.7	110	0.1	5.45	0.57	3.54
Tuyau 2	268	150	0.1	11.32	0.64	2.96
Tuyau 4	14.1	250	0.1	70.78	1.44	7.42
Tuyau 5	324.4	20	0.1	0.08	0.24	6.45
Tuyau 6	188.3	200	0.1	30.05	0.96	4.44
Tuyau 8	83.01	125	0.1	17.96	1.46	17.92
Tuyau 9	74.04	300	0.1	86.21	1.22	4.3

Tableau n° IV.12: Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie du pos 2)

	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau p5	124.8	50	0.1	1.29	0.66	12.42
Tuyau p6	94	125	0.1	7.93	0.65	3.77
Tuyau p7	186.2	200	0.1	24.97	0.79	3.12
Tuyau p17	234.3	20	0.1	0.14	0.46	20.93
Tuyau p21	252.1	200	0.1	19.44	0.62	1.95
Tuyau p23	250	75	0.1	4.22	0.95	14.98
Tuyau p24	268	50	0.1	1.35	0.69	13.54
Tuyau p25	132	125	0.1	7.59	0.62	3.48
Tuyau p26	170.9	125	0.1	14.65	1.19	12.12
Tuyau p27	42.28	200	0.1	36.54	1.16	6.45
Tuyau p33	182.9	50	0.1	1.75	0.89	22.09
Tuyau p34	246.1	75	0.1	4.25	0.96	15.23
Tuyau 1	236.6	75	0.1	2.86	0.65	7.17
Tuyau 2	248	50	0.1	1.42	0.73	14.9
Tuyau 3	131.7	200	0.1	29.82	0.95	4.38
Tuyau 4	184	110	0.1	5.44	0.57	3.53
Tuyau 5	46.46	100	0.1	5.93	0.76	6.69
Tuyau 6	155.9	110	0.1	14.08	1.48	21.5
Tuyau 7	100	75	0.1	3.45	0.78	10.25
Tuyau 8	200.1	100	0.1	7.9	1.01	11.52
Tuyau 9	220.7	20	0.1	0.1	0.31	10.06
Tuyau 10	209	75	0.1	5.66	1.28	26.23
Tuyau 13	318.1	63	0.1	3.51	1.13	25.57
Tuyau 14	351	20	0.1	0.19	0.6	34.38
Tuyau 11	72.04	250	0.1	66.98	1.36	6.67
Tuyau 12	60	250	0.1	67.41	1.37	6.75

Tableau n° IV.13: Calcul des pressions (cas de pointe + incendie du pos1)

	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud N03	101.63	5.88	127.71	26.08
Noeud N04	100.583	6.15	125.42	24.84
Noeud N05	100.583	8.28	129.49	28.9
Noeud N13	100.583	5.11	131.41	30.83
Noeud N12	100.583	6.71	130.83	30.25
Noeud N11	101.346	6.53	130.06	28.71
Noeud N07	101.346	6.55	123.66	22.32
Noeud N06	101.346	8.83	129.41	28.07
Noeud N10	101.346	4.56	124.08	22.74
Noeud N08	101.715	5.55	122.95	21.23
Noeud N09	101.58	0.96	122.36	20.78
Noeud N02	101.9	4.11	131.47	29.57
Réservoir 1	115.36	69.21	132	2

Tableau n° IV.14: Calcul des pressions (cas de pointe + incendie du pos2)

	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud N03	101.63	5.88	130.47	28.84
Noeud N04	100.583	6.15	129.43	28.84
Noeud N05	100.583	8.28	122.29	21.7
Noeud N13	100.583	5.11	131.27	30.69
Noeud N12	100.583	6.71	129.74	29.15
Noeud N11	101.346	6.53	124.61	23.26
Noeud N07	101.346	6.55	118.3	16.96
Noeud N06	115.36	8.83	121.36	20.01
Noeud N10	101.346	4.56	123.47	22.12
Noeud N08	101.715	5.55	120.17	18.45
Noeud N09	101.58	17.96	119.92	18.34
Noeud N02	101.9	4.11	131.34	29.44
Réservoir 1	130	86.21	132	2

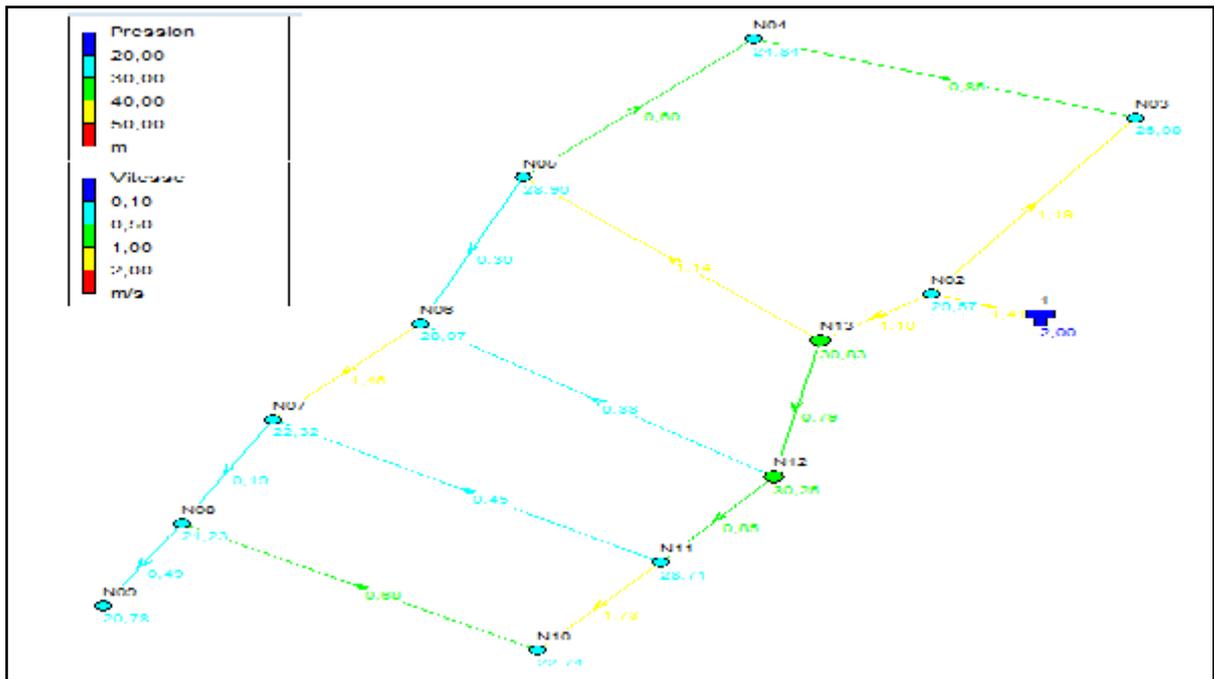


Figure IV.1: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos1 (Cas de pointe)

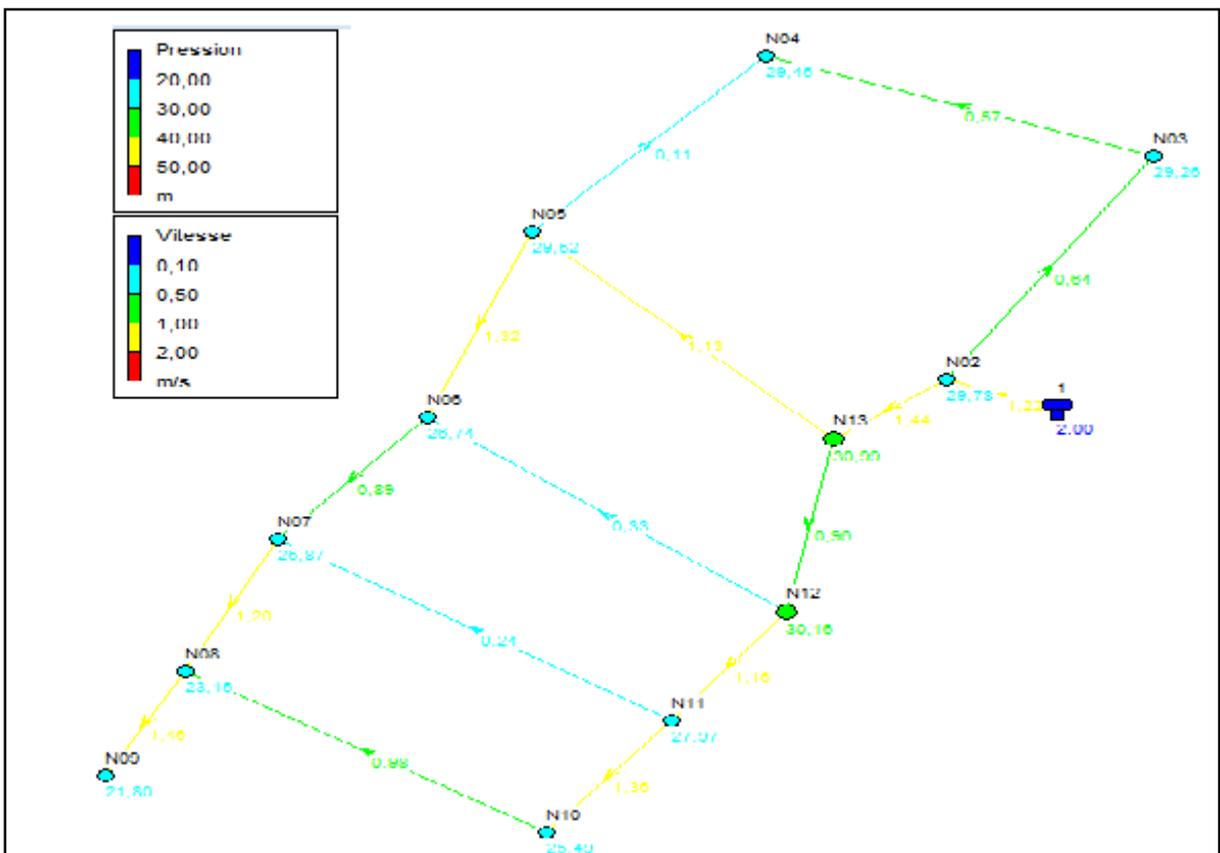


Figure IV.2: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos1 (Cas de pointe+incendie).

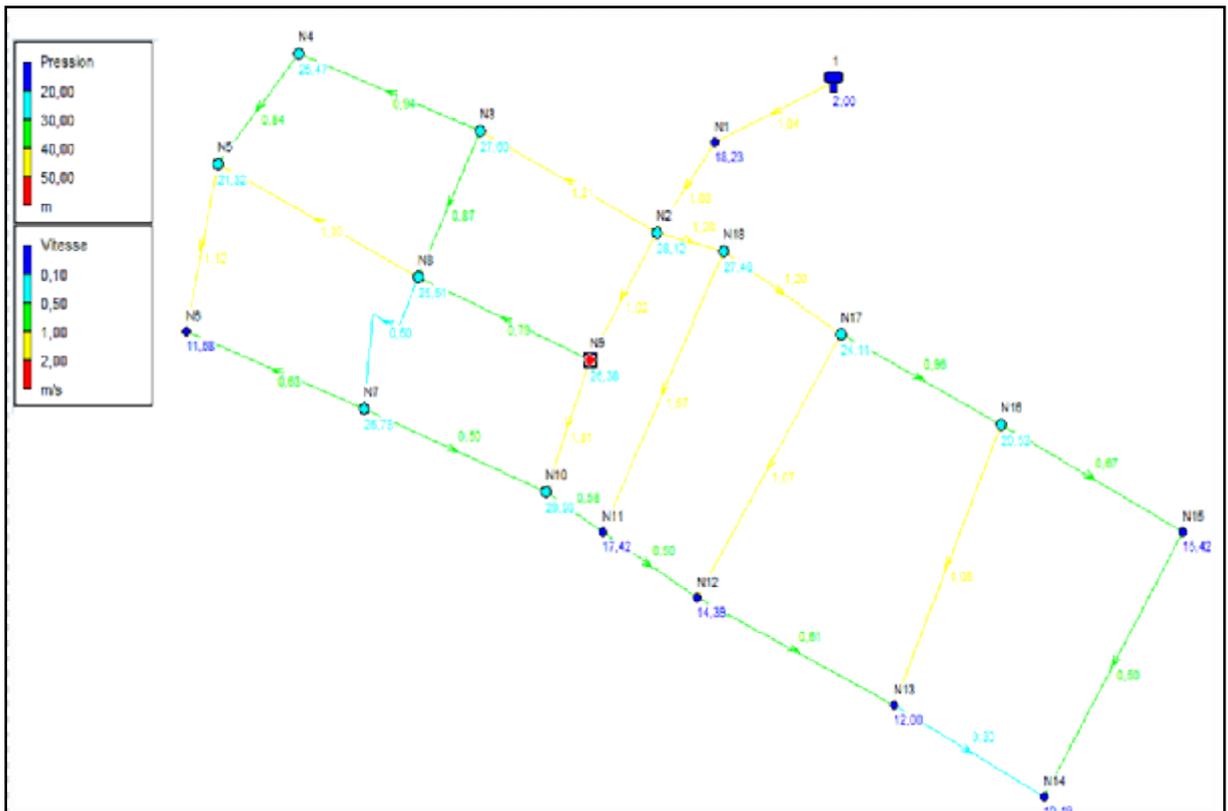


Figure IV.3: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos2
(Cas de point)

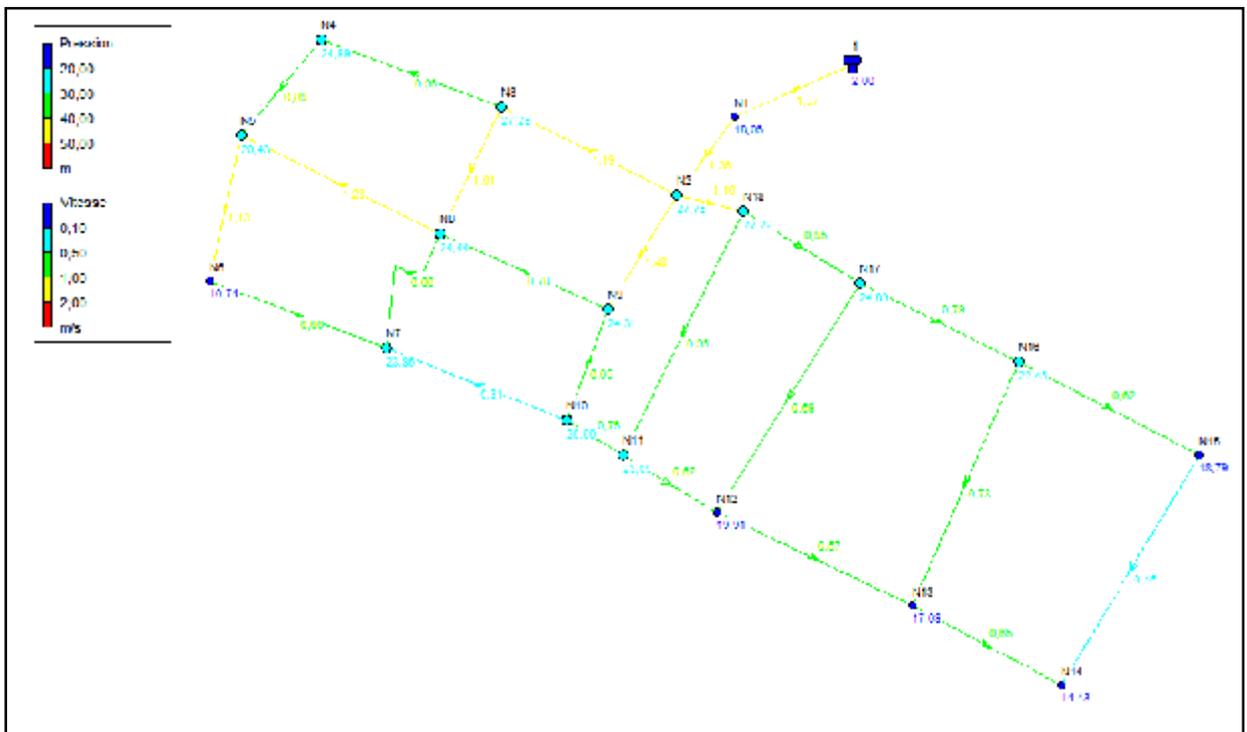


Figure IV.4: Variation de vitesse et de pression dans le réseau du pos2
(Cas de point + incendie)

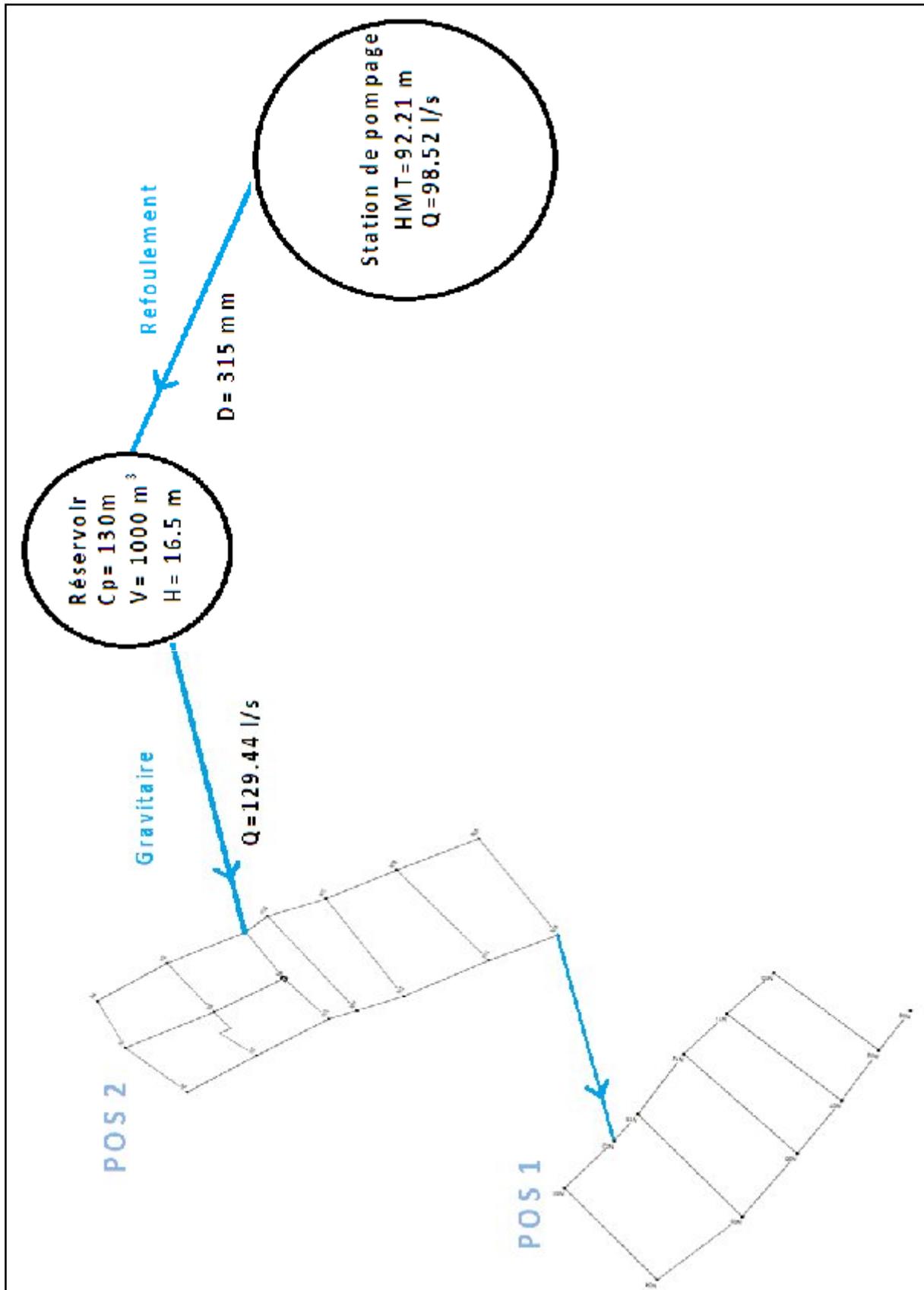


Figure IV.5: Schéma global du système d'alimentation en eau potable des deux POS.

IV.9 Equipement du réseau de distribution

IV.9.1 Type de canalisation

Comme nous allons dit au début de ce chapitre, le réseau sera constitué de tuyaux en acier de diamètres variés entre 80 et 400, pour les multiples avantages qu'il présente à savoir :

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc. écrasement. déplacement du terrain) est supérieure à celle des tuyaux en matière plastiques et en fonte ;
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service si dures soient – elles ;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

IV.9.2 Appareils et accessoires du réseau

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

IV.9.2.1 Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue 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).

IV.9.2.2 Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

IV.9.2.3 Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

IV.9.2.4 Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour

formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

IV.9.2.5 Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

IV.9.2.6 Bouches d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

IV.9.2.7 Pièces spéciales de raccord

a) les Tés : on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

b) les coudes : utilisés en cas de changement de direction.

c) les cônes de réduction : ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.

d) Les bouts d'extrémités : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminés les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et les nœuds, pour un bon fonctionnement du système d'alimentation.

CHAPITRE V

ADDUCTION

Introduction

Dans ce chapitre nous allons dimensionner la conduite d'adduction qui relie la station de pompage au réservoir d'alimentation projeté pour notre agglomération, en faisant une étude technico-économique.

V.1 Choix du tracé (condition technique)

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

Pour notre cas le tracé adopté ne présente aucun obstacle naturel selon le plan de masse. Le sol ne présente aucune agressivité pour le matériau de la conduite choisie.

V.2 Choix du type de tuyaux

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD, qui sont plus économique que celle en fonte, vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.

- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

Dans notre projet le type de matériau de l'adduction est le PEHD.

V.3 Etude technico-économique de l'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

V.3.1 Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Le choix d'une gamme est fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

V.3.2 Calcul des pertes de charge

V.3.2.1 Pertes de charge linéaires

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

$$\Delta H_l = \frac{\lambda L V^2}{2Dg} \quad (\text{V.1})$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

L : Longueur de la conduite en mètre.

D: Diamètre de la conduite de refoulement en mètre.

g: Accélération de la pesanteur.

λ : Coefficient de frottement.

λ est calculé selon la formule de Nikuradse :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{K_s}{D}))^{-2} \quad (V.2)$$

K_s : rugosité absolue (m).

Pour les tubes en PEHD le coefficient de rugosité $K_s = (0.001 \text{ à } 0.002)$ mm (Catalogue technique 2012, groupe CHIALI).

V.3.2.2 Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes singulières sont estimées de 10 % des pertes de charge linéaires (pour les adductions).

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (V.3)$$

V.3.2.3 Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \quad (V.4) \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

V.3.3 Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (V.5)$$

- Hg : la hauteur géométrique
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement

V.3.4 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (V.6)$$

- η : rendement de la pompe en (%) ($n=95\%$)
- Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s)
- g : pesanteur ($9.81 m/s^2$)
- ρ : masse volumique de l'eau (kg/m^3)

V.3.5 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{V.7})$$

- t: le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h
- P: puissance de la pompe en (kW)

V.3.6 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{V.8})$$

Avec : e : Prix du kwh d'après « Sonelgaz » e=0,77 DA/kwh.

E : énergie de consommation KWH / an.

V.3.7 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{V.9})$$

- P_{rc} : prix de la conduite en (DA)
- A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.10})$$

- i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %
- n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09$$

$$A = 9 \%$$

V.3.8 Calcul hydraulique

V.3.8.1 Calcul du débit d'exploitation

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600} \quad (\text{V.11})$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 7093,28 \text{ m}^3/\text{j}$.

t: Durée de fonctionnement de la station de pompage par jour, t = 20 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{7093,28}{20 * 3600} = 0.09852 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc le débit d'exploitation est : $Q=98.52 \text{ l/s}$ (pour notre réservoir).

V.3.8.2 Calcul de la hauteur géométrique

$$\begin{aligned} H_g &= Z_1 - Z_2. & \text{Avec } Z_1 &: \text{côte d'arrivée du réservoir } 1000 \text{ m}^3 \\ &= 130 - 40 & Z_2 &: \text{côte d'aspiration.} \\ H_g &= 90 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$H_g = 90 \text{ m}$$

V.3.8.3 Calcul technique du diamètre

Ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN. Cette formule est donnée comme suit :

$$\text{La formule de BONIN : } D = \sqrt{Q} \tag{V.12}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre.

Q : Débit véhiculé en m^3/s .

Application :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0985} = 0,3\text{m} = 300\text{mm}$$

Remarque : les diamètres normalisés du PEHD sont pris à partir du catalogue groupe **CHIALI**

Le diamètre normalisé est de **315 mm** en PEHD.

V.3.9 Calcul du bilan

V.3.9.1 Frais d'exploitation

Le débit : $Q=98.52 \text{ l/s}$

La longueur = 500 m

La hauteur géométrique $H_g= 90 \text{ m}$.

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés selon le tableau (V.2) :

Tableau° V.1: Calcul de la hauteur manométrique totale

D (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	Log (m)	ΔHl (m.c.e)	ΔHt (m.c.e)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
200	0.09852	3.14	0.0169	500	21.23	23.35	90	113.35
250	0.09852	2	0.016	500	6.5	7.15	90	97.15
315	0.09852	1.27	0.0154	500	2.01	2.21	90	92.21
400	0.09852	0.78	0.0146	500	0.72	0.8	90	90.8
500	0.09852	0.5	0.0139	500	0.18	0.198	90	90.198

Tableau n° V.2: Consommation en KWh du moteur et prix d'exploitation annuel

D (mm)	Puissance (Kw)	E (KWh)	Frais d'exploitation(DA)
200	115.29	841690	757521
250	98.31	717663	552600.51
315	93.31	681163	524495.51
400	91.88	670724	516457.48
500	91.74	669702	515670.54

V.3.9.2 Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Tableau n° V.3:Coût total d'investissement

D (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
200	3242.24	500	1621120	0.09	145900.8
250	4 690.40	500	2345200	0.09	311068
315	7 436.00	500	3718000	0.09	334620
400	12 012.00	500	6006000	0.09	540540
500	17 881.50	500	8940750	0.09	804667.5

V.3.9.3 Bilan du coût (Exploitation + investissement)

Le bilan du coût est donné dans le tableau suivant :

Tableau° V.4:Bilan du coût total (exploitation+investissement)

D (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Amortissement (DA)	Bilan (DA)
200	757521	145900.8	903421.8
250	552600.51	311068	863668.51
315	524495.51	334620	859115.51
400	516457.48	540540	1056997.4
500	515670.54	804667.5	1320338.04

La figure V.1 représente le bilan du cout pour l'adduction



Figure V.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

D'après le tableau V.4 et la figure V.1, le diamètre économique est 315 mm avec une vitesse de 1,27 m/s.

Conclusion

Après avoir choisir le tracé techniquement de notre conduite de refoulement nous avons déduit que la longueur techniquement économique est de 500m.

Nous avons choisie comme matériau de la conduite de refoulement le PEHD, vue son avantage.

Le diamètre ainsi obtenu après l'étude de dimensionnement technique-économique est de 315mm,avec une durée de fonctionnement de 20h pour ne pas épuisé les forages.

La vitesse d'écoulement est en acceptable et de 1.27m/s.

CHAPITRE VI

ORGANISATION DE LA CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VI.1 Différents travaux à entreprendre

VI.1.1 Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 cm dans notre cas.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas de difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai 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 lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

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

VI.1.2 Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VI.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction**VI.2.1 Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * H_{tr} \quad (VI.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : Largeur de la tranchée;

h : Profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (VI.2)$$

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : Distance entre deux coupes consécutives.

VI.2.1.1 Profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VI.3)$$

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

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

h_1 : Epaisseur du lit de pose, $h_1 = 0,15$ m.

VI.2.1.2 Largueur de la tranchée

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

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

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau n°VI.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_D (m ²)	V_D (m ³)
500	500	0.11	1.65	0.182	907.5

VI.2.2 Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \quad (VI.4)$$

V_s : Volume du lit de sable (m³) ;

e : Epaisseur 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 n°VI.2.

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m ³)
500	500	1.1	0,15	82.5

VI.2.3 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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (VI.5)$$

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.

VI.2.4 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (VI.6)$$

S_c : Section de la conduite (m^2) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (VI.7)$$

V_c : Volume de la conduite (m^3) ;

Tableau n°VI.3: Calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m³)
500	500	0.196	98.125

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (VI.8)$$

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.

A.N : $V_r = 907.5 - 82.5 - 98.25 = 726.75 \text{ m}^3$

Tableau n°VI.4: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	907.5
2	Lit de sable	m^3	82.5
3	Les conduites	ml	98.25
4	Remblais	m^3	726.75

VI.3 Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée. Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VI.3.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842. La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille. Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés. Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure VI.1 : Pelle hydraulique

VI.3.2 Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30 cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VI.2 : Bulldozer

VI.3.3 Chargeur

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



Figure VI.3: Chargeur

VI.3.4 Compacteur

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



Figure VI.4 : Compacteur

VI.4 Planification des travaux

VI.4.1 Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens. L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM). La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VI.4.2 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VI.5

Tableau n° VI.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	90
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	20
D	Epreuve de joint et de la canalisation	20
E	Remblais	60
F	Compactage	30

Donc le réseau à nœud de ces tâche est représenté comme suit :

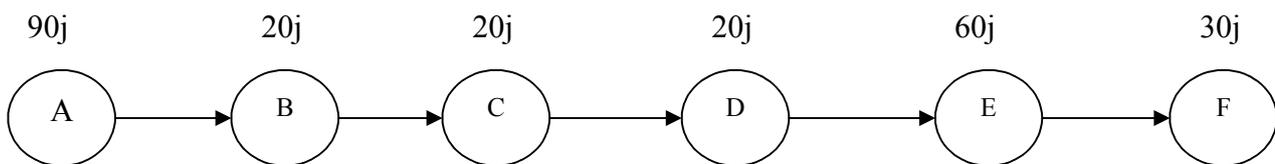


Figure VIII.5 : Réseaux à nœuds

Remarque

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 240 jours, soit environ 8 mois.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de notre modeste travail, nous espérons d'avoir atteint les objectifs visés à savoir :

- L'alimentation en eau potable des deux plans d'occupation des sols répondant aux besoins de la population.
- L'adduction à partir d'un champ de captage.

Dans cette optique, la réalisation de ce projet apportera une véritable solution au problème de l'insuffisance en eau, aussi nous estimons que ce réseau d'alimentation en eau potable contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'il est dimensionné pour l'horizon 2047, dont la population de toute la zone atteindra 26497 habitants.

Afin d'assurer la continuité du stockage, l'ouvrage de stockage est dimensionné selon la distribution en eau, et projeté dans un terrain plat.

Le réservoir est implanté dans le terrain avec une hauteur de la tour calculée de façon à assurer une distribution avec un débit et une pression suffisante, la cote de trop plein $C_{tp}=21.5m$.

Au long de la conduite d'adduction, vu que le relief de terrain est plat, elle sera implantée de telle façon à raccorder des robinets de décharge, des ventouses et des robinets de sectionnement à l'extrémité du réseau à l'entrée et sortie de même.

Le réseau de distribution est composé de 12 mailles qui sera équipé d'accessoires, robinets vannes, des compteurs, des joints, des té, des coudes.

Au niveau de ce réseau les diamètres varient entre 20-300 mm avec des pressions variant entre 9-31 m et des vitesses entre 0.5-1.5m/s.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une étude à partir des données réelles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ammari, M., 2015 Cours d'hydraulique générale, 3 ème année. ENSH, Blida.
- Bonin, J., 1982. Aide- mémoire d'hydraulique urbaine, édition Eyrolles Paris, 220 pages.
- Bouziane, F. Z., 2008. Alimentation en eau potable des centres ruraux de Sidi Amer, Merad et Meunacer (W. Tipaza). Mémoire de fin d'étude. ENSH, 98 pages.
- Carlier, M., 1972. Hydraulique générale et appliquée, Paris édition Eyrolles, p.289.
- Dupont, A., 1979. Hydraulique urbaine (Tome II), édition Eyrolles Paris, 120 pages.
- Khelfi, M. A., 2009. Etude de l'adduction à partir du barrage Fatsen vers les communes d'Oum El Djelil et Ksar El Boukhari. Mémoire de fin d'étude, 95 pages.
- Lencastre, A., 1983. Hydraulique générale. Paris, édition Eyrolles, p.349.
- Mokrane, M. 2017 Cours de pompage et stations de pompes, 5 ème année. ENSH, Blida.
- Sakine, A., 2009. Etude de réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Romana W. Blida. Mémoire de fin d'étude, 105 pages.
- Salah, B., polycopie d'alimentation en eau potable, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

ANNEXE**Annexe 1** : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	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

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).