



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'alimentation en eau potable du POS

N°21 Bahrara (W. Djelfa)

Présenté par :

Mansouri Hamza

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Président
HADJ SADOUK Nabila	M.A.A	Examineur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promotrice

Session Juillet 2024

Remerciement

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mes remerciements les plus sincères à Dieu le Tout-Puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté nécessaires pour élaborer ce modeste travail.

*À la fin de ce travail, je souhaite exprimer mon profond respect et mes remerciements sincères à ma promotrice **NATHALIE RAO** Malika.*

Qui a bien voulu accepter de diriger ce travail avec tant d'attention et de patience, et pour ses conseils et orientations précieuses.

Je remercie également tous les membres du jury qui enrichiront certainement cette recherche et la rendront plus performante.

À tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail, j'exprime ici toute ma sympathie, sans oublier bien sûr mes collègues.

Enfin, toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous les gens que j'aime et qui m'aiment. Ce travail est dédié à Mon père, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère Maman, toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer tout ce dont vous méritez, pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Quisse Dieu, Le Tout Puissant, vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur. A mes chers frères Belgacem, Kassi et Oussama, mes chères soeurs Ganima, Assile, mes chères tantes Fatna, Fatima et Taoues et mon oncle Thabet qui m'a aidé tout au long de mon cursus scolaire. Ainsi qu'à mes cousines plus particulièrement Marwa et Sadia qui m'ont aidé tout au long de ma formation universitaire. Et bien sur à ma promotrice NAHLERROS Malika. A tous mes camarades de promotion d'Alimentation en eau potable 2024. Puis à mes très chers amis avec lesquels, j'ai vécu les meilleurs moments de ma vie qui m'ont beaucoup soutenu. Pour finir, à tout ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leur cœur.

Hamza

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة تتعلق بالمدينة الجديدة بجرارة (POS21) في ولاية الجلفة بخصوص المياه الصالحة للشرب. ساهمت هذه الدراسة في تسهيل إنشاء نظام توزيع المياه الصالحة للشرب. شملت هذه الدراسة عدة خطوات، بدأت بنظرة عامة على منطقة الدراسة، ودراسة للنمو السكاني، وتقييم احتياجاتهم من المياه الصالحة للشرب. أنهينا دراستنا بإنشاء شبكة مياه صالحة للشرب وبناء خزان مياه ، لتلبية احتياجات السكان حتى عام 2054.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude de la nouvelle ville de BAHRARA (POS21) dans la wilaya de Djelfa concernant l'eau potable. Cette étude a facilité la mise en place d'un système de distribution d'eau potable. Elle comprenait plusieurs étapes, commençant par une vue d'ensemble de la zone d'étude, une étude de la croissance démographique et une évaluation de leurs besoins en eau potable. Nous avons finalisé notre étude en établissant un réseau d'eau potable et en construisant un réservoir d'eau, répondant ainsi aux besoins de la population jusqu'en 2054.

Abstract

This dissertation focuses on the study of the new city of BAHRARA (POS21) in the Djelfa province regarding potable water. This study facilitated the implementation of a potable water distribution system. It included several steps, starting with an overview of the study area, a study of population growth, and an evaluation of their potable water needs. We finalized our study by establishing a potable water network and constructing a water reservoir, thus meeting the population's needs until 2054.

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction.....	1
I.1 Situation géographique	1
I.2 Situation topographique	2
I.2.1 Le plan de situation du POS	2
I.3 Données naturelles du site.....	3
I.3.1 Géologie de site	3
I.3.2 Sismicité de site	4
I.4 Données climatiques	5
I.4.1 Climat	5
I.4.2 Température.....	5
I.4.3 Pluviométrie	7
I.4.4 Gelée	7
I.4.5 Le vent	8
Conclusion	8
Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération	
Introduction.....	8
II.1. Evaluation de la Population future.....	8
II.2 Catégories de consommation de la région d'étude.....	9
II.3 Evaluation de la consommation journalière	10
II.3.1 La consommation journalière moyenne.....	10
II.3.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateurs.....	10
II.3.2.1 Les besoins en eau domestique.....	10
II.3.2.2 Besoins scolaires	11
II.3.2.3 Besoins sanitaires	11
II.3.2.4. Besoins administratifs et publics.....	12
II.3.2.5 Besoins socioculturels et commerciaux	12
II.3.2.6. Besoins en eau sportifs	13
II.3.2.7 Récapitulation des besoins en eaux de l'agglomération.....	13
II.4. Etude des variations de la consommation.....	14
II.4.1 La consommation maximale journalière	15
II.4.2 Consommation minimale journalière.....	15
II.4.3 Etude des variations des débits horaires.....	16
II.4.3.1 Débit moyen horaire :	16
II.4.3.2 Débits horaires par la méthode des coefficients d'irrégularité	16
II.4.3.3 Débits horaires par la méthode graphique	19
Conclusion	21

Chapitre III : Ouvrages de stockage de l'eau

Introduction.....	22
III.1 Fonctions des réservoirs.....	22
III.2 Emplacement des réservoirs.....	22
III.3 Classification des réservoirs	23
III.3.1 Selon le matériau	23
III.3.2 Selon la situation des lieux.....	24
III.3.3 D'après leurs formes	24
III.4 Choix de la forme et du type du réservoir.....	24
III.5 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation.....	24
III.6 Principe du calcul	25
III.6.1 Méthode graphique	25
III.6.2 Méthode Analytique	27
III.7 Forme des réservoirs	29
III.7.1 Les dimensions générales :.....	29
III.8 Equipements des réservoirs	31
III.8.1 Conduite d'arrivée	31
III.8.2 Conduite de départ.....	31
III.8.3 Conduite de trop plein	31
III.8.4 Conduite de vidange.....	31
III.8.5 Conduite by-pass	31
III.8.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	32
III.9 Quelques recommandations sur le réservoir.....	32
Conclusion	32

Chapitre IV : Dimensionnement et conception du réseau de distribution

Introduction.....	34
IV.1 Les types de réseau.....	34
IV.1.1 Réseau ramifié.....	34
IV.1.2 Réseau maillé.....	35
IV.1.3 Réseau combiné ou mixte	35
IV.2 Conception du réseau de distribution	36
IV.2.1 Principe de tracé du réseau maillé.....	36
IV.3 Choix du système de distribution.....	36
IV.4 Choix du type de matériaux	36
IV.5 Calcul hydraulique du réseau maillé.....	37
IV.6 Détermination des débits	38
IV.6.1 Débit spécifique	38
IV.6.2 Débit en route	38
IV.6.3 Débits nodaux	38
IV.7 Calcul des débits	39
IV.7.1 Cas de pointe.....	39

IV.7.2 Cas de pointe + incendie	42
IV.7.3 Répartition préliminaire des débits	42
IV.7.3 Détermination des diamètres et des vitesses	44
IV.7.3 Simulation par le logiciel Water CAD	46
A. Description du logiciel Water CAD	46
B. Fonctionnalités.....	46
IV.8 Répartition définitive des débits et des pressions	47
IV.8.1 Cas de point	47
IV.8.2 Cas de pointe + incendie	50
IV.9 Interprétation des Résultats	54
IV.9.1 Cas de pointe.....	54
IV.9.2 Cas de pointe plus incendie	55
Conclusion	55

Chapitre V : Etude de l'adduction

Introduction.....	56
V.1 Type d'adduction	56
V.1.1 Adduction gravitaire.....	56
V.1.2 Adduction par refoulement	57
V.1.3 Adduction mixte	57
V.2 Choix du tracé.....	58
V.3 Le choix du type de matériaux	58
V.4 Etude de l'adduction gravitaire	58
V.4.1 Méthode de calcul	60
V.5 Protection des conduites contre le coup de bélier	63
Conclusion	64

Chapitre VI : Accessoires et pièces spéciales du réseau de distribution

Introduction.....	66
VI.1 Rôle des accessoires	66
VI.2 Accessoires	66
VI.2.1 Robinet -vannes.....	66
VI.2.2 Vannes papillons	66
VI.2.3 Les robinets vannes à opercule	67
VI.2.4 Les robinets de décharge.....	68
VI.2.5 Les vannes d'altitude.....	68
VI.3 Les ventouses.....	68
VI.4 Poteaux et bouches d'incendie.....	69
VI.5 Pièces spéciales.....	69
VI.5.1 Organes de raccordement	69
VI.5.2 Coudes	69
VI.5.3 Les cônes.....	70
VI.5.4 Tés	71

VI.5.5 Les manchons.....	71
VI.6 Organes de mesure	72
VI.6.1 Mesure de débit.....	72
VI.6.2 Mesure de la pression	72
Conclusion	73

Chapitre VII : Pose de canalisation et Organisation de chantier

Introduction.....	75
VII.1 Pose de canalisation	75
VII.1.1 Principe de pose des canalisations	75
VII.2 Type de canalisation.....	76
VII.2.1 Tubes PEHD	76
VII.2.2 Caractéristiques de tube PEHD.....	76
VII.3 Type de pose de canalisation	77
VII.3.1 Pose de canalisations dans un terrain ordinaire.....	77
VII.3.2 Pose canalisation en traversées des routes	77
VII.3.3 Cas de Butées d'un coude	78
VI.4 Technique d'assemblage des canalisations	79
VI.4.1 Étapes principales du soudage bout à bout	80
VI.5 Organisation de chantier.....	81
VII.6 Réalisation du réseau d'AEP	81
VII.6.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain	81
VII.6.1.1 Travaux Préliminaires (matérialisation et nivellement)	81
VII.6.1.2 Excavation des tranchées.....	82
VII.6.1.3 Aménagement du lit de pose des conduites	83
VII.6.1.4 Pose des conduites	83
VII.7 Les opérations pour la réalisation du réseau	84
VII.7.1 Calcul de la profondeur de la tranchée Htr	84
VII.7.2 Calcul de la Largeur de la tranchée	85
VII.7.3 Calcul le volume de Décapage.....	85
VII.7.3 Calcul du volume de Déblai.....	86
VII.7.4 Calcul du volume de sable pour le lit de pose	86
VII.7.5 Calcul du remblaiement des tranchées.....	87
VII.7.6 calcule de réservoir	88
VII.8 Protection Et Sécurité Du Travail.....	88
VII.9 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	89
VII.9.1 Facteurs humains	89
VII.9.2 Facteurs matériels	89
VII.9.3 Liste des actions dangereuses	89
VII.10 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	89
VII.10.1 Protection individuelle	89
VII.10.2 Protection collective	90

VII.11 Choix des engins 90
VII.11.1 La pelle hydraulique 91
VII.11.2. Bulldozer 91
VII.11.3 Chargeur 91
VII.11.4 Compacteur 91
VII.12 Devis estimatif et quantitatives 91
Conclusion 93
Conclusion générale
Références bibliographiques
Annexe.....

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: la température moyennes mensuelles de la ville de Djelfa (1990-2016).....	5
Tableau I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle de la ville de Djelfa (1990-2016)	6
Tableau I.3: Les variations moyennes de nombre des jours de gelée entre (1992-2013)	7
Tableau I.4: la vitesse de vent en (m/s) pendant la période (1990-2016)	7

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II. 1 : Évaluation de la population aux différents horizons d'étude.....	9
Tableau II.2: Les besoins domestiques moyens à l'horizon 2054.....	10
Tableau II.3: Les besoins en eau scolaires.....	11
Tableau II.4: Besoins en eau dans le secteur de la santé.....	12
Tableau II.5: Besoins en eau administratifs et publics.....	12
Tableau II.6: Besoins en eau socioculturels et commerciaux.....	13
Tableau II.7: Besoins en eau sportifs.	13
Tableau II.8: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2054)	14
Tableau II.9 : Consommation maximale et minimale journalière.....	16
Tableau II.10: Variations du coefficient β_{max}	17
Tableau II.11: Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas.....	17
Tableau II.12: Variations du coefficient β_{min}	18
Tableau II.13 : Coefficient d'irrégularité horaire de la zone d'étude.....	19
Tableau II.14: Détermination de la variation des débits horaires.	19
Tableau II.15: Récapitulation des résultats.....	21

Chapitre III : Ouvrages de stockage de l'eau

Tableau III. 1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire par Méthode graphique.....	25
Tableau III.2: Détermine la capacité de stockage.	27
Tableau III.3: Dimensions du réservoir.....	30

Chapitre IV : Dimensionnement et conception du réseau de distribution

Tableau IV.1: Analyse des matériaux.....	36
Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe.....	39
Tableau IV.3 : Répartition préliminaire des débits.....	42
Tableau IV.4: les diamètres pour chaque tronçon du réseau.....	44
Tableau IV.5: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)	47
Tableau IV.6: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)	49
Tableau IV.7: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+ incendie)	50
Tableau IV.8: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+ incendie)	52

Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.1: caractéristique du réservoir RASS EL RIH.	58
Tableau V.2: Les coefficients K' , m et β pour différent types du tuyau.....	60
Tableau V.3: Récapitulation de calcul de perte de charge.....	60

Tableau V.4: Récapitulation de calcul de pression.61
Tableau V.5: Récapitulation de calcul de diamètre.....62
Tableau V.6: Résultat du calcul de la période de retour de l'onde de déformation Haut du formulaire.....63

Chapitre VII : Pose de canalisation et Organisation de chantier

Tableau VII.1: Calcul du volume de décapage.....85
Tableau VII.2: Calcul du volume de déblai.....86
Tableau VII.3: Calcul du volume de sable.....87
Tableau VII.4: Calcul du volume des remblais.....88
Tableau V.II.5 : Devis estimatif de réservoir88
Tableau V.II.6: Devis quantitatif et estimatif.....92

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte de situation géographique de la wilaya de Djelfa.....	1
Figure I.2 : Plans de Situation du Pos 21.....	2
Figure I.3: Carte géologique de la région de Djelfa.....	3
Figure I.4 : Carte des zones sismiques en Algérie.....	4
Figure I.5 : Courbes de variations des températures minimales et maximales mensuelles en(c°) de la période (1990-2016)	5
Figure I.6 : Variations des précipitations moyennes mensuelles de la station de Djelfa (1990-2016).....	6

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Figure II.1 : Évaluation de la population aux différents horizons d'étude.....	9
Figure II.2: Histogramme consommation horaire.	20
Figure II.3: Courbe Intégrale.	21

Chapitre III : Ouvrages de stockage de l'eau

Figure III.1 : Équipements du château d'eau.....	23
Figure III.2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	26
Figure III.3: Les dimensions générales d'un château d'eau.....	29

Chapitre IV : Dimensionnement et conception du réseau de distribution

Figure IV.1: Réseau ramifié.....	34
Figure IV.2: Réseau maillé.....	35
Figure IV.3 : schéma d'un réseau mixte.....	35
Figure IV.4: Variation de pression et de la vitesse du réseau (cas de pointe)	53
Figure IV.5: Variation de pression et de la vitesse du réseau (cas de pointe + incendie).....	54

Chapitre V : Etude de l'adduction

Figure V.1 : Adduction gravitaire.....	56
Figure V.2 : Adduction par refoulement.....	57
Figure V.3 : Adduction mixte.....	57
Figure V.4: Schéma du tracé de la conduite d'adduction gravitaire entre réservoir RASS EL RIH et CHIBOUT.....	59

Chapitre VI : Accessoires et pièces spéciales du réseau de distribution

Figures VI.1: Vannes à papillon.....	67
Figures VI.2: Les robinets vannes à opercule.....	67
Figures VI.3: fonctionnement d'une ventouse.....	68
Figures VI.4: Poteaux d'incendie.....	69
Figures VI.5: Les coudes une et deux boitements et lisse.....	70
Figures VI.6: Cône à bride.....	70
Figures VI.7: Les Tés.....	71
Figures VI.8: manchons pour tube PEHD.....	71

Figures VI.9: Débitmètres.....	72
Figures VI.10 : Manomètre.....	72

Chapitre VII : Pose de canalisation et Organisation de chantier

Figures VII.1: marquage du tube en PEHD.....	76
Figures VII.2: Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	77
Figures VII.3: Pose de canalisation en galerie.....	78
Figures VII.4 : Schéma des butées.....	79
Figures VII.5 : chauffage des tubes lors du soudage bout à bout.....	80
Figures VII.6: Le processus de soudage des tubes PEHD.....	80
Figures VII.7: Nivellement d'une tranchée.....	82
Figures VII.8: schéma de pose d'une conduite.....	83
Figures VII.9: Pose de la conduite dans la tranchée.....	84
Figures VII.10: Exemples de moyens de protection.	90

Liste des planches

Planche 1 : Détail des nœuds.

Planche 2 : Plan du réservoir surélevé de 1500 m³.

Planche 3 : Plan de la conduite d'adduction.

Planche 4 : Profil en long de la conduite d'adduction projeté.

Planche 5 : Profil en long de la conduite de distribution principale.

Planche 6 : Plan de masse avec tracé du réseau de distribution.

Introduction Générale

L'eau est une ressource vitale essentielle au développement et à la vie, figurant parmi les trésors naturels les plus précieux. Son rôle est fondamental pour encourager le progrès social et économique d'un pays. À cet égard, le réseau d'eau potable joue un rôle capital dans la vie quotidienne des sociétés en satisfaisant les besoins en eau des individus tout en respectant les normes de qualité, de pression et de quantité requises.

La wilaya de Djelfa, en Algérie, se classe parmi les grandes villes du pays en termes de population. Confrontée à une croissance démographique constante, les autorités ont entrepris des projets de construction de zones urbaines pour répondre à cette évolution démographique et fournir diverses infrastructures afin d'assurer un niveau de vie décent aux citoyens algériens. Dans ce contexte, notre mission consiste à concevoir un système d'approvisionnement en eau potable répondant aux exigences spécifiques du Plan d'Occupation des Sols Bahrara (POS N°21).

Ce travail sera organisé en sept chapitres, Le premier présente une vue d'ensemble de l'aire d'étude, en mettant en évidence ses caractéristiques géographiques, démographiques et les défis spécifiques liés à l'approvisionnement en eau potable. Il sera suivi par une évaluation des besoins en eau potable, où nous analyserons les besoins de la population de notre zone d'étude. En quantifiant ses besoins, nous pourrions estimer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la distribution des débits dans le temps, ce qui orientera le dimensionnement des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation, sujet du chapitre suivant.

Nous aborderons ensuite le dimensionnement du réseau de distribution d'eau, incluant le choix du tracé du réseau, le type de conduites à utiliser, et le dimensionnement technique des conduites en visant des pressions au sol adaptées au niveau de construction, tout en maintenant des vitesses de flux dans la fourchette recommandée. Nous discuterons également des accessoires du réseau d'alimentation en eau potable, en sélectionnant les accessoires appropriés pour prévenir les dommages sur les conduites.

Le chapitre suivant sera dédié à la pose des canalisations et à l'organisation du chantier, Enfin, nous conclurons par un devis estimatif et quantitatif des différents travaux.

L'objectif global de toutes ces étapes est de répondre de manière optimale aux besoins de la population à l'horizon 2054, qui évolue en parallèle avec la croissance démographique.

***CHAPITRE I : Présentation de la
zone d'étude***

Introduction

Dans ce chapitre, l'objectif est de comprendre la situation géographique, topographique, géologique et climatique de la zone d'étude. En vue de la mise en place du schéma d'alimentation en eau potable du nouveau POS urbain du quartier Bahrara dans la wilaya de Djelfa, il est nécessaire de mettre en évidence les caractéristiques distinctives qui prévalent au niveau de la ville.

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 Situation géographique

La wilaya de Djelfa est située au cœur de l'Algérie du Nord, elle représente 1,36 % de la superficie totale du pays avec une superficie de 32 256,35 km². Elle se compose actuellement de 36 communes. La wilaya de Djelfa est délimitée comme suit :

- Au Nord, par les wilayas de Médéa et de Tissemsilet.
- A l'Ouest, par les wilayas de Laghouat et de Tiaret.
- A l'Est, par les wilayas de M'Silla et de Biskra.
- Au Sud, par les wilayas d'Ouargla et de Ghardaïa. (Voir Figure I.1)

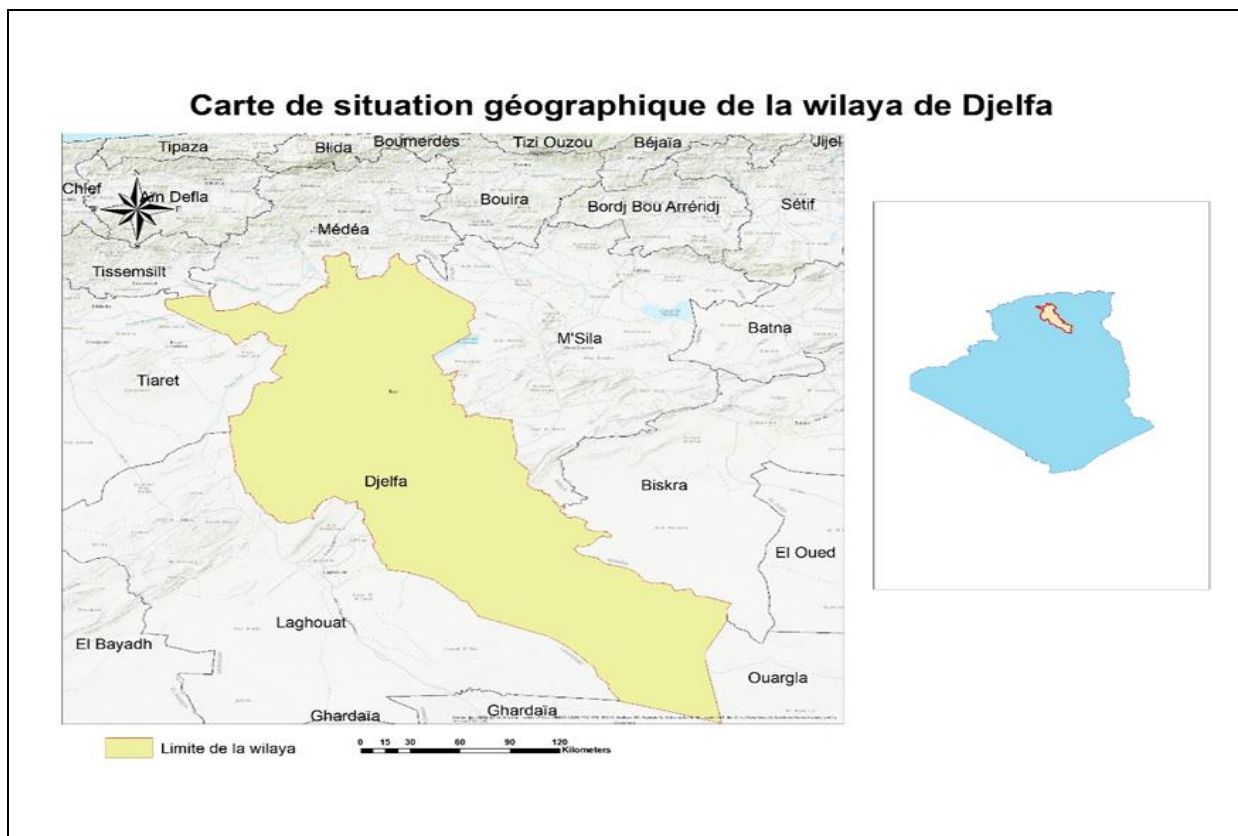


Figure I.1 : Carte de situation géographique de la wilaya de Djelfa

I.2 Situation topographique

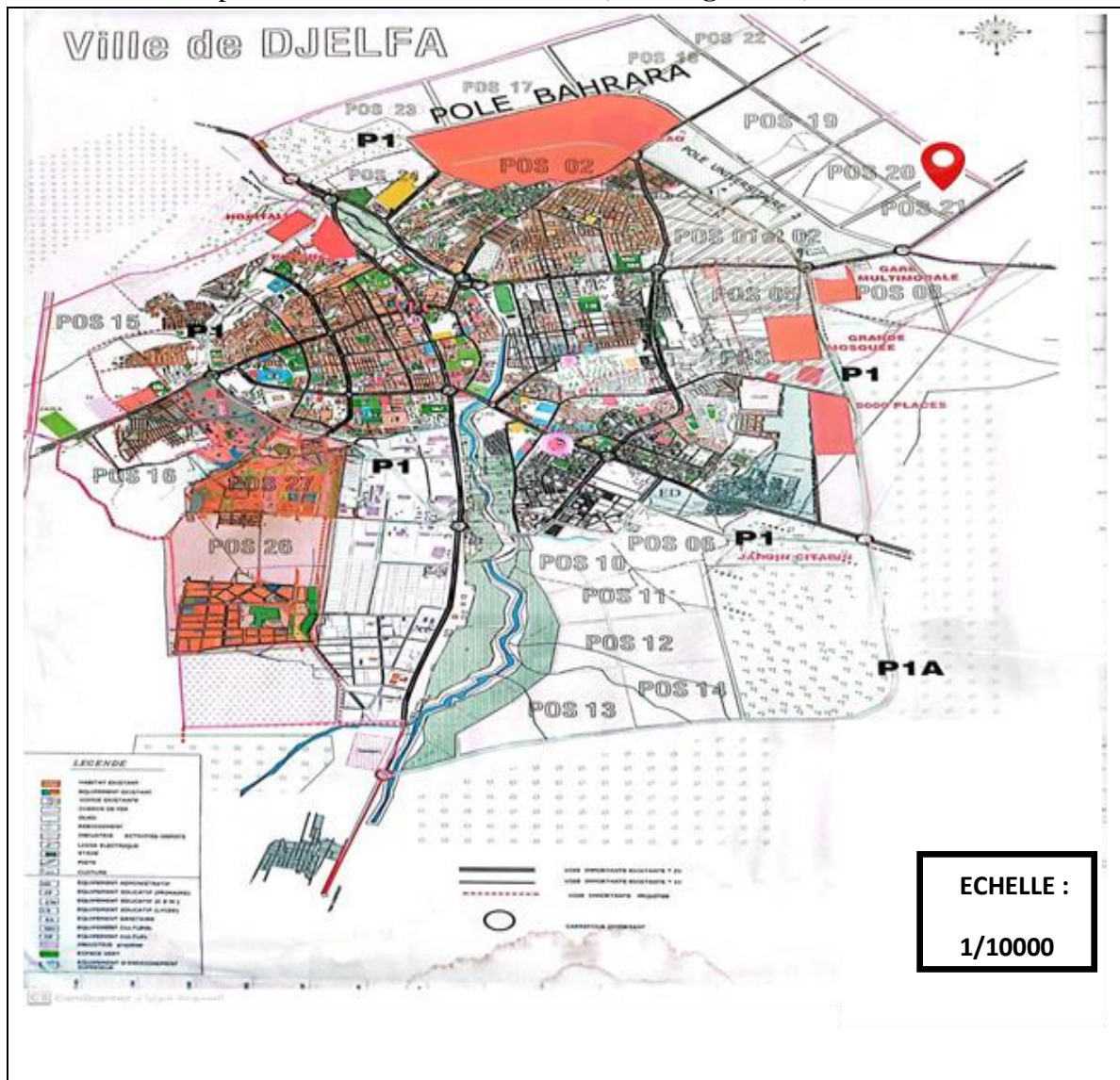
La zone d'étude est située sur un socle rocheux solide et stable. Elle est située à une latitude 34°40'30" Nord et une longitude 3°16'7" Est. À des altitudes variantes entre 1163 et 1174 mètres au-dessus du niveau de la mer.

I.2.1 Le plan de situation du POS

Le nouveau (POS21) est situé dans le Nord-Est de la ville de Djelfa, couvrant une superficie totale estimée à 100,04 hectares.

Les frontières de cette zone sont définies par les suivantes:

- Au Nord, par POS 20.
- A l'Est, par des terrains vacants.
- A l'Ouest, par le POLE UNIVERSITAIRE 2.
- Au Sud, par la route vers BOUSSADA. (Voir Figure I.2)



Source: URBATIA DJELFA 2022

Figure I.2 : Plans de Situation du Pos 21

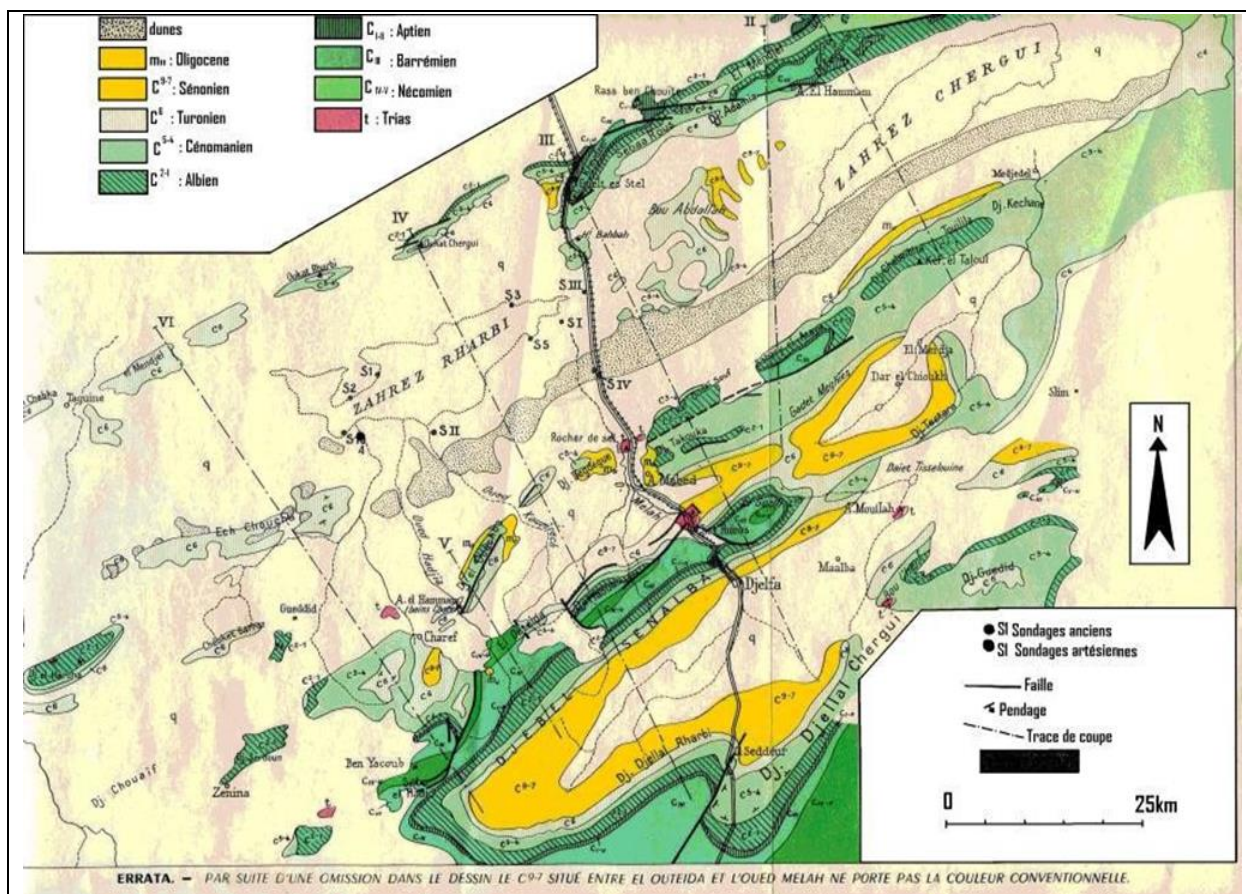
I.3 Données naturelles du site

I.3.1 Géologie de site

La géologie de la wilaya de Djelfa s'intègre, dans sa totalité, dans la géologie globale du domaine atlasique et de la marge septentrionale de la plateforme saharienne.

Le passage de l'un à l'autre est souvent net, il est assuré par des reliefs modérés alignés le long de l'accident Sud atlasique appelé zone de piémont ou zone de relais entre l'atlas saharien et la plateforme saharienne. La présence d'un autre accident au Nord de l'atlas saharien partage celui-ci en deux sous-ensembles : l'atlas saharien et le pré-atlas ou domaine des Hautes Plaines. Ainsi, sur le plan géologique, l'ensemble de cette wilaya est partagé entre deux grands domaines structuraux, tandis que sur le plan géomorphologique, elle est marquée par la présence de trois grands ensembles morpho-structuraux :

- Les terrains relativement plats au Nord faisant partie des Hautes Plaines
- Le domaine montagneux de type atlasique au centre
- La plateforme saharienne au sud [3] :



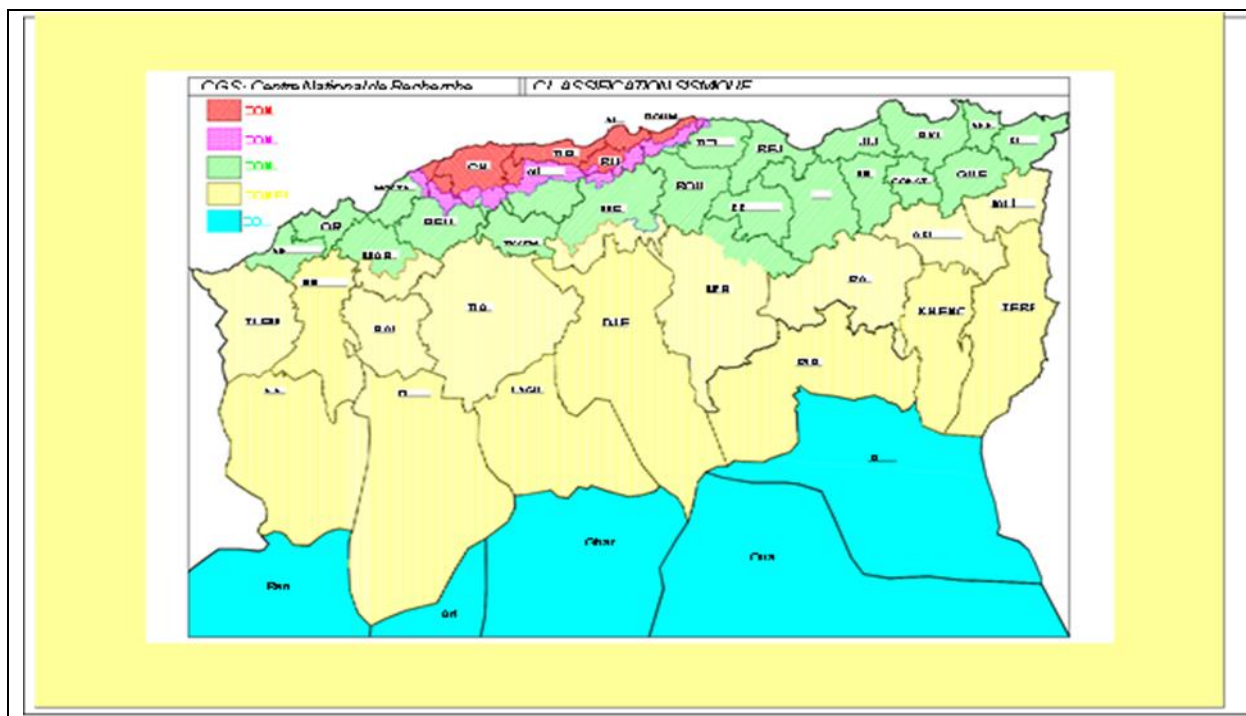
Source: Bureau d'étude HPO 2018

Figure I.3: Carte géologique de la région de Djelfa

I.3.2 Sismicité de site

En tant que pays méditerranéen, l'Algérie est soumise à divers degrés d'activités sismiques. Selon les directives parasismiques en vigueur en Algérie depuis 1999, le territoire de l'Algérie est divisé en quatre catégories de zones sismiques :

- Zone 0 : Activités sismiques négligeables
- Zone I : Faible sismicité
- Zone IIa : Sismicité moyenne
- Zone IIb : Sismicité moyenne
- Zone III: Zone de haute sismicité



Source : indesengineering.com

Figure I.4 : Carte des zones sismiques en Algérie

Le site de Djelfa est situé dans une zone de faible sismicité et appartient donc à la Zone 1 selon la classification du RPA édition 2003 (Code Sismique Algérien).

I.4 Données climatiques

I.4.1 Climat

Le climat de la Wilaya de Djelfa se présente sous la forme semi-aride avec une influence continentale. Les hivers y sont froids et rigoureux, tandis que les étés sont chauds et secs. L'amplitude thermique est relativement élevée. En moyenne, la Wilaya de Djelfa reçoit environ 350 mm de précipitations par an. Cependant, la pluviométrie se caractérise par une faiblesse et une irrégularité, avec une diminution observée du nord vers le sud de la Wilaya.

I.4.2 Température

Analyser les données relatives à la température, notamment la moyenne des températures maximales du mois le plus chaud (m) et la moyenne des températures minimales des mois les plus froids (M), permet d'avoir une perception du climat.

Tableau I.1: la température moyennes mensuelles de la ville de Djelfa (1990-2016)

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout
M (°c)	13.64	9.27	4.07	1.24	-0.5	0.75	2.66	5.4	10.07	14.55	17.84	17.44
m (°c)	26.34	20.2	18.9	13.6	8.73	10.6	14.0	17.0	23.08	29.08	33.13	32.26
(M+m)/2	19.99	14.7	11.5	7.44	4.11	5.69	8.36	11.2	16.57	21.81	25.42	24.85

Source: O.N.M Djelfa (2017)

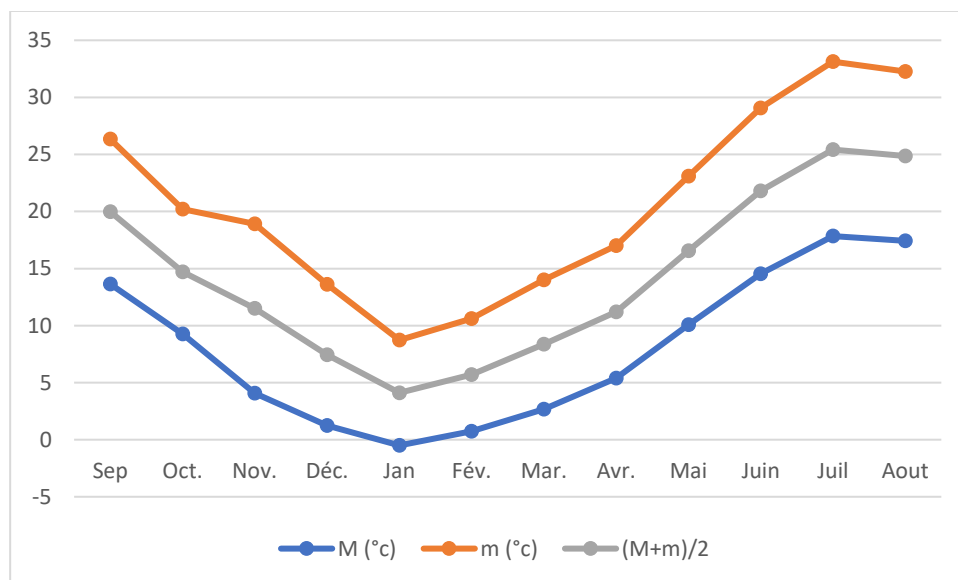


Figure I.5 : Courbes de variations des températures minimales et maximales mensuelles en(c°) de la période (1990-2016)

La température minimale est enregistrée durant le mois de janvier avec **-0.5 °C**. La température maximale pointe au mois de juillet avec **33.13°C** caractéristique d'un climat continental.

I.4.3 Pluviométrie

La ville de Djelfa présente une irrégularité au cours de la période étudiée. Les données recueillies révèlent une saison des pluies qui s'étend de septembre à mai, coïncidant avec la saison froide, avec des précipitations maximales pouvant atteindre 38 mm en septembre. Pendant la saison sèche, de juin à août, les précipitations diminuent pour atteindre un minimum de 10.22 mm en juillet. La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans le tableau I.2 et illustrée sur la figure I.6

Tableau I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle de la ville de Djelfa (1990-2016)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	38.56	31.84	23.42	29.0	36.98	32.27	31.64	33.65	35.80	19.64	10.22	22.25

Source: O.N.M Djelfa (2017)

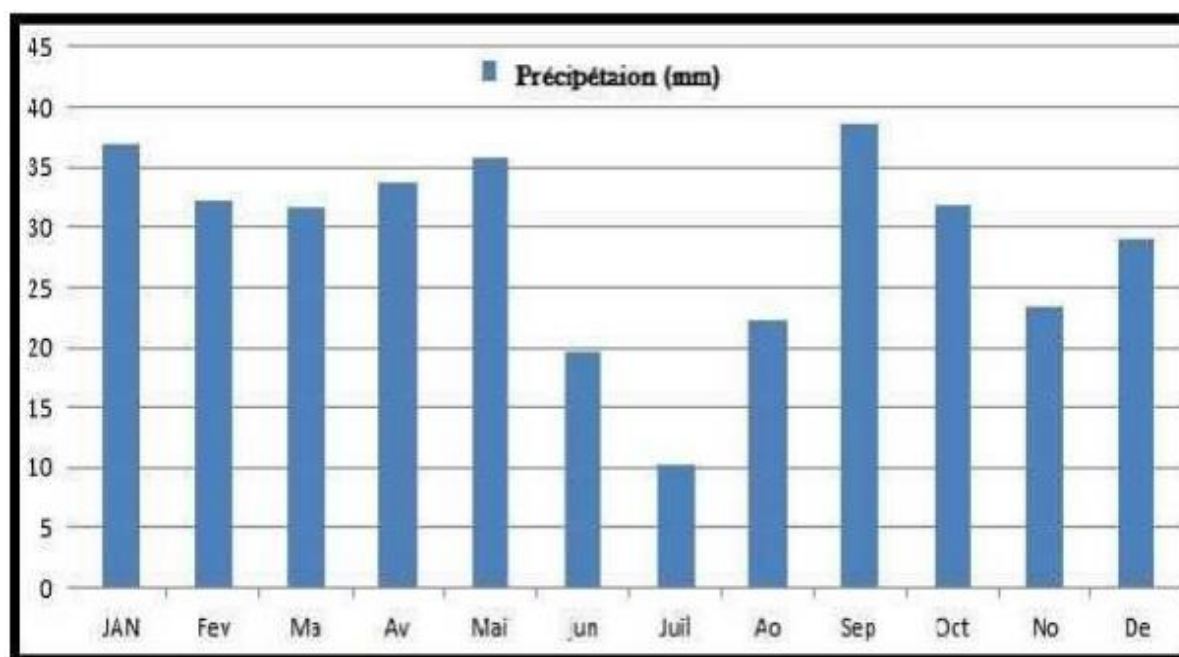


Figure I.6 : Variations des précipitations moyennes mensuelles de la station de Djelfa (1990-2016)

I.4.4 Gelée

On observe cette situation de novembre à avril, avec un pic maximal en janvier et un pic secondaire en décembre.

Le tableau suivant (Tableau I-3) présente les moyennes des variations du nombre de jours de gelée.

Tableau I.3: Les variations moyennes de nombre des jours de gelée entre (1992-2020).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mrs	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Nbr de jour	0	0	6.3	10.4	14.8	8.9	4.4	1.2	0	0	0	0

Source: O.N.M Djelfa (2020)

I.4.5 Le vent

La variation saisonnière de la vitesse du vent reste relativement constante pendant la période d'observation. D'autre part, la vitesse maximale du vent ne dépasse pas 4.58 m/s en avril, tandis que la vitesse minimale (3.17 m/s) est observée en août. Le tableau ci-dessus présente les variations mensuelles de la vitesse du vent entre 1990 et 2016.

Tableau I.4: la vitesse de vent en (m/s) pendant la période (1990-2016).

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout
Vents m/s	3.27	3.48	3.77	4.45	4.09	4.19	4.44	4.58	4.29	3.7	3.97	3.17

Source: O.N.M Djelfa (2017)

Conclusion

Dans cette partie, nous avons identifié les données essentielles relatives à notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique et climatologique. Ces données constitueront la base de notre projet visant à étudier la conception du réseau en eau potable du plan d'occupation de sol (POS) concernés.

***CHAPITRE II : Evaluation des
besoins en eau de l'agglomération***

Introduction

Pour estimer les besoins en eau d'une agglomération, nous devons établir une norme fixe pour chaque catégorie de consommateurs. Cette norme unitaire, appelée dotation, est la quantité d'eau nécessaire par unité de consommation (individu, élève, lit, etc.). Cette estimation des besoins en eau dépend de plusieurs facteurs tels que l'évolution de la population, les équipements sanitaires, le niveau de vie de la population, etc. De plus, elle varie d'une période à l'autre et d'une agglomération à une autre. L'étude actuelle se base sur le (POS), les orientations du plan d'urbanisation et les équipements.

II.1. Evaluation de la Population future

Concernant la ville nouvelle BAHARARA (POS21), nous avons deux types d'habitation le premier est une habitation collective et le second est une habitation individuelle.

Pour les logements collectifs, nous fixons un taux d'occupation de sept (07) personnes par logement pour l'horizon de d'étude 30 ans, et sachant qu'il y a 2400 logements sur le site (POS 21), le nombre de résidents sera

$$P_{log coll} = 2400 \times 07 = 16800 \text{ hab}$$

Pour l'habitation individuelle, on a 2555 habitants, d'après la monographie de Djelfa ; le taux d'accroissement annuel moyen de la ville de Djelfa est de 2.5 %.

Source : Monographie de Djelfa, 2022

Nous pouvons utiliser la formule d'intérêt suivante pour estimer l'évolution démographique d'une population sur différentes périodes de temps.

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad [\text{hab}] \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- ❖ P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab.).
- ❖ P_0 : population de l'année de référence (hab.).
- ❖ τ : taux d'accroissement annuel de la population.
- ❖ n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Le tableau ci-dessous représente la variation de la population du groupe à différentes horizons :

Tableau II. 1 : Évaluation de la population aux différents horizons d'étude

Année	2024	2039	2054
Nombre d'habitants collective	0	16800	16800
Nombre d'habitants individuelle	0	3700	5360
Nombre d'habitants total	0	20500	22160

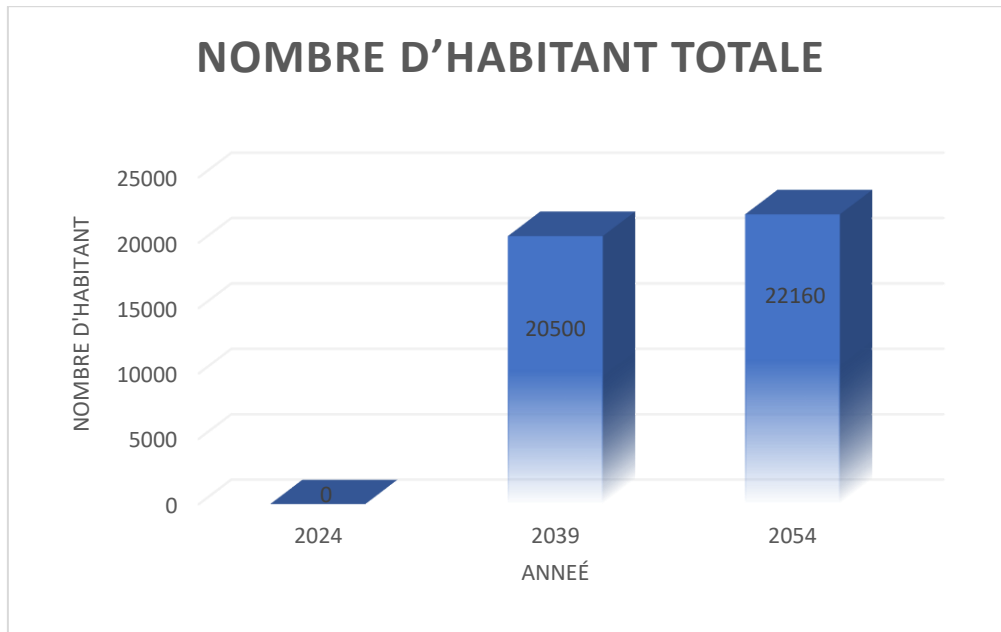


Figure II.1 : Évaluation de la population aux différents horizons d'étude.

II.2 Catégories de consommation de la région d'étude

Il est essentiel de réaliser un recensement de toutes les catégories de consommation existantes au sein de notre agglomération afin de garantir la quantité et la qualité d'eau potable nécessaires pour l'ensemble de la population.

Pour notre cas, nous avons les :

- Besoins domestiques.
- Besoins sanitaires.
- Besoins scolaires.
- Besoins socioculturels et commerciaux.
- Besoins administratifs et publics.
- Besoins sportifs.

II.3 Evaluation de la consommation journalière

L'estimation de la demande en eau dans les zones urbaines nécessite une norme consommateurs dans chaque catégorie. La norme unitaire (dotation) est définie comme la quantité de Consommation moyenne d'eau par utilisateur et par jour. Cela dépend de la situation économique, de la disponibilité des ressources, l'utilisation des appareils ménagers modernes, les activités Industrielles qui influencent les changements de la demande et les changements saisonniers dans les zones urbaines. La valeur minimale est atteinte en hiver et la valeur maximale est atteinte en été en raison de l'augmentation de la consommation dû au temps chaud.

II.3.1 La consommation journalière moyenne

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombres d'usagers formant le type de consommateurs :

$$Q_{moy\ j} = \frac{N_i * DOT}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en m^3/j .
- Dot : dotation journalière en $l/j/hab$.
- N : nombre de consommateurs (d'habitants).

II.3.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateurs

II.3.2.1 Les besoins en eau domestique

Les besoins en eau domestique sont principalement influencés par l'augmentation démographique et l'amélioration du niveau de vie. Étant donné le caractère urbain de la zone à desservir, les besoins en eau seront estimés sur la base d'une allocation de 150 l/j/habitant, adoptée par la DRE de la wilaya de Djelfa.

Les résultats sont affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2: Les besoins domestiques moyens à l'horizon 2054

Nombre d'habitants	22160
Dotation (l/ha/j)	150
Q_{moy.j} (m³/j)	3324,10
Q_{moy.j} (l/s)	38,47

Source: DRE 2024

II.3.2.2 Besoins scolaires

Les besoins en eau pour le secteur de l'éducation englobent les quantités d'eau nécessaires aux crèches, écoles primaires, aux collèges et aux lycées, qu'ils soient publics ou privés, ainsi qu'aux centres de formation et la bibliothèque. Ces besoins sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Les besoins en eau scolaires

Équipements	Nombre	Nombre d'unités	Dotation (l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m ³ /j)
Ecole primaire	5	1500	15	Elève	22,50
CEM	3	1800	15	Elève	27
Lycée	1	660	20	Elève	13,70
Crèche	2	120	50	Elève	6
Bibliothèques	1	100	15	Personne	1,5
Centre formation	1	155	20	Elève	3,1
Total					73,8

II.3.2.3 Besoins sanitaires

Les besoins en eau dans le secteur de la santé correspondent à la quantité d'eau nécessaire pour faire fonctionner les diverses installations médicales.

Tableau II.4: Besoins en eau dans le secteur de la santé

Equipements	Nombre	Nombre d'unités	Dotation (l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m ³ /j)
Centre de santé	2	150	20	Malade	3
Pharmacie	1	03	10	Vendeur	0,03
Total					3,03

II.3.2.4. Besoins administratifs et publics

La zone d'étude est équipée de plusieurs installations administratives et publiques pour répondre à ses besoins en eau. Le tableau suivant présente ces besoins:

Tableau II.5: Besoins en eau administratifs et publics

Equipements	Nombre d'unités	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m ³ /j)
Antenne APC	45	10	Employé	0,45
Sécurité	72	10	Police	0,72
Bureau de Poste	20	15	Employé	0,3
Agence bancaire	15	15	Employé	0,225
Jardin public	11650	10	(m ²)	116,5
Total				118,195

II.3.2.5 Besoins socioculturels et commerciaux

Les besoins en eau pour les usages culturels et commerciaux englobent les quantités d'eau nécessaires pour des lieux tels que les mosquées et les structures commerciales. Ces besoins sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Besoins en eau socioculturels et commerciaux

Equipements	Nombre	Nombre d'unités	Dotation (l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m ³ /j)
Mosquée	2	900	20	Fidèle	18
Commerce	1	30	10	Vendeur	0,3
Total					18,3

II.3.2.6. Besoins en eau sportifs

La zone d'étude est équipée de complexes sportifs comprenant des salles de sport, une piscine semi-olympique, des terrains de football et de basket-ball, ainsi qu'une maison de jeunes. Pour répondre à leurs besoins en eau, nous les avons répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Besoins en eau sportifs.

Equipements	Nombre	Nombre d'unités	Dotation (l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m ³ /j)
Piscine semi olympique	1	150	180	Visiteur	27
Salle de sport	3	100	10	Sportif	1
Terrains de football	4	80	10	Joueur	0,8
Terrains de basket-ball	2	20	10	Joueur	0,2
Maison de jeunes	1	50	20	Jeune	1
Total					30

II.3.2.7 Récapitulation des besoins en eaux de l'agglomération

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau II.8: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2054).

Type de besoins	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Q _{moy.j} (l/s)
Les Besoins domestiques	3324,10	38,47
Les Besoins scolaires	73,8	0,85
Les Besoins sanitaires	3,03	0,035
Les Besoins administratifs et publiques	118,195	1,36
Les Besoins socioculturels et commerciaux	18,3	0,211
Besoin en eau sportifs	30	0,34
Total	3567,425	41,28

Pour assurer une consommation journalière adéquate et compenser les pertes causées par divers facteurs, tels que la consommation non quantifiée (illégal), les fuites dans le réseau d'adduction, les pertes dans le système de distribution influencées par divers facteurs tels que le type de tuyau, le vieillissement de l'infrastructure, la variété des équipements hydrauliques, la topographie du terrain et la qualité des opérations de maintenance, ainsi que les fuites chez le consommateur (robinets) et la qualité de la pose. La consommation moyenne journalière est majorée de 20 %, on applique l'équation suivante :

$$Q'_{\text{moy.j totale}} = 1.20 \times Q_{\text{moy.j totale}} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

Alors :

$$Q'_{\text{moy.j totale}} = 4280,91 \text{ (m}^3\text{/j)} = 49,53 \text{ (l/s)}$$

II.4. Etude des variations de la consommation

Avant de démarrer tout projet, il est important de comprendre la situation de la consommation de l'agglomération, ce qui nous permettra de mieux comprendre le fonctionnement de tous les éléments du système d'approvisionnement en eau potable et leur dimensionnement. La quantité d'eau potable n'est pas uniforme et varie entre des niveaux maximums et minimums, exhibant des coefficients d'irrégularité, désignés respectivement par K_{max}, j_r et K_{min}, j_r.

II.4.1 La consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière correspond au jour de l'année où la demande en eau est la plus élevée, déterminée par un coefficient d'irrégularité journalière maximale $K_{max\ jr}$.

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

Il peut être calculé en divisant la consommation maximale journalière par la consommation moyenne journalière.

Soit :

$$K_{max\ jr} = Q_{max.j} / Q'_{moy.j} \dots\dots\dots(II.4)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier (m^3/jr).

$Q'_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/jr).

$K_{max.j}$: coefficient d'irrégularité varié entre : (1.1 -1.3).

NB : pour notre étude on prend $K_{max.jr} = 1,3$.

II.4.2 Consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière correspond au jour de l'année où la demande en eau est la plus faible, représentée par $K_{min\ jr}$, qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière. Par conséquent, la consommation minimale peut être déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

$Q_{min. jr}$: consommation minimale journalière (m^3/j).

$Q'_{moy.j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j).

$K_{min.j}$ est compris entre : (0.7 -0.9).

NB : pour notre étude on prend $K_{min.j} = 0.7$.

Après avoir défini le débit moyen journalier et attribué des valeurs aux deux coefficients, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Consommation maximale et minimale journalière

Horizons	Q'moy.j		Kmax.j	Qmax.j		Kmin.j	Qmin.j	
	(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)
2054	4280,91	49,53	1.3	5565,18	64,41	0.7	2996,63	34,67

II.4.3 Etude des variations des débits horaires

II.4.3.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire représente la moyenne de la consommation sur une période d'une heure, calculée en se basant sur la journée la plus active sur une durée de 24 heures.

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{max jr}}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.6)}$$

Avec :

Q_{moy h} : débit moyen horaire en (m³/h)

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

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{5565,18}{24} = 231.88 \text{ (m}^3\text{/h)}.$$

II.4.3.2 Débits horaires par la méthode des coefficients d'irrégularité

Ces débits sont intégrés dans les divers calculs du réseau de distribution.

II.4.3.2.1 Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire est calculé en prenant en compte l'heure de pointe où la consommation est la plus élevée au cours de la journée. Cette valeur est essentielle pour le dimensionnement optimal du réseau de distribution et peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{\text{maxh}} = Q_{\text{moy h}} \times K_{\text{max h}} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Avec :

Q_{max h} : débit max horaire en (m³/h)

Q_{moyh} : débit moyen horaire en (m³/h)

K_{max h} : coefficient d'irrégularité maximum horaire

- **Coefficient d'irrégularité maximum horaire (K_{maxh})**

Ce coefficient représente l'augmentation de la demande par heure pendant la journée, en tenant compte de l'augmentation de la population, du niveau de confort et du fonctionnement

de l'industrie. Il peut être subdivisé en deux coefficients différents, α_{max} et β_{max} , selon la relation suivante :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec :

α_{max} : qui tient compte de l'importance de l'agglomération, du confort des équipements de l'agglomération, du régime de travail et des habitudes de la population, varie généralement de 1.2 à 1.4. Pour notre cas, nous allons utiliser **$\alpha_{max} = 1.3$** .

β_{max} : coefficient fortement lié à la croissance démographique et varie en fonction du nombre d'habitants. Voici les variations de ce coefficient présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.10: Variations du coefficient β_{max} .

Population (hab) ($\times 10^3$)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Étant donné que le nombre d'habitants de la zone d'étude (POS21) est égal à 22 160 habitants, la valeur du coefficient β_{max} correspondant est : **$\beta_{max} = 1.1892$**

Alors :

Tableau II.11: Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas.

Coefficient	α_{max}	β_{max}	$K_{max h}$
Valeur	1,3	1,1892	1,545

Le débit maximum horaire devient :

$$Q_{maxh} = 231,88 \times 1,545 = 358,25 \text{ (m}^3\text{/h)} = 99.51 \text{ (l/s)}.$$

II.4.3.2.2 Débit minimum horaire

La consommation d'eau minimale correspond à la journée la moins chargée de l'année et est calculée selon la relation suivante :

$$Q_{min h} = Q_{moy h} \times K_{min h} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots\text{(II.9)}$$

Avec :

Q_{min h} : débit min horaire en (m³/h)

Q_{moyh} : débit moyen horaire en (m³/h)

K_{minh} : coefficient d'irrégularité minimum horaire

- **Coefficient d'irrégularité minimum horaire (K_{min})**

Ce coefficient est essentiel pour calculer le débit horaire minimal, ce qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau en termes de pression dans le système. Il peut être subdivisé en deux coefficients différents, α_{min} et β_{min}, selon la relation suivante :

$$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots\text{(II.10)}$$

Avec :

α_{min} : Le coefficient α_{min} est utilisé pour prendre en compte le confort des installations de la localité et le mode de fonctionnement du travail. Il varie généralement de 0.4 à 0.6, mais dans notre cas, nous utilisons α_{min}= 0.6.

β_{max} : coefficient fortement lié à l'accroissement démographique et varie en fonction du nombre d'habitants. Voici les variations de ce coefficient présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12: Variations du coefficient β_{min}.

Population (hab) (×10³)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
B_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

Étant donné que le nombre d'habitants de la zone d'étude (POS21) est égal à 22 160 habitants, la valeur du coefficient β_{min} correspondant est : β_{min} = 0.542

Alors :

Tableau II.13 : Coefficient d'irrégularité horaire de la zone d'étude

Coefficient	α_{min}	β_{min}	Kmin h
Valeur	0.6	0.542	0,32

Le débit minimum horaire devient :

$$Q_{minh} = 231,88 \times 0,32 = 75,40 \text{ (m}^3\text{/h)} = 20.49 \text{ (l/s)} .$$

II.4.3.3 Débits horaires par la méthode graphique

La variation des débits horaires au cours d'une journée est graphiquement représentée en corrélation avec le nombre d'habitants. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Basons-nous sur [« extrait de l'ouvrage d'AEP d'ABRAMOV (édition 1982) »].

Dans notre cas, nous optons pour une distribution démographique allant de 10 001 à 50 000 habitants d'ici à l'horizon 2054, avec une population totale projetée de **22 160 habitants**.

Tableau II.14: Détermination de la variation des débits horaires.

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	C%	(m ³ /h)	C%	(m ³ /h)
00-01	1.5	83.4777	1,5	83.4777
01-02	1.5	83.4777	3	166.9554
02-03	1.5	83.4777	4,5	250.4331
03-04	1.5	83.4777	6	333.9108
04-05	2.5	139.1295	8,5	473.0403
05-06	3.5	194.7813	12	667.8216
06-07	4.5	250.4331	16,5	918.2547
07-08	5.5	306.0849	22	1224.3396
08-09	6.25	347.82375	28,25	1572.16335
09-10	6.25	347.82375	34,5	1919.9871
10-11	6.25	347.82375	40,75	2267.81085

11-12	6.25	347.82375	47	2615.6346
12-13	5	278.259	52	2893.8936
13-14	5	278.259	57	3172.1526
14-15	5.5	306.0849	62,5	3478.2375
15-16	6	333.9108	68,5	3812.1483
16-17	6	333.9108	74,5	4146.0591
17-18	5.5	306.0849	80	4452.144
18-19	5	278.259	85	4730.403
19-20	4.5	250.4331	89,5	4980.8361
20-21	4	222.6072	93,5	5203.4433
21-22	3	166.9554	96,5	5370.3987
22-23	2	111.3036	98,5	5481.7023
23-24	1.5	83.4777	100	5565.18
Total	100	5565.18		

D'après le tableau, le débit de pointe de la zone d'étude est de : **347,82375m³/h**

Le débit minimum est de 83,4777 m³/h.

Les évolutions de la consommation horaire journalière et de la consommation cumulée sont Représenté par **(Figure II.2)** et **(Figure II.3)**

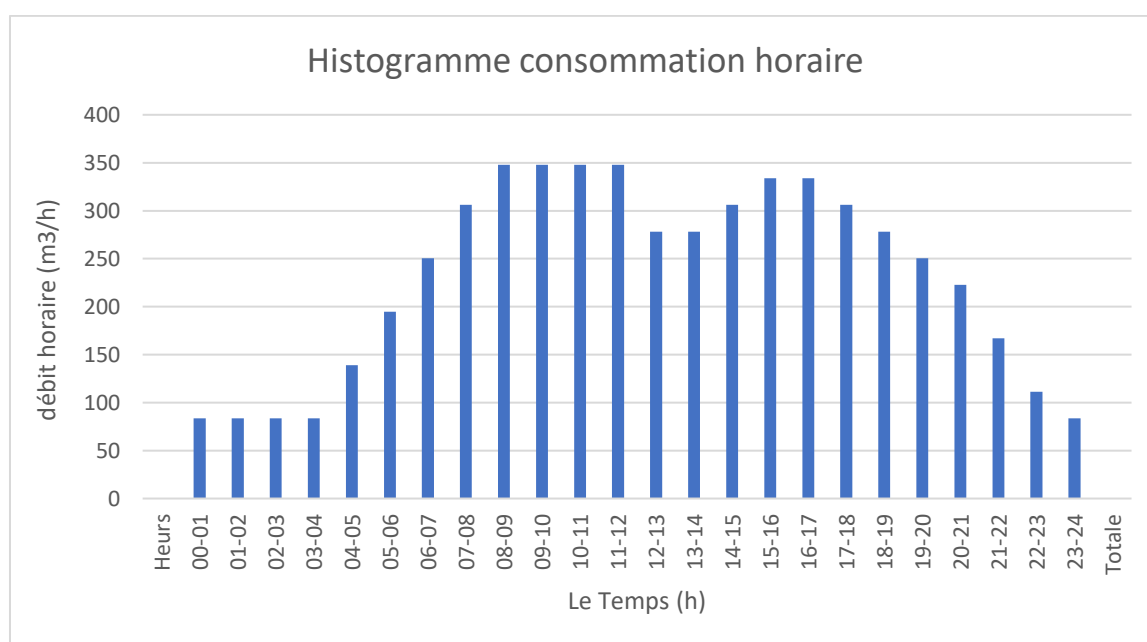


Figure II.2: Histogramme consommation horaire.

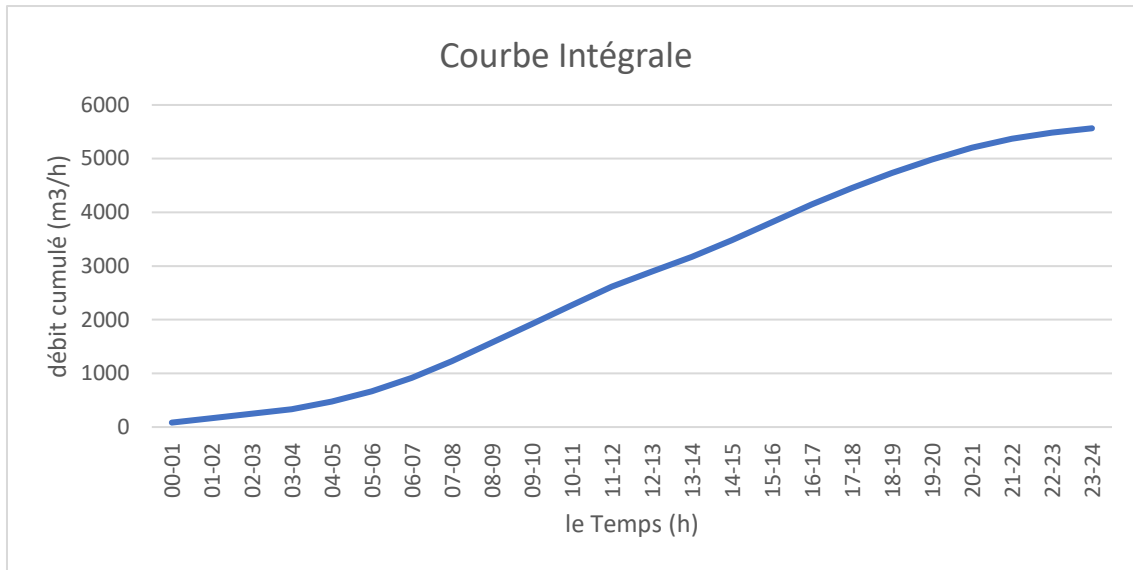


Figure II.3: Courbe Intégrale

Le tableau II.15 présente un résumé des résultats obtenus suite au calcul des différents débits projetés pour l'année 2054.

Tableau II.15: Récapitulation des résultats

Horizon	Qmoy h		Qmax.h		Qmin.h		Qmax.j	
	(m³/h)	(l/s)	(m³/h)	(l/s)	(m³/h)	(l/s)	(m³/j)	(l/s)
2054	231,88	49,53	347,82	96,61	83,47	23,13	5565,18	64,39

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué la demande en eau potable de la zone d'étude, qui sont requis par les différents types de consommateurs formant l'agglomération, afin de déterminer les débits journaliers (maximum et minimum).

***CHAPITRE III : Ouvrages de
stockage de l'eau***

Introduction

Les réservoirs de stockage d'eau potable sont indispensables pour garantir un approvisionnement sûr et accessible en eau potable, ce qui revêt une importance capitale pour la santé publique, la croissance économique et le bien-être des populations. Ils jouent un rôle crucial en assurant la liaison avec les réseaux de distribution et d'adduction. Ces structures hydrauliques sont spécifiquement conçues pour collecter et distribuer l'eau de manière continue, tout en régulant précisément les débits et les pressions au sein du réseau de distribution. Une planification méticuleuse de leur dimensionnement est essentielle pour assurer un fonctionnement efficace et une capacité suffisante pendant les périodes de forte demande.

III.1 Fonctions des réservoirs

Les réservoirs d'eau sont généralement nécessaires pour assurer un approvisionnement adéquat en eau potable à une agglomération. Ils sont principalement nécessaires en raison de la différence entre le débit de captage (Habituellement constant, et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variant en fonction de l'heure de la journée).

Les différentes fonctions des réservoirs peuvent être regroupées sous cinq rubriques principales :

- Un réservoir agit comme un régulateur de débit entre le système d'adduction et le système de distribution, c'est-à-dire qu'il permet d'ajuster la production à la consommation.
- Il agit également comme un régulateur de pression à n'importe quel point du réseau, assurant ainsi aux abonnés une pression adéquate et relativement constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier lors de la mise en marche ou de l'arrêt.
- Si la topographie ne permet pas au réservoir de fournir une pression suffisante à toute la zone urbaine, la construction d'un réservoir surélevé (ou château d'eau) devient nécessaire, ce qui constitue l'un des problèmes distinctifs identifiés lors du diagnostic.
- Le réservoir joue un rôle crucial dans la sécurité contre les risques d'incendie et les demandes en eau exceptionnelles.
- En outre, il présente un avantage économique en permettant des économies substantielles sur les investissements nécessaires dans le réseau de distribution, notamment en réduisant le diamètre des conduites principales.

III.2 Emplacement des réservoirs

Le choix de l'emplacement du réservoir constitue souvent un défi complexe à résoudre. Pour cela, nous devons tenir compte de certains points, à savoir :

- Il est important de choisir l'emplacement du réservoir afin d'assurer une pression adéquate pour les abonnés.
- Il est nécessaire de fournir de l'eau au réseau de distribution par gravité, ce qui nécessite que le réservoir soit situé à une altitude supérieure à celle de l'agglomération.

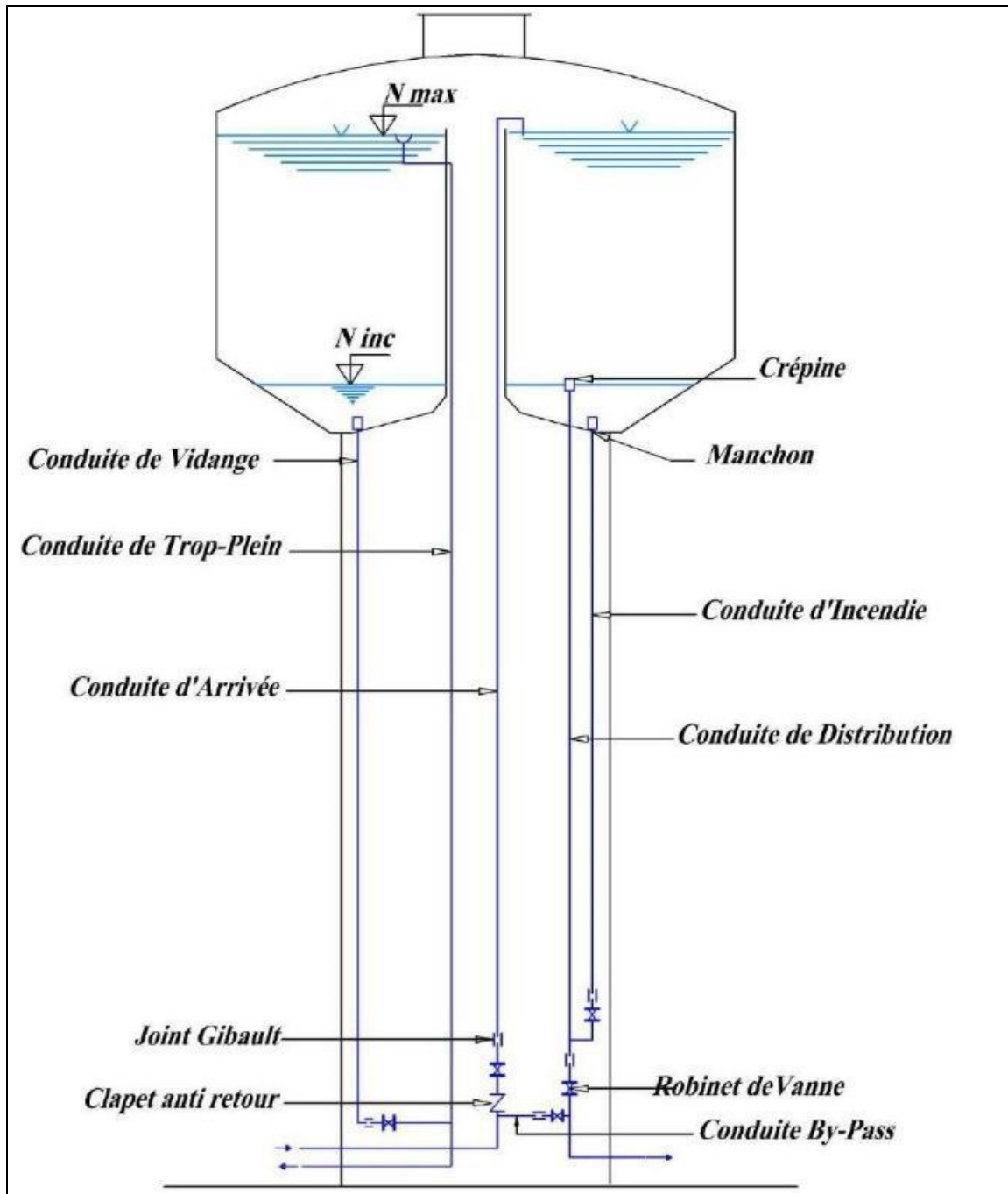


Figure III.1 : Équipements du château d'eau.

III.3 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon plusieurs critères :

III.3.1 Selon le matériau

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

III.3.2 Selon la situation des lieux

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi enterrés.
- Réservoirs surélevés, sur tour.

III.3.3 D'après leurs formes

- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs rectangulaires ou carrés.
- Réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

III.4 Choix de la forme et du type du réservoir

Le choix du réservoir d'eau, avec ses différentes catégories, est influencé par plusieurs facteurs. Parmi ceux-ci, on peut citer :

- Conditions topographiques (volume requis, nature du sol).
- Conditions géotechniques (matériau du réservoir, qualité de l'eau).
- Conditions hydrauliques (système de distribution, coût, niveau de maintenance).
- Conditions économiques (coût). [1]

Notre étude vise à maintenir une structure de stockage d'eau afin de répondre aux besoins quantitatifs des consommateurs de la région dans le futur. Dans notre situation, étant donné qu'il s'agit d'une zone presque plate, nous optons pour un réservoir surélevé (château d'eau).

Ce type de réservoir est sélectionné en raison de plusieurs avantages :

- Économies sur les coûts de construction.
- Simplification de l'étude architecturale.
- Facilité de réalisation de l'étanchéité.
- Conservation d'une température stable de l'eau stockée.

III.5 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation

La détermination de la capacité des réservoirs varie d'une zone à une autre et dépend des fluctuations des débits à l'entrée et à la sortie des réservoirs, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des installations situées en amont et d'autre part des variations de la demande. Généralement, on calcule la capacité en prenant en considération les fluctuations quotidiennes lors de la journée de consommation maximale ainsi que la réserve d'eau allouée aux incendies.

III.6 Principe du calcul

Pour évaluer la capacité d'un réservoir, deux méthodes peuvent être utilisées :

III.6.1 Méthode graphique

Dans cette méthode, les courbes de la consommation maximale quotidienne et de l'alimentation gravitaire par le réservoir sont tracées sur une période de 24 heures. On calcule le résidu maximal quotidien en ajoutant les différences en valeur absolue entre les deux extrêmes de la courbe de consommation et celle de l'alimentation.

Tableau III. 1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire par Méthode graphique.

Heure	Apport %	Apport cumulé %	Distribution %	Distribution cumulé %	La différence entre les cumules
00--01	4.17	4.17	1.5	1.5	2.67
01--02	4.17	8.34	1.5	3	5.34
02--03	4.17	12.51	1.5	4.5	8.01
03--04	4.17	16.68	1.5	6	10.68
04--05	4.17	20.85	2.5	8.5	12.35
05--06	4.17	25.02	3.5	12	13.02
06--07	4.17	29.19	4.5	16.5	12.69
07--08	4.17	33.36	5.5	22	11.36
08--09	4.17	37.53	6.25	28.25	9.28
09--10	4.17	41.7	6.25	34.5	7.2
10--11	4.17	45.87	6.25	40.75	5.12
11--12	4.17	50.04	6.25	47	3.04
12--13	4.17	54.21	5	52	2.21
13--14	4.17	58.38	5	57	1.38
14--15	4.17	62.55	5.5	62.5	0.05
15--16	4.17	66.72	6	68.5	-1.78
16--17	4.17	70.89	6	74.5	-3.61
17--18	4.17	75.06	5.5	80	-4.94
18--19	4.17	79.23	5	85	-5.77
19--20	4.17	83.4	4.5	89.5	-6.1
20--21	4.17	87.57	4	93.5	-5.93
21--22	4.17	91.74	3	96.5	-4.76
22--23	4.17	95.91	2	98.5	-2.59
23--24	4.17	100	1.5	100	0.08
Total	100	/	100	/	/

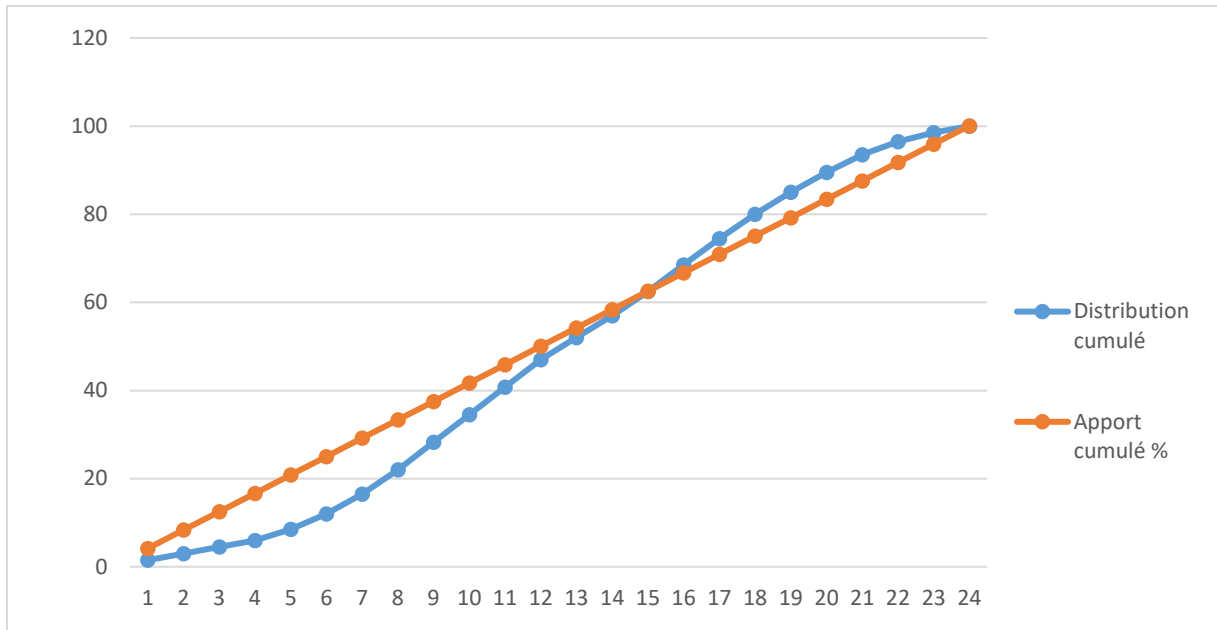


Figure III.2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

Pour calculer la capacité de réservoir on utilise la formule suivante :

$$R_{max} = |d| + |d'| \text{ (%) } \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

Avec :

d : écart inférieur entre l'apport et la consommation.

d' : écart supérieur entre l'apport et la consommation.

V_r : Le volume résiduel (m³).

Q_{max,j} : Le débit maximum journalier m³/j.

Nous déterminons R_{max} (%) à partir de la courbe (III.1) :

$$R_{max} = |13.02| + |-5.93| = 18.95$$

Alors :

Le volume de régulation **V_r** est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} \cdot R_{max}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

$$V_r = \frac{(5565,18 \cdot 18,95)}{1000} = 1054,60 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera : **V_t = V_r + V_{inc}.....(III.3)**

Avec :

V_t : Le volume totale de réservoir (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie estimé pendant deux heures avec un débit de 60 m³/h.

Alors : **V_t = 1054.60+120 = 1174.60 m³**

Le volume de réservoir normalisé : **VT=1500 (m³).**

III.6.2 Méthode Analytique

La méthode analytique implique de calculer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée, ce qui nécessite de déterminer le pic du résidu entre le débit d'alimentation et le débit de consommation.

Le volume de régulation peut être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$Vr = \frac{\alpha \times Q_{\max,j}}{100} (m^3) \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

V_r : Le volume résiduelle (m³).

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

Q_{max,j} : La consommation maximale journalière (m³/j).

La capacité du réservoir est déterminée analytiquement d'après le tableau suivant :

Tableau III.2: Détermine la capacité de stockage.

Heure	Consommation horaire (%)	Apport (%)	Arrivée d'eau au réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
0—1	1,5	4,17	2,67	-	8,85
1—2	1,5	4,17	2,67	-	11,52
2--3	1,5	4,17	2,67	-	14,19
3--4	1,5	4,17	2,67	-	16,86
4--5	2,5	4,17	1,67	-	18,53

Heure	Consommation horaire (%)	Apport (%)	Arrivée d'eau au réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
5--6	3,5	4,17	0,67	-	19,20
6--7	4,5	4,17	-	0,33	18,87
7--8	5,5	4,17	-	1,33	17,54
8--9	6,25	4,17	-	2,08	15,46
9--10	6,25	4,17	-	2,08	13,38
10--11	6,25	4,17	-	2,08	11,3
11--12	6,25	4,17	-	2,08	9,22
12--13	5	4,17	-	0,83	8,39
13--14	5	4,17	-	0,83	7,56
14--15	5,5	4,17	-	0,5	6,23
15--16	6	4,17	-	1,33	4,4
16--17	6	4,17	-	1,83	2,56
17--18	5,5	4,17	-	1,33	1,17
18--19	5	4,17	-	0,83	0,33
19--20	4,5	4,17	-	0,33	0
20--21	4	4,17	0,17	-	0,17
21--22	3	4,17	1,17	-	1,34
22--23	2	4,17	2,17	-	3,51
23--24	1,5	4,17	2,67	-	6,18

La fraction horaire du débit maximum journalier notre cas :

$$\alpha = 19.20 \%$$

Le volume de régulation dans notre situation est le suivant :

$$Vr = \frac{19.20 \times 5565,18}{100} = 1068.51 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera :

$$V_t = 1068.51 + 120 = 1188.51 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir normalisé : $V_T = 1500 \text{ (m}^3\text{)}$.

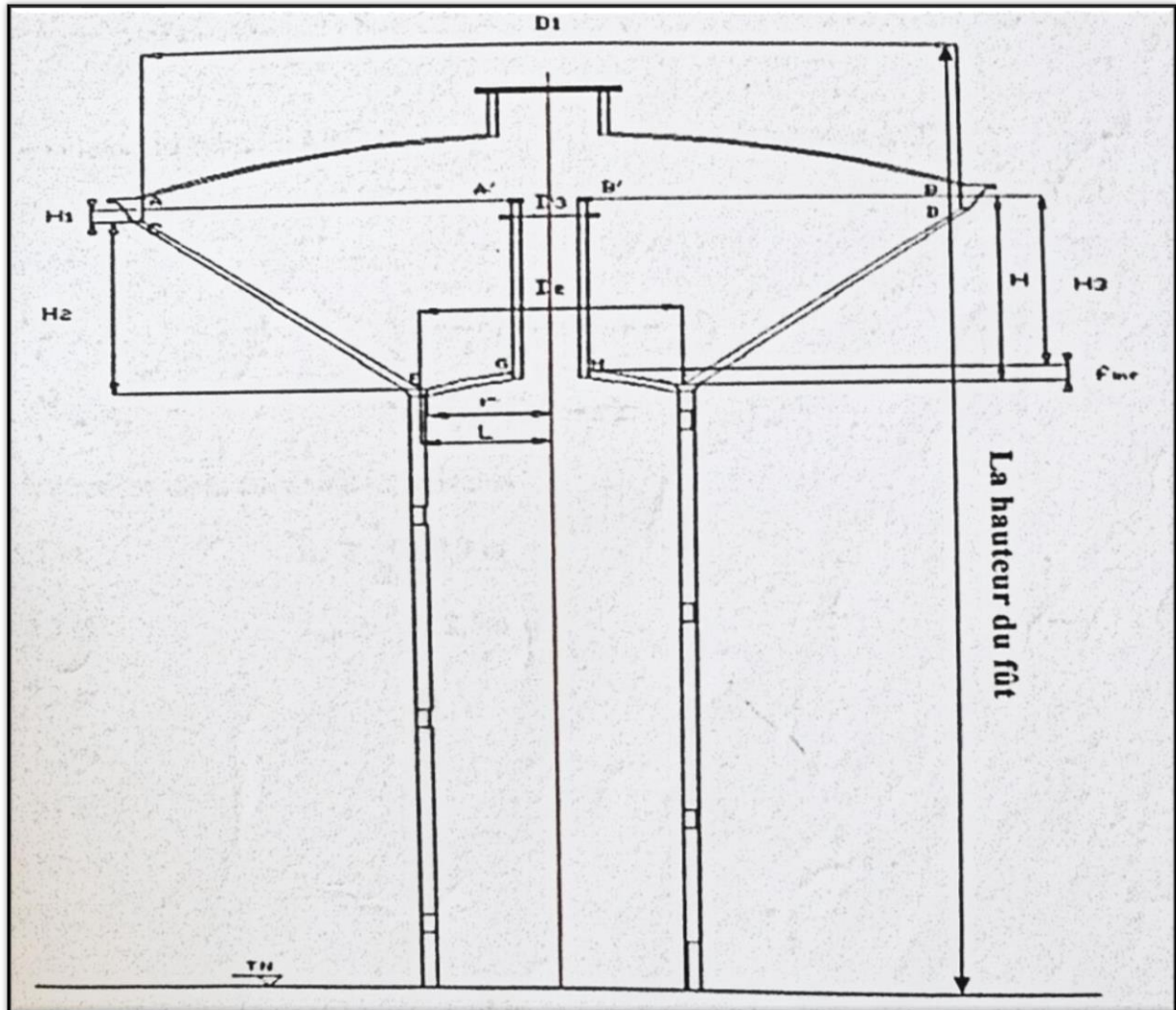


Figure III.3: Les dimensions générales d'un château d'eau

III.7 Forme des réservoirs

Pour ce qui est de la forme des réservoirs, nous choisissons la forme un réservoirs surélevés de forme tronconique puisqu'il offre des avantages tels qu'un espace de stockage efficace, une stabilité structurelle accrue et une facilité d'entretien.

III.7.1 Les dimensions générales :

Dans son livre "Traité de béton armé tome 6", Fonlladosa [GUER.] a exposé les équations permettant de calculer les dimensions préliminaires d'un réservoir d'un volume V.

'après les formules données :

$$D1 = 1.405 * \sqrt[3]{Vt} = 1.405 * \sqrt[3]{1500} = 16.08 \text{ m} \text{ On prend : } D1 = 16,00 \text{ m}$$

$$H2 = 0.460 * D1 = 0.460 * 16.00 = 7.39 \text{ m}$$

$$H1 = 0.10 * D1 = 0.10 * 16.00 = 1.608 \text{ m}$$

$$H = 7.39 + 1.608 = 9 \text{ m}$$

$$r = \frac{D}{2} = 8 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{r^2 + h^2} = \sqrt{8^2 + 9^2} = 12.04 \text{ m}$$

Calcul de la surface totale du réservoir conique :

$$\text{Surface latérale} = \pi \times r \times S = \pi \times 8 \times 12.04 = 301.59 \text{ m}$$

$$\text{Surface de la base} = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 64 \times \pi = 200.96 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale} = \text{Surface latérale} + \text{Surface de la base} = 301.59 + 200.96 = 502.55 \text{ m}^2$$

Avec :

Vt : capacité normalisée du réservoir (m³)

H : hauteur totale de la cuve

H1 : Hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de la ceinture supérieure

H2 : Hauteur d'eau utile

D1 : Diamètre intérieur de la cuve

r : Le rayon

Ci-dessous, vous trouverez le tableau présentant les valeurs de (D, H, H2, r) pour le stockage du réservoir estimé à l'horizon de l'étude :

Tableau III.3: Dimensions du réservoir.

Réservoir	Volume	Hauteur totale de la cuve	Hauteur d'eau utile	Diamètre intérieur de la cuve	Hauteur d'incendie
Projeté	1500 m ³	9 m	7.40 m	16 m	0.24 m

Remarque

Compte tenu du terrain plat, nous avons choisi de placer un château d'eau à la cote de terrain (CT = 1185 m). La cote piézométrique au point d'implantation est de CP = 1200 m.

La hauteur de la tour H sera de :

$$CPR = CTR + H$$

CPR : Cote piézométrique du réservoir (m).

CTR : Cote de terrain naturel du réservoir (m).

H : Hauteur du réservoir (m). (Hauteur de la tour)

Application

$$H = CPR - CTR = 1200 - 1185 = 15\text{m.}$$

III.8 Equipements des réservoirs

Le réservoir doit être équipé de :

III.8.1 Conduite d'arrivée

De préférence en siphon noyé ou pas le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux. [1]

III.8.2 Conduite de départ

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. [1]

L'extrémité est munie d'un crépin courbé pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse. [1]

III.8.3 Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant 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. [1]

III.8.4 Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sole (difficulté de manœuvre). [1]

III.8.5 Conduite by-pass

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé son entretien. [4]

III.8.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition particulière des tuyauteries qui permet d'arrêter le flux une fois que le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons deux types de systèmes :

- Un système à deux prises : où la réserve n'est pas adéquatement renouvelée.
- Un système à siphon : qui a l'avantage de renouveler continuellement la réserve d'incendie

III.9 Quelques recommandations sur le réservoir

- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure 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.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- ✓ Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et l'aval immédiats du réservoir.
- ✓ 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. [1]

Conclusion

Dans ce chapitre, nous pouvons en conclure que l'alimentation en eau de notre (POS) est garantie par la création d'une infrastructure de stockage, à savoir un réservoir surélevé pour lequel nous avons déterminé la capacité et les dimensions appropriées. Cette infrastructure jouera un rôle important pour répondre aux besoins en eau de notre ville pendant la période d'étude prescrite. Cela contribuera à garantir que nos communautés disposent d'un approvisionnement en eau fiable et adéquat.

***CHAPITRE IV: Dimensionnement
et conception du réseau de
distribution***

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons sélectionner le type de réseau de distribution, les différents types de conduites et leurs dimensions. Nous réaliserons des simulations à l'aide du logiciel "Water CAD" afin de vérifier les vitesses et les pressions, garantissant ainsi la continuité de l'approvisionnement en eau potable pour les habitants et assurant l'efficacité du système de lutte contre les incendies.

IV.1 Les types de réseau

Il existe plusieurs types de réseaux selon leurs principes de fonctionnement :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte.

IV.1.1 Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau composé d'une conduite principale et de conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent. Il ne garantit pas de distribution de retour. Il suffit qu'une panne survienne sur la conduite principale pour que toute la population en aval soit privée d'eau. Les conduites secondaires sont généralement sans issue et peuvent entraîner une stagnation de l'eau, ce qui peut provoquer de la corrosion et de la contamination. Pour remédier à ce problème, il est souvent utile d'installer des robinets de purge aux extrémités aval de ces conduites pour des vidanges temporaire.[1]

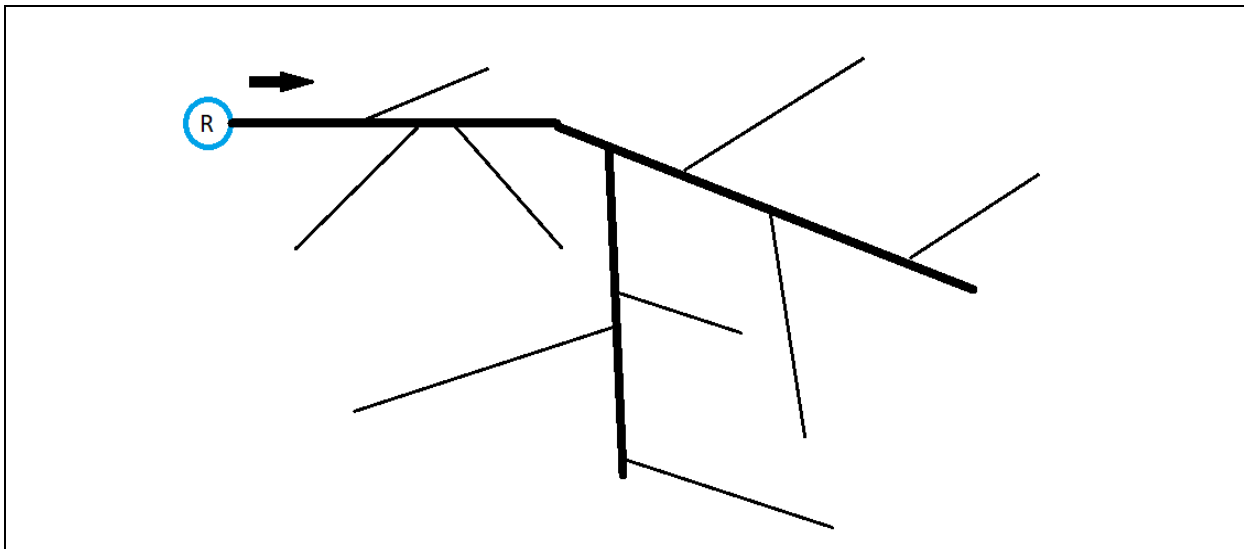


Figure IV.1: Réseau ramifié

IV.1.2 Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une maille. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.[1]

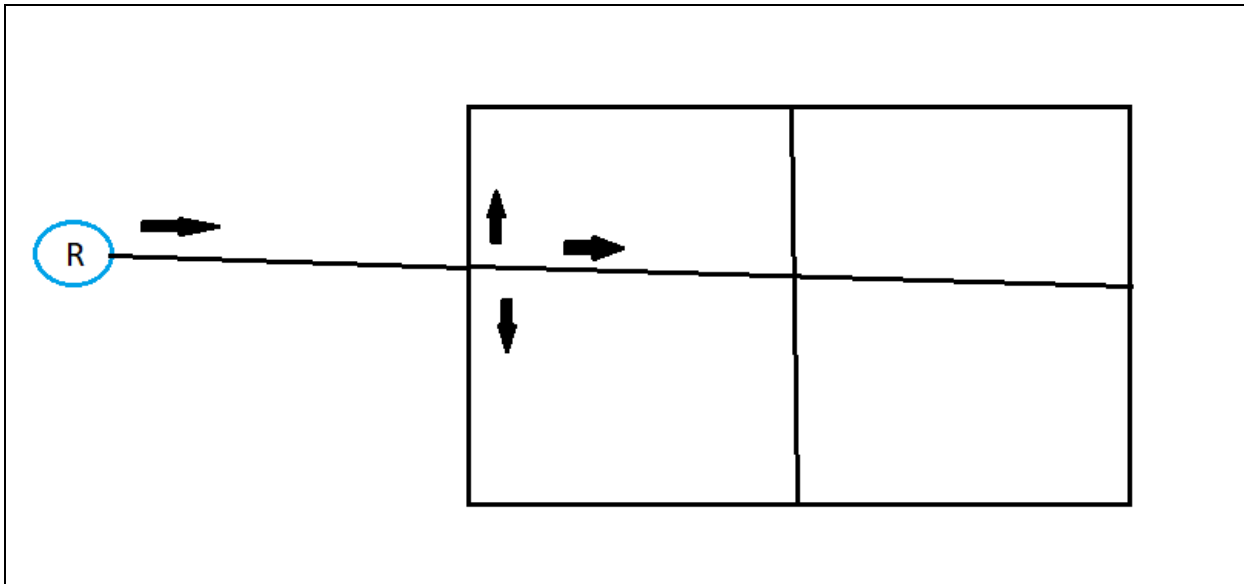


Figure IV.2: Réseau maillé

IV.1.3 Réseau combiné ou mixte

C'est une combinaison d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié.

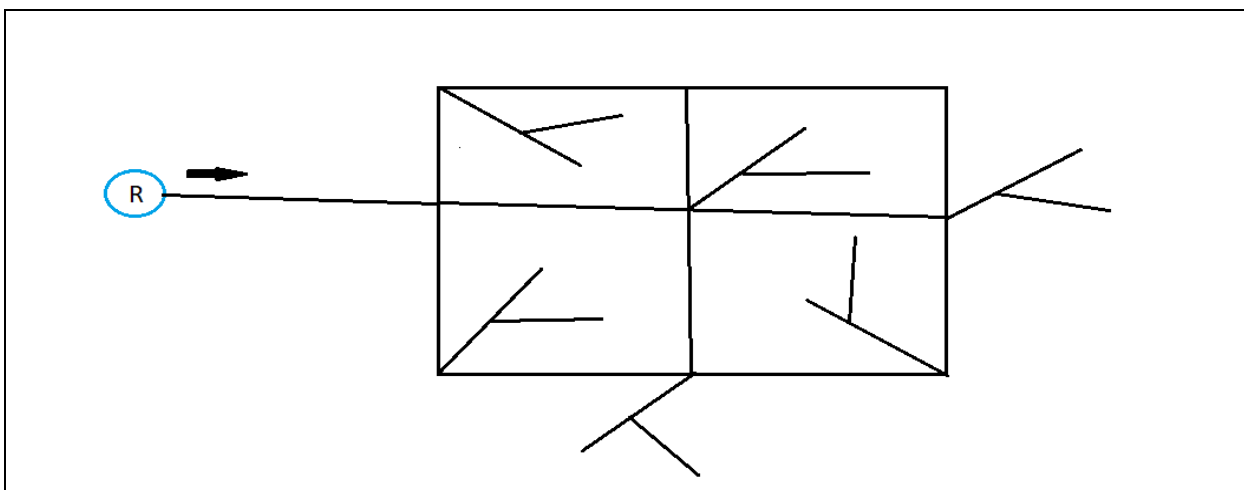


Figure IV.3 : schéma d'un réseau mixte

IV.2 Conception du réseau de distribution

Lors de la conception d'un réseau de distribution, il est essentiel de prendre en considération certains éléments :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des principaux consommateurs.
- Le relief.
- La nécessité d'assurer un service flexible et régulier.

IV.2.1 Principe de tracé du réseau maillé

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

- Repérer les quartiers à forte densité de population.
- Déterminer le sens principal de la distribution pour ces quartiers.
- Tracer les conduites principales en parallèle selon ce sens.
- Assurer une répartition équilibrée des conduites principales pour une distribution efficace de l'eau.
- Relier ces conduites principales entre elles à l'intérieur des quartiers à l'aide de conduites secondaires pour former des boucles.

IV.3 Choix du système de distribution

Il y a deux systèmes de distribution d'eau potable qui se distinguent :

- Le système à réservoir de tête.
- Le système à contre-réservoir.

En considérant la topographie de notre commune, notre étude a favorisé le système de distribution avec réservoir de tête, Dans le cadre de notre analyse, le réseau de distribution adopté est de type maillé.

IV.4 Choix du type de matériaux

Le choix du matériau utilisé dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression de service, la nature du sol, les considérations économiques (coût et disponibilité sur le marché) et la qualité de l'assemblage de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes, etc.).

Tableau IV.1: Analyse des matériaux

Matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales. Pas de joints de dilatation. Résiste à de fortes pressions.	Instable en terrain accidenté. Matériau importé. Non élastique. Exige des butées en béton.

PRV	<p>Inerte en milieu agressif.</p> <p>Résiste à de fortes pressions.</p> <p>Existant en gros diamètres.</p> <p>Production nationale.</p>	<p>Les conditions de pose sont sévères.</p> <p>Manque d'expérience sur ce type de matériau.</p> <p>Interventions délicate en cas d'avarie lors de l'exploitation.</p> <p>Durée de vie inconnue.</p> <p>Matériau cher.</p> <p>Disponibilité à savoir.</p>
PEHD	<p>Conduit flexible.</p> <p>Bonne élasticité.</p> <p>Coefficient de rugosité très faible.</p> <p>Raccordement aisé.</p> <p>Production nationale.</p> <p>Coût modéré pour les Ø < à 315mm.</p>	<p>Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses).</p> <p>Indisponibilité dans les grands diamètres.</p> <p>Coût relativement élevé pour les Ø > à 315mm.</p>
Acier	<p>Résistance aux chocs extérieurs.</p> <p>Montage aisé de pièces spéciales.</p> <p>Résiste à de fortes pressions.</p> <p>Production nationale.</p> <p>Très pratique.</p>	<p>Risque important de corrosion (protection cathodique).</p> <p>Faible élasticité.</p> <p>Risque de détérioration du revêtement extérieur.</p> <p>Soudure faites par des experts.</p>

En considération des avantages mentionnés ci-dessus, le PEHD (Polyéthylène à Haute Densité) sera sélectionné comme conduite pour notre projet.

IV.5 Calcul hydraulique du réseau maillé

Dans un réseau maillé, les débits sont déterminés en suivant ces étapes :

- Déterminer les longueurs de chaque tronçon du réseau.
- Calculer le débit spécifique.
- Calcul des débits route.
- Calculer les débits aux nœuds.
- Répartir les débits de manière arbitraire.
- Déterminer les diamètres des conduites.
- Effectuer la simulation avec "Water CAD".
- Corriger les diamètres, les pressions.

IV.6 Détermination des débits

Notre étude a favorisé le système de distribution avec réservoir de tête, Pour déterminer les différents paramètres hydrauliques du réseau, nous examinerons deux cas : le cas de pointe et le cas de pointe avec incendie.

IV.6.1 Débit spécifique

On calcule le débit spécifique en utilisant la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h} - Q_{conc}}{\Sigma Li} \quad (l/s/ml) \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique [l/s/ml].

Q_{max.h} : Débit max horaire.

Q_{conc} : Débit concentré.

Σ Li: Somme des longueurs[m].

Dans notre cas on n'a pas de débit concentré donc la formule devient :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\Sigma Li} \quad (l/s/ml) \dots\dots\dots(IV.2)$$

IV.6.2 Débit en route

Pour chaque tronçon, le débit en route est déterminé selon la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * li \quad (l/s) \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

Q_r : débit en route total (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

li : la longueur du tronçon (m).

IV.6.3 Débits nodaux

Les débits correspondants à chaque nœud seront déterminés en utilisant la formule ci-dessous :

$$Q_{n-i} = 0.5 * \Sigma Q_{ri-k} + Q_{conc} \dots\dots\dots(IV.4)$$

Avec :

Q_{n-i} : débit au nœud i

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

Q_{conc} : débits concentrés au nœud i, (pour notre projet on n'a pas du débit concentré : Q_{conc} = 0).

IV.7 Calcule les débits

IV.7.1 Cas de pointe

Les tableaux ci-dessous présentent un résumé des résultats des débits nodaux dans le cas de pointe :

$$Q_{\max.h} = 347.82375 \text{ (m}^3\text{/h)} = 96.61 \text{ (l/s)}$$

La longueur totale de réseau : $\Sigma L_i = 8668,02 \text{ (m)}$.

$$Q_{sp} = \frac{96.61}{8668.02} = 0.0111 \text{ (l/s/ml)}$$

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
1	1-2	260	0.0111	2.886	2.997
	1-6	190	0.0111	2.109	
	1-7	90	0.0111	0.999	
2	2-1	260	0.0111	2.886	7.448
	2-5	189	0.0111	2.098	
	2-3	893	0.0111	9.912	
3	3-2	893	0.0111	9.912	7.931
	3-4	274	0.0111	3.041	
	3-11	262	0.0111	2.908	
4	4-3	274	0.0111	3.041	3.907
	4-10	264	0.0111	2.930	
	4-5	166	0.0111	1.843	
5	5-2	189	0.0111	2.098	3.435
	5-4	166	0.0111	1.842	
	5-6	264	0.0111	2.930	
6	6-5	264	0.0111	2.930	4.296
	6-1	190	0.0111	2.109	
	6-9	154	0.0111	1.709	
	6-10	166	0.0111	1.843	

Nœud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
7	7-1	90	0.0111	0.999	2.747
	7-8	202	0.0111	2.242	
	7-20	203	0.0111	2.253	
8	8-7	202	0.0111	2.242	2.198
	8-9	47	0.0111	0.522	
	8-21	147	0.0111	1.632	
9	9-8	47	0.0111	0.522	2.015
	9-6	154	0.0111	1.709	
	9-12	162	0.0111	1.798	
10	10-4	264	0.0111	2.930	4.68
	10-6	166	0.0111	1.843	
	10-11	260	0.0111	2.886	
	10-12	154	0.0111	1.709	
11	11-10	260	0.0111	2.886	3.774
	11-3	262	0.0111	2.908	
	11-13	158	0.0111	1.754	
12	12-10	154	0.0111	1.709	3.158
	12-9	162	0.0111	1.798	
	12-13	253	0.0111	2.808	
13	13-11	158	0.0111	1.753	5.184
	13-12	253	0.0111	2.808	
	13-14	523	0.0111	5.805	
14	14-13	523	0.0111	5.805	5.639
	14-15	170	0.0111	1.887	
	14-22	323	0.0111	3.585	

Nœud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
15	15-14	170	0.0111	1.887	3.879
	15-16	307	0.0111	3.408	
	15-23	222	0.0111	2.464	
16	16-15	307	0.0111	3.408	5.705
	16-17	516	0.0111	5.728	
	16-23	205	0.0111	2.275	
17	17-16	516	0.0111	5.728	5.100
	17-18	199	0.0111	2.209	
	17-23	204	0.0111	2.264	
18	18-19	15	0.0111	0.166	2.392
	18-17	199	0.0111	2.208	
	18-22	217	0.0111	2.408	
19	19-18	15	0.0111	0.166	3.940
	19-20	411	0.0111	4.562	
	19-21	284	0.0111	3.152	
20	20-7	203	0.0111	2.253	4.218
	20-21	146.02	0.0111	1.620	
	20-19	411	0.0111	4.562	
21	21-20	146.02	0.0111	1.620	3.3699
	21-19	284	0.0111	3.152	
	21-8	147	0.0111	1.631	
22	22-14	323	0.0111	3.585	3.918
	22-23	166	0.0111	1.843	
	22-18	217	0.0111	2.409	
23	23-22	166	0.0111	1.941	4.609
	23-15	222	0.0111	2.557	
	23-16	205	0.0111	2.365	
	23-17	204	0.0111	2.354	

IV.7.2 Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais on tient compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s), qui doit être soutiré au point le plus défavorable qui est le nœud N15, et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe + débit d'incendie.

$$Q_{\text{max.h+inc}} = 96.61 + 17 = 113.61 \text{ (l/s)}$$

Débit nodal au point défavorable sera :

$$Q_{\text{n15}} = 3.879 + 17 = 20.879 \text{ (l/s)}$$

IV.7.3 Répartition préliminaire des débits

Après avoir calculé les débits aux différents nœuds, nous pouvons procéder à la répartition initiale des débits afin de déterminer les diamètres nécessaires pour chaque tronçon.

Tableau IV.3 : Répartition préliminaire des débits

ID Arc	Longueur (m)	Q_{point} (l/s)	Q_{point+inc}(l/s)	Débit max (l/s)
R-1	717	96.61	113.61	113.61
1-2	260	31.20	36.87	36.87
2-3	893	11.87	14.71	14.71
3-4	274	1.97	3.39	3.39
4-5	166	4.22	5.63	5.63
5-2	189	11.87	14.71	14.71
5-6	264	4.22	5.63	5.63
6-1	190	31.20	36.87	36.87
1-7	90	31.20	36.87	36.87
7-8	202	14.22	17.06	17.06
8-9	47	6.01	7.43	7.43
9-6	154	15.56	19.10	19.10
6-10	166	15.56	19.10	19.10
10-4	264	2.28	5.12	5.12

ID Arc	Longueur (m)	Qpoint (l/s)	Qpoint+inc(l/s)	Débit max (l/s)
3-11	262	1.97	3.39	3.39
11-10	260	6.58	9.77	9.77
10-12	154	6.58	9.77	9.77
12-9	162	19.56	24.52	24.52
12-13	253	22.98	31.13	31.13
13-11	158	4.78	9.38	9.38
13-14	523	22.58	35.34	35.34
14-15	170	8.47	30.38	30.38
15-16	307	2.29	4.75	4.75
16-17	516	0.76	0.102	0.76
17-18	199	3.16	5.28	5.28
18-19	15	8.71	12.36	12.36
19-20	411	5.00	6.42	6.42
20-7	203	14.22	17.06	17.06
8-21	147	6.01	7.43	7.43
21-20	146	5.00	6.44	6.44
21-19	284	7.65	10.48	10.48
18-22	217	3.16	5.28	5.28
22-14	323	8.47	0.68	8.47
17-23	204	2.70	0.102	2.70
23-22	166	7.71	0.68	7.71
15-23	222	2.29	4.75	4.75
23-16	205	2.70	0.93	2.70

IV.7.3 Détermination des diamètres et des vitesses

Utilisant les abaques qui montrent les débits en fonction des diamètres de tubes en polyéthylène haute densité (PEHD) PN10, on a déterminé les diamètres les plus appropriés pour chaque tronçon du réseau, en fonction des débits arbitraires.

Et avec la formule de continuité nous déterminons la vitesse :

$$V = Q / S = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \text{ [m/s]} \dots\dots\dots \text{(IV.5)}$$

Avec :

- **Q** : Débit arbitraire de tronçon (m³/s).
- **D** : Le diamètre du tronçon (m).

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4: les diamètres pour chaque tronçon du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Qmax(l/s)	Dint nor (mm)pour v ≤ 0.5 (m/s)	Dint nor (mm)pour v ≤ 1 (m/s)	Dint nor (mm)pour v ≤ 1.5 (m/s)
R-1	717	113.61	592.6	396.6	312.8
1-2	260	36.87	312.8	220.4	198.2
2-3	893	14.71	220.4	141	123.4
3-4	274	3.39	110	79.2	55.4
4-5	166	5.63	123.4	96.8	79.2
5-2	189	14.71	220.4	141	123.4
5-6	264	5.63	123.4	96.8	79.2
6-1	190	36.87	312	220.4	198.2
1-7	90	36.87	312	220.4	198.2
7-8	202	17.06	220.4	158.6	123.4
8-9	47	7.43	141	110.2	96.8
9-6	154	19.10	246.8	158.6	141
6-10	166	19.10	246.8	158.6	141
10-4	264	5.12	123.4	96.8	66

ID Arc	Longueur (m)	Qmax(l/s)	Dint nor (mm)pour v ≤ 0.5 (m/s)	Dint nor (mm)pour v ≤ 1 (m/s)	Dint nor (mm)pour v ≤ 1.5 (m/s)
3-11	262	3.39	96.8	79.2	55.4
11-10	260	9.77	158.6	123.4	96.8
10-12	154	9.77	158.6	123.4	96.8
12-9	162	24.52	277.6	198.2	158.6
12-13	253	31.13	312	220.4	176.2
13-11	158	9.38	158.6	110.2	96.8
13-14	523	35.34	312	220.4	198.2
14-15	170	30.38	312	220.4	176.2
15-16	307	4.75	123.4	79.2	66
16-17	516	0.76	55.4	55.4	55.4
17-18	199	5.28	123.4	96.8	79.2
18-19	15	12.36	198.2	141	110.2
19-20	411	6.42	141	110.2	79.2
20-7	203	17.06	220.4	158.6	123.4
8-21	147	7.43	141	110.2	96.8
21-20	146	6.44	141	96.8	96.8
21-19	284	10.48	176.2	123.4	96.8
18-22	217	5.28	123.4	96.8	79.2
22-14	323	8.47	158.6	110.2	96.8
17-23	204	2.70	96.8	79.2	55.4
23-22	166	7.71	141	110.2	96.8
15-23	222	4.75	123.4	96.8	66
23-16	205	2.70	96.8	79.2	55.4

IV.7.3 Simulation par le logiciel Water CAD

A. Description du logiciel Water CAD

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique développé par la société Bentley, offrant des solutions pour la gestion complète du cycle de vie des infrastructures, répondant aux besoins de diverses professions telles que les architectes, les ingénieurs, les urbanistes, les entrepreneurs en construction, les fabricants, les responsables informatiques, les opérateurs et les techniciens de maintenance.

Le logiciel Water CAD détermine la qualité de l'eau des systèmes de distribution d'eau potable. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion de réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics à analyser, concevoir et optimiser les systèmes de distribution d'eau, en particulier en analysant les débits disponibles pour la protection incendie, en analysant les concentrations de composants et en gérant la consommation d'énergie et les coûts d'infrastructure.

La dernière version du logiciel a été utilisée dans cette étude.

B. Fonctionnalités

Water CAD offre les fonctionnalités suivantes :

- Effectuer des simulations à l'état stable et des simulations sur une période prolongée
- Évaluer la capacité de protection contre les incendies
- Analyser la criticité des tuyauteries et des vannes
- Construire et gérer des modèles hydrauliques
- Concevoir des réseaux de distribution d'eau
- Identifier les fuites d'eau
- Gérer l'utilisation de l'énergie

Remarque : Nous avons appliqué la formule de Darcy-Weisbach pour estimer les pertes de charge. Suite à plusieurs simulations visant à se conformer aux normes de pression et de vitesse, nous exposons ci-dessous les résultats de la distribution finale des débits, des pressions et d'autres paramètres dans le tableau suivant :

IV.8 Répartition définitive des débits et des pressions

Les tableaux ci-dessous récapitulent les caractéristiques hydrauliques et géométriques.

IV.8.1 Cas de point

- **Caractéristiques des tronçons**

Tableau IV.5: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)

ID Arc	Longueur (m)	Débit(l/s)	Diamètre int (mm)	Diamètre ext (mm)	Vitesse (m /s)	Pert.Charge (m/km)
R-1	717	97	352.6	400	0.99	2.390
1-2	260	24	220.4	250	0.64	1.824
2-3	893	8	141.0	160	0.53	2.219
3-4	274	-1	55.4	63	0.35	2.969
4-5	166	-4	110.2	125	0.61	4.413
5-2	189	-8	141.0	160	0.54	2.294
5-6	264	1	66.0	75	0.25	0.589
6-1	190	-44	220.4	250	1.16	5.595
1-7	90	25	220.4	250	0.81	3.211
7-8	202	8	110.2	125	0.81	6.420
8-9	47	-1	55.4	63	0.31	1.694
9-6	154	-31	220.4	250	0.81	2.866
6-10	166	8	141.0	160	0.62	2.957
10-4	264	2	55.4	63	0.24	0.328

ID Arc	Longueur (m)	Débit(l/s)	Diamètre int (mm)	Diamètre ext (mm)	Vitesse (m /s)	Pert.Charge (m/km)
3-11	262	1	79.2	90	0.35	1.066
11-10	260	-2	66.0	75	0.49	4.546
10-12	154	3	96.8	110	0.42	2.248
12-9	162	-28	220.4	250	0.74	2.431
12-13	253	28	220.4	250	0.74	2.425
13-11	158	1	66.0	75	0.29	1.394
13-14	523	22	220.4	250	0.58	1.551
14-15	170	10	176.2	200	0.42	1.121
15-16	307	3	66.0	75	0.99	17.074
16-17	516	-1	55.4	63	0.30	1.927
17-18	199	-5	79.2	90	0.93	12.216
18-19	15	-9	110.2	125	0.95	8.573
19-20	411	-4	79.2	90	0.79	8.954
20-7	203	-14	141.0	160	0.92	6.133
8-21	147	6	96.8	110	0.84	7.900
21-20	146	-6	96.8	110	0.86	8.314
21-19	284	9	110.2	125	0.95	8.679
18-22	217	2	79.2	90	0.42	2.754
22-14	323	-6	96.8	110	0.85	8.096
17-23	204	-1	55.4	63	0.49	5.584
23-22	166	-4	96.8	110	0.59	4.186
15-23	222	3	66.0	75	0.90	14.052
23-16	205	2	55.4	63	0.68	10.386

- **Caractéristiques des nœuds**

Tableau IV.6: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N1	1 173.80	3.00	1 201.79	28
N2	1 175.80	7.45	1 201.31	25
N3	1 167.74	7.93	1 199.33	32
N4	1 170.76	3.91	1 200.15	29
N5	1 173.36	3.44	1 200.88	27
N6	1 170.60	4.30	1 200.72	30
N7	1 173.30	2.75	1 201.50	28
N8	1 170.10	2.20	1 200.20	30
N9	1 170.45	2.01	1 200.28	30
N10	1 169.19	4.68	1 200.23	31
N11	1 166.33	3.77	1 199.05	33
N12	1 168.00	3.16	1 199.89	32
N13	1 165.81	5.18	1 199.27	33
N14	1 163.07	5.64	1 198.46	35
N15	1 164.97	3.88	1 198.27	33
N16	1 166.50	5.71	1 193.02	26
N17	1 174.10	5.10	1 194.01	20
N18	1 169.65	2.39	1 196.44	27
N19	1 170.25	3.94	1 196.57	26
N20	1 172.54	4.22	1 200.25	28
N21	1 170.23	3.37	1 199.04	29
N22	1 165.80	3.92	1 195.85	30
N23	1 167.57	4.61	1 195.15	28

IV.8.2 Cas de pointe + incendie

- **Caractéristiques des tronçons**

Tableau IV.7: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+ incendie)

ID Arc	Longueur (m)	Débit(l/s)	Diamètre int (mm)	Diamètre ext (mm)	Vitesse (m /s)	Pert.Charge (m/km)
R-1	717	114	352.6	400	1.16	3.227
1-2	260	27	220.4	250	0.70	2.171
2-3	893	10	141.0	160	0.61	2.834
3-4	274	-1	55.4	63	0.39	3.659
4-5	166	-5	110.2	125	0.71	5.845
5-2	189	-10	141.0	160	0.62	2.939
5-6	264	1	66.0	75	0.30	1.875
6-1	190	-56	220.4	250	1.46	8.495
1-7	90	28	220.4	250	0.92	4.063
7-8	202	9	110.2	125	0.99	9.276
8-9	47	1	55.4	63	0.32	2.569
9-6	154	-41	220.4	250	1.07	4.820
6-10	166	8	141.0	160	0.73	3.977
10-4	264	2	55.4	63	0.25	0.695

ID Arc	Longueur (m)	Débit(l/s)	Diamètre int (mm)	Diamètre ext (mm)	Vitesse (m /s)	Pert.Charge (m/km)
3-11	262	3	79.2	90	0.51	3.982
11-10	260	-2	66.0	75	0.62	7.179
10-12	154	5	96.8	110	0.68	5.339
12-9	162	-40	220.4	250	1.04	4.552
12-13	253	42	220.4	250	1.09	4.945
13-11	158	-1	66.0	75	0.30	1.342
13-14	523	37	220.4	250	0.98	4.035
14-15	170	26	176.2	200	1.07	6.260
15-16	307	3	66.0	75	0.89	13.769
16-17	516	-1	55.4	63	0.38	3.522
17-18	199	-5	79.2	90	1.05	15.290
18-19	15	-11	110.2	125	1.16	12.384
19-20	411	-4	79.2	90	0.91	11.733
20-7	203	-16	141.0	160	1.03	7.519
8-21	147	6	96.8	110	0.88	8.655
21-20	146	-7	96.8	110	1.00	11.099
21-19	284	10	110.2	125	1.10	11.269
18-22	217	3	79.2	90	0.70	7.199
22-14	323	-5	96.8	110	0.73	6.206
17-23	204	-1	55.4	63	0.35	2.987
23-22	166	-5	96.8	110	0.67	5.241
15-23	222	2	66.0	75	0.67	8.150
23-16	205	2	55.4	63	0.73	11.820

- **Caractéristiques des nœuds**

Tableau IV.8: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+ incendie)

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N1	1 173.80	3.00	1 201.19	27
N2	1 175.80	7.45	1 200.62	25
N3	1 167.74	7.93	1 198.09	30
N4	1 170.76	3.91	1 199.10	28
N5	1 173.36	3.44	1 200.07	27
N6	1 170.60	4.30	1 199.57	29
N7	1 173.30	2.75	1 200.82	27
N8	1 170.10	2.20	1 198.95	29
N9	1 170.45	2.01	1 198.83	28
N10	1 169.19	4.68	1 198.91	30
N11	1 166.33	3.77	1 197.05	31
N12	1 168.00	3.16	1 198.09	30
N13	1 165.81	5.18	1 196.84	31
N14	1 163.07	5.64	1 194.73	32
N15	1 164.97	20.88	1 193.66	29
N16	1 166.50	5.71	1 189.43	23
N17	1 174.10	5.10	1 191.25	17
N18	1 169.65	2.39	1 194.28	25
N19	1 170.25	3.94	1 194.47	24
N20	1 172.54	4.22	1 199.29	27
N21	1 170.23	3.37	1 197.68	27
N22	1 165.80	3.92	1 192.72	27
N23	1 167.57	4.61	1 191.85	24

- Les résultats de la simulation sous forme des figures

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe sont représentés dans la figure suivante :

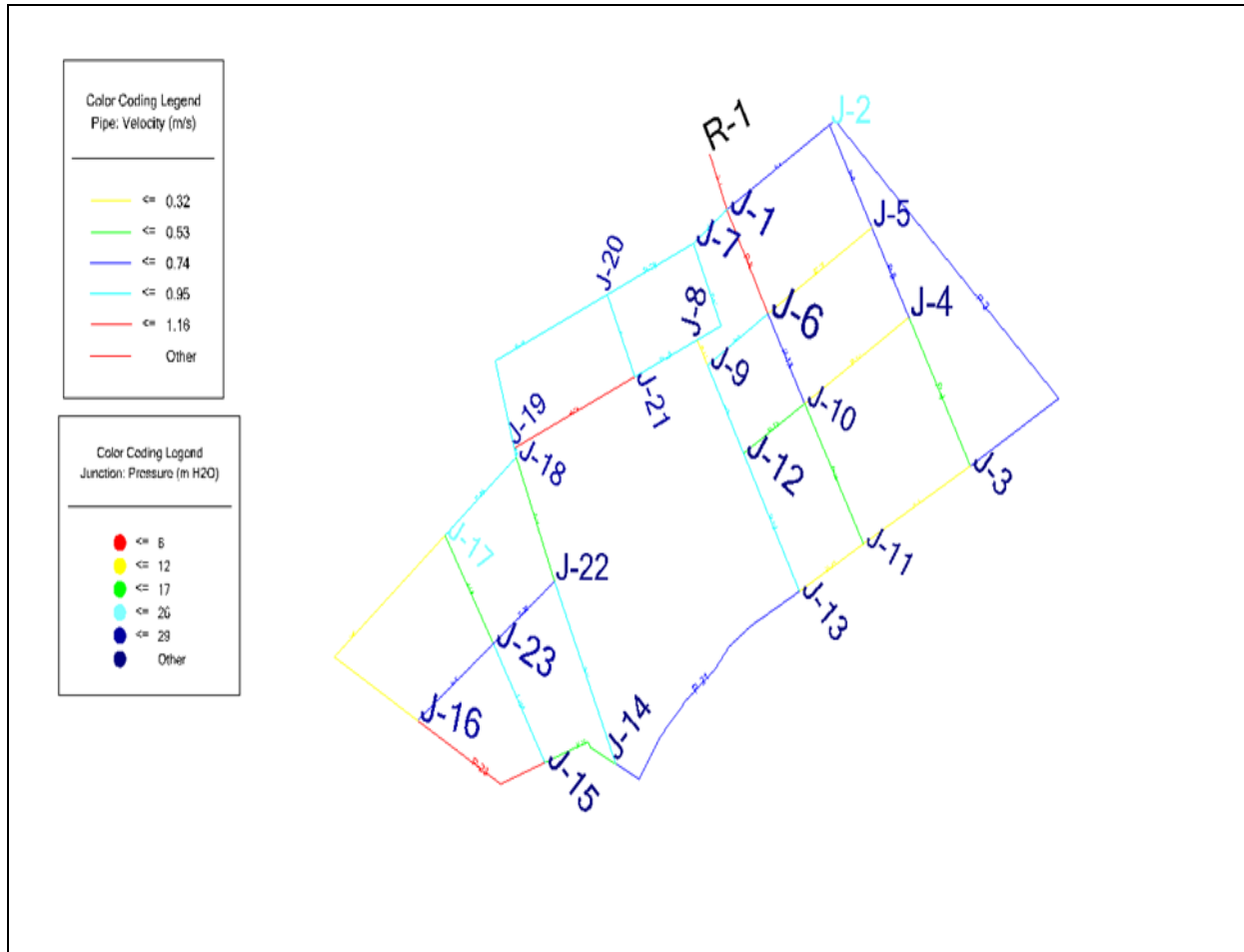


Figure IV.4: Variation de pression et de la vitesse du réseau (cas de pointe)

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure suivante :

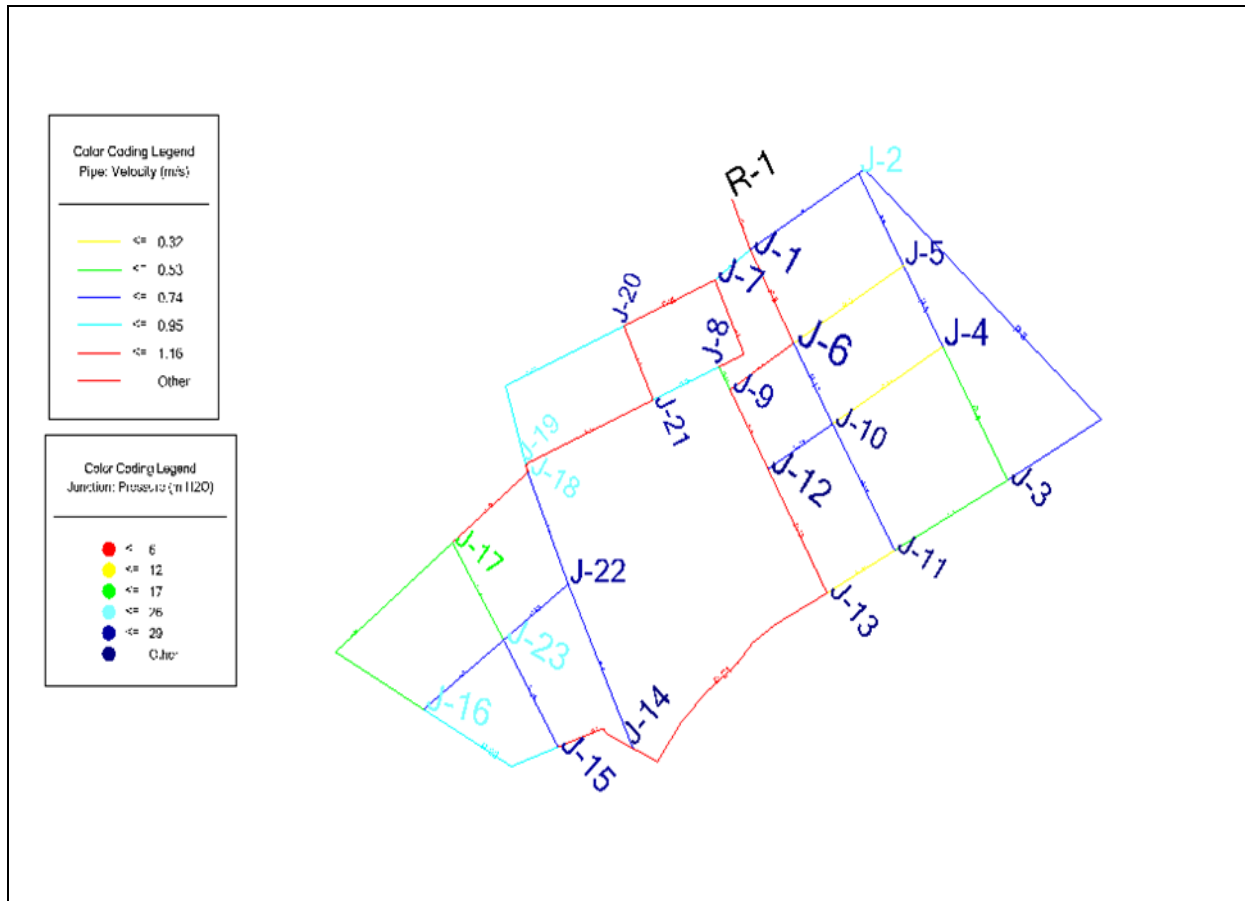


Figure IV.5: Variation de pression et de la vitesse du réseau (cas de pointe + incendie)

IV.9 Interprétation des Résultats

IV.9.1 Cas de pointe

- **Les vitesses :** Des vitesses faibles (inférieures à 0,50 m/s) ont été constatées sur quelques tronçons, ce qui peut conduire à la formation de dépôts minéraux à l'intérieur de ces derniers. Cependant, ce problème ne peut être évité, et dans tous les cas, nous sommes obligés de prioriser les pressions au sol en fonction du niveau de construction, au détriment des vitesses. La seule solution possible est de recommander des nettoyages réguliers et méthodiques des conduites, en ouvrant soit les vannes de vidange, soit les poteaux d'incendie.

- **Les pressions:** Les valeurs que nous avons obtenues dépassent 10 m.c.e pour tous les nœuds, en particulier ceux situés à des emplacements avec des immeubles de R+4 (R pour Rez-de-chaussée), où la pression varie entre 25 et 33 m.c.e.

IV.9.2 Cas de pointe plus incendie

- **Les vitesses :** Les vitesses sont généralement acceptables dans le cas du point plus incendie, mais la condition n'est pas vérifiée à certains moments des tronçons.
- **Les pressions :** Nous remarquons que les pressions dans ce cas sont légèrement faibles par rapport au cas de pointe, mais elles restent dans les normes entre 1 et 3 bars.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone d'étude, qui est de type maillé, en utilisant le logiciel "Water Cad" pour les cas de pointe et de pointe plus incendie. Nous avons calculé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et des nœuds, afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'alimentation.

CHAPITRE V : Etude de l'adduction

Introduction

L'adduction regroupe les techniques qui permettent de transporter l'eau depuis sa source (comme le forage, les barrages, ou les ressources naturelles) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution.

V.1 Type d'adduction

Les adductions peuvent être classées en trois groupes en fonction de leur fonctionnement :

- ❖ Adduction gravitaire.
- ❖ Adduction par refoulement.
- ❖ Adduction mixte.

V.1.1 Adduction gravitaire

Dans le cas de d'adduction gravitaire, la source d'eau est placée à un niveau plus élevé que le réservoir de l'agglomération. L'eau est alors transférée de manière naturelle, suivant le principe de la gravité, sans nécessiter l'utilisation de pompes ou d'autres dispositifs de refoulement.

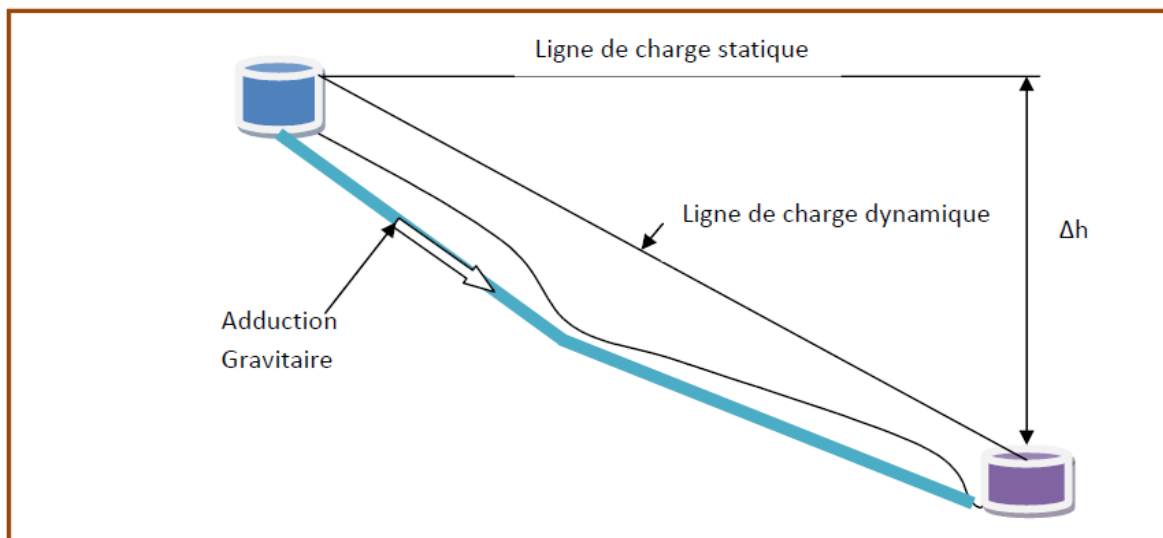


Figure V.1 : Adduction gravitaire

V.1.2 Adduction par refoulement

Dans le cas d'une adduction par refoulement, la source est située à un niveau plus bas que l'ouvrage de destination, il est nécessaire d'installer un système de pompage pour assurer l'écoulement de l'eau (écoulement en charge).

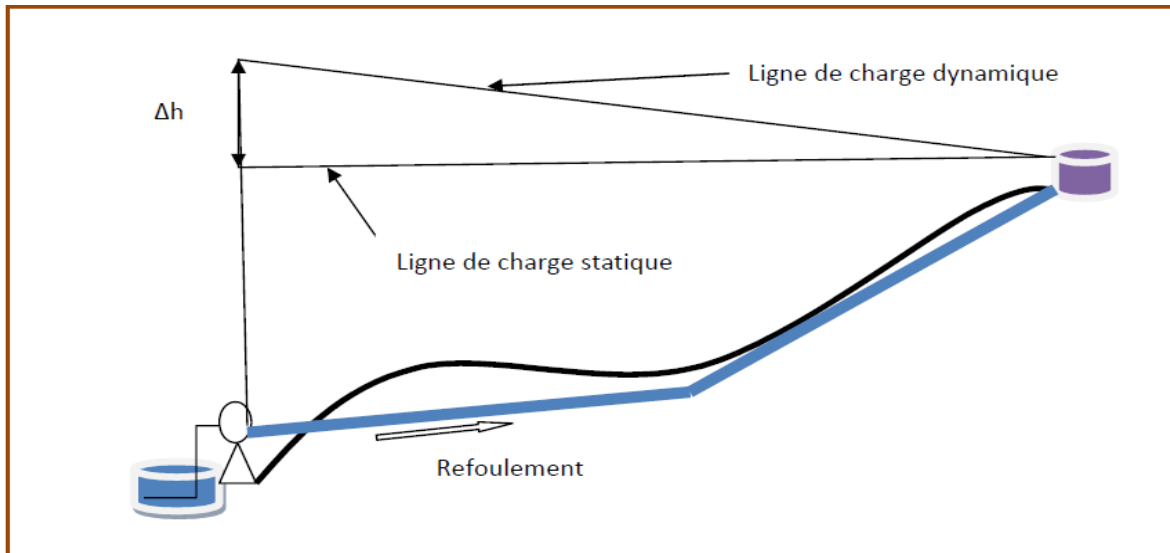


Figure V.2 : Adduction par refoulement

V.1.3 Adduction mixte

C'est une adduction qui combine une partie fonctionnant par refoulement et une autre par gravité. La transition entre ces deux types de conduites est assurée par un réservoir appelé réservoir tampon.

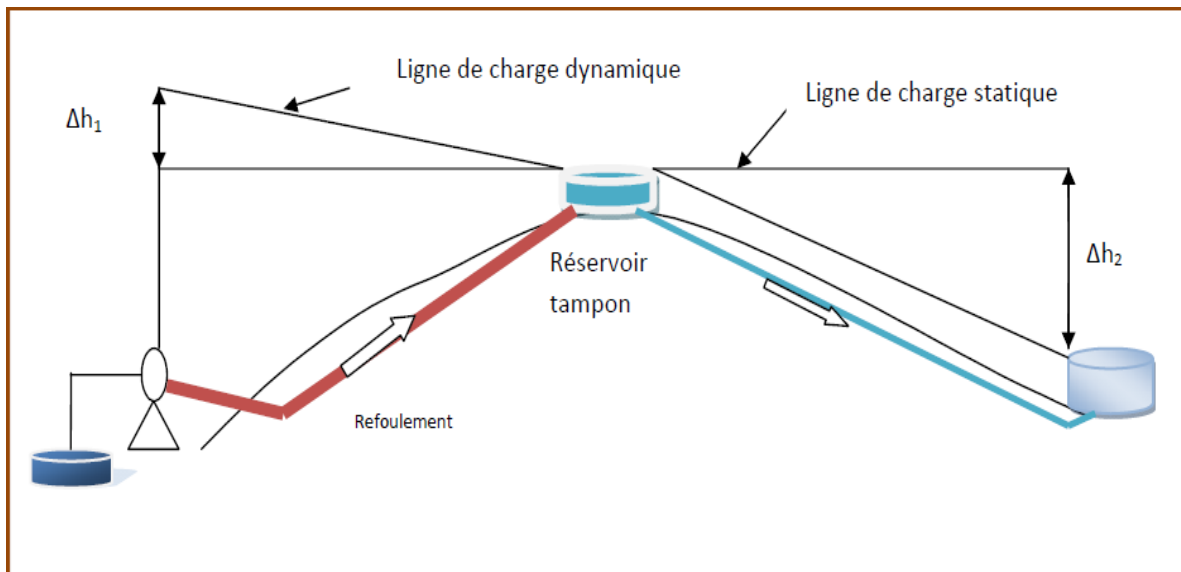


Figure V.3 : Adduction mixte

V.2 Choix du tracé

Le tracé de la conduite doit être sélectionné en tenant compte de diverses conditions cruciales :

- Le cheminement entre la zone de captage et le réservoir de stockage doit être aussi court que possible pour des raisons économiques.
- Dans la mesure du possible, évitez de traverser des massifs boisés.
- Les terrains accidentés et rocheux devraient être contournés, en favorisant un sol stable le long du tracé.
- Il est crucial de garantir un accès facile pour les travaux, la surveillance et l'entretien.

V.3 Le choix du type de matériaux

Le choix du type de tuyaux repose sur plusieurs critères techniques, tels que le diamètre, la capacité de résister à la pression, les conditions d'installation, le type de sol (son agressivité), l'étanchéité, la facilité d'entretien, ainsi que des considérations économiques liées à la disponibilité sur le marché, les prix et les coûts de transport.

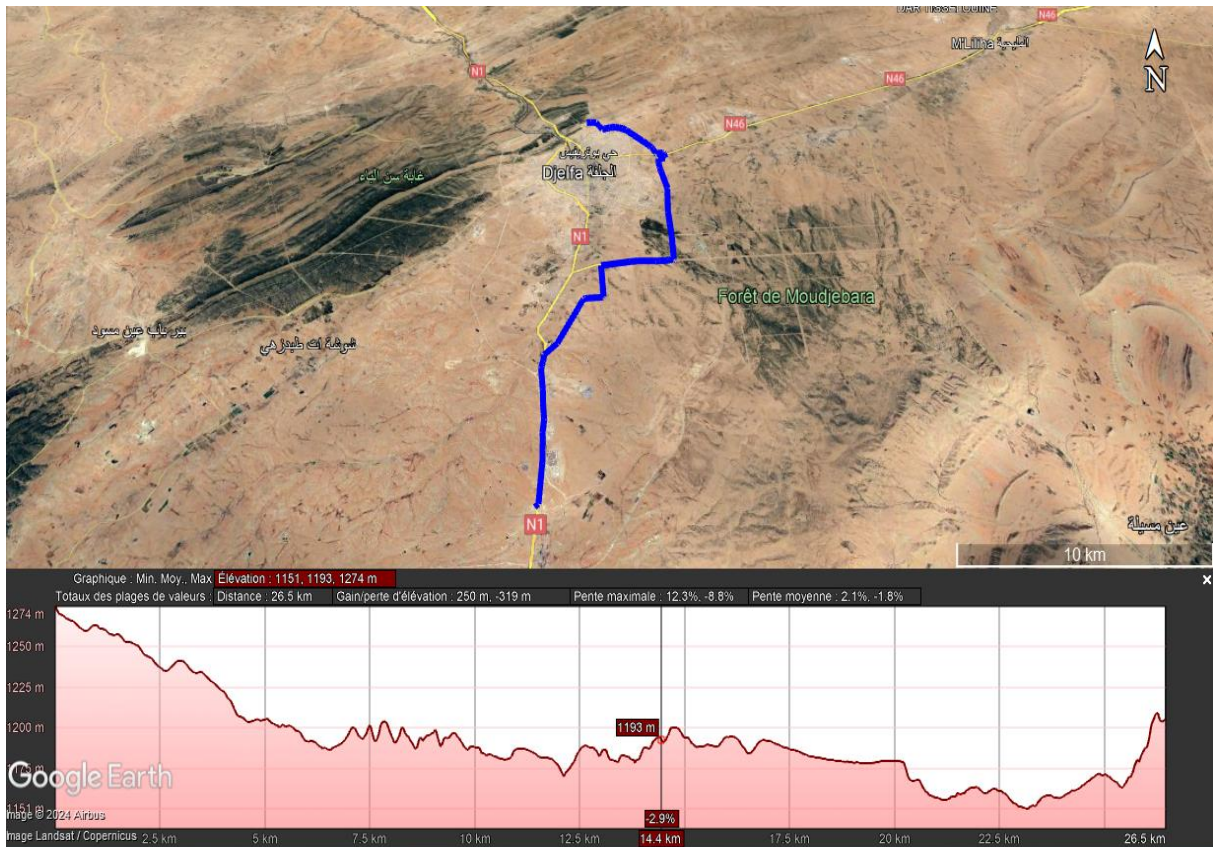
Dans cette étude, le choix s'est porté sur le PEHD PN 16 pour la canalisation d'adduction d'eau en raison de ses nombreux avantages : longue durée de vie, résistance élevée aux remblais, capacité à gérer les déviations angulaires des tubes et facilité de montage.

V.4 Etude de l'adduction gravitaire

Dans notre situation, nous avons opté pour un système d'alimentation en eau potable utilisant un réservoir de tête. Dans ce système, la station de pompage (OUAD EL SIDAR) achemine de l'eau par adduction en refoulement vers le réservoir de 10 000 mètres cubes (RASS EL RIH), tandis que ce dernier alimente le réservoir (CHIBOUT) par adduction Gravitaire.

Tableau V.1: Caractéristique du réservoir RASS EL RIH.

Réservoir	Capacité de stockage (m ³)	Débit sorte (m ³ /j)	Cote de terrain (m)	Système adduction	Longueur de conduit (km)	Diamètre du conduite (mm)	Type du conduite
RASS EL RIH	10000	25000	1271	Gravitaire	26.5	600	Acier



Source: <https://earth.google.com>

Figure V.4: Schéma du tracé de la conduite d'adduction gravitaire entre réservoir RASS EL RIH et CHIBOUT.

Dans notre étude, nous allons raccorder le conduit principal qui relie les deux réservoirs précédents à un conduit secondaire connecté à notre futur réservoir. Ceci sera suivi des processus suivants :

- Calcul de la pression au point de raccordement.
- Calcul de la différence de hauteur disponible entre le point de raccordement et le château d'eau.
- Hypothèse selon laquelle la perte de charge équivaut à la différence de hauteur disponible.
- Identification du diamètre avantageux, suivi de sa normalisation.
- Vérification de la conformité de la vitesse.
- Vérification de la conformité de la vitesse après le point de raccordement

V.4.1 Méthode de calcul

Pour calculer la pression dans point de picage un conduit par gravité en fonction de la perte de charge, de la vitesse du fluide et d'autres paramètres, vous pouvez utiliser les équations suivantes :

$$\Delta H_{R-p} = K \cdot L \cdot \frac{Q\beta}{D^m} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

ΔH : la perte de charge dans le conduit entre réservoir tampon et point de raccordement (m).

K : le coefficient de perte de charge spécifique au conduit.

L : la longueur du conduit (m).

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

D : le diamètre de la conduite principal (m).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

Les coefficients K , m et β varient en fonction du type de matériau, comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Les coefficients K , m et β pour différent types du tuyaux

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	1,77

Source : Mr B.Salah

Pour notre cas, la conduite prencipal type acier alors :

$$K = 0,00175; m = 5,1; \beta = 2$$

Tableau V.3: Récapitulation de calcul de perte de charge

Débit (l/s)	Longueur de conduite(m)	K	m	β	Diameter (mm)	$\Delta HR-p$	$\Delta Ht R-p$
290	23200	0,00175	5,1	2	600	46.21	50.83

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

On d'autre part :

$$\Delta HR-p = CRT - CP \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec

CRT : Cote radier de réservoir tampon (m).

CP : Cote piézométrique de point de raccordement (m).

Alors

$$P = CRT - CT - \Delta HR-p \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

P : la pression en de point de raccordement (m).

CT : la cote de terrain de point de raccordement (m).

Tableau V.4: Récapitulation de calcul de pression.

Cote radier de réservoir tampon (m)	La cote de terrain de point de raccordement (m)	$\Delta Ht R-p$ (m)	Pression(m)	Cote piézométrique de point de raccordement (m)
1271	1152	50.38	68.17	1220.17

Pour trouver le diamètre avantageux de la conduite gravitaire, vous pouvez utiliser les équations suivantes :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q \beta}{\Delta H}} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

K': le coefficient de perte de charge spécifique au conduit.

L_e : la longueur équivalente du conduit (m).

D_{av}: Diametre avengeux (m).

β: Exosant tenant compte du régime d'écoulement;

m: Exosant tenant compte du type du matériau.

Q: Débit dans la conduite (m³/s).

$\Delta H''$: la perte de charge dans le conduit entre point de raccordement et réservoir projeté (m).

NB:

Les données de calcul :

- Débit = 0,09661 m³/s
- Côte Amont (Cote piézométrique de point de raccordement) : 1220.17 m
- Côte avale (Réservoir surélevé projeté) : 1207 m
- Longueur de la conduite d'adduction = 1600,00 m

Tableau V.5: Récapitulation de calcul de diamètre

$\Delta H''_t$	La longueur équivalente du conduit (m)	K'	m	β	Diameter calculé (mm)	Q(m ³ /s)
13.17	1760	0,0010 52	4.777	1.77	280.23	0,09661

On normalise le diamètre : D = 315 mm

Vérification de la vitesse :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots (V.5)$$

$$V = \frac{4 \cdot 0.09661}{\pi \cdot 0.257^2} = 1.60 \text{ m/s}$$

Donc le diamètre avantageux de cette étude d'adduction est 315 mm.

Et on vérifie la vitesse de conduite principale après le point de raccordement:

$$V = \frac{4 \cdot 0.19339}{\pi \cdot 0.600^2} = 0.70 \text{ m/s}$$

V.5 Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier, qu'il soit positif ou négatif, est provoqué par une variation du régime hydraulique et se propage à travers l'eau et les conduites. Cette onde est caractérisée par sa vitesse de propagation et rebondit sur les obstacles, notamment aux extrémités des conduites. Pour anticiper les impacts du coup de bélier sur la conduite gravitaire, il est nécessaire d'examiner le moment de fermeture de la vanne. Les ondes de surpression et de dépression se distinguent par leur vitesse de propagation, calculée selon la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

C : Célérité de l'onde.

ρ : Masse volumique de l'eau.

D : Diamètre de la conduite (m).

E : Module de Young de la conduite. PEHD = 1,2*10⁹ Pa.

e : Épaisseur de la conduite (m) .

K : Coefficient d'élasticité de l'eau : K=2,16*10⁹ Pa

Le temps de retour de l'onde de déformation est déterminé par la formule suivante :

$$Tr = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec

Tr : le temps nécessaire pour l'onde de déformation (s)

L : la distance totale de la conduite (m).

Les résultats des calculs sont exposés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6: Résultat du calcul de la période de retour de l'onde de déformation

C (m/s)	L (m)	Tr (s)
279.32	1600	11.46

Dans cette situation, la valeur du coup de bélier est calculée en utilisant la fermeture de brusque :

$$b = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

C : Célérité de l'onde.

V₀ : vitesse dans la conduite (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).

$$b = 45.55 \text{ m}$$

Il n'y a aucun danger associé à cette valeur pour notre conduite, donc il est prudent de manipuler le robinet-vanne avec précaution.

Conclusion

Le dimensionnement de l'adduction en eau potable est essentiel pour assurer une distribution efficace et durable de l'eau, répondant aux besoins de la population. Dans ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement de la conduite d'adduction en nous appuyant sur une étude visant à déterminer un diamètre avantageux, assurant ainsi une vitesse conforme aux normes établies. Par ailleurs, nous avons examiné les moyens de protéger la conduite d'adduction gravitaire contre le coup de bélier.

***CHAPITRE VI: Accessoires et pièces
spéciales du réseau de
distribution***

Introduction

Les accessoires constituent la pierre angulaire pour atteindre le rendement maximal du réseau. Ces équipements sont indispensables au sein du réseau de distribution pour une gestion et une projection plus efficace du système. Dans ce chapitre, nous présenterons quelques accessoires complémentaires qui viennent enrichir l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution envisagé pour l'agglomération.

VI.1 Rôle des accessoires

Les organes et les accessoires jouent un rôle essentiel dans le fonctionnement optimal du réseau, leur installation vise à :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Soutirer les débits.
- Changer le diamètre.
- Raccordement des conduites. [1]

VI.2 Accessoires

Les différents éléments supplémentaires qui peuvent être installés sur un réseau de distribution et une conduite d'adduction incluent :

VI.2.1 Robinet -vannes

Un robinet vanne est un équipement utilisé pour réguler, fermer ou ajuster le débit d'un fluide, que ce soit dans un environnement ouvert (comme un canal) ou dans un environnement fermé (comme une canalisation). Il existe une variété de types de vannes, vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon

VI.2.2 Vannes papillons

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture. Les vannes papillons sont plutôt utilisées pour les gros diamètres (350 et plus). [2]

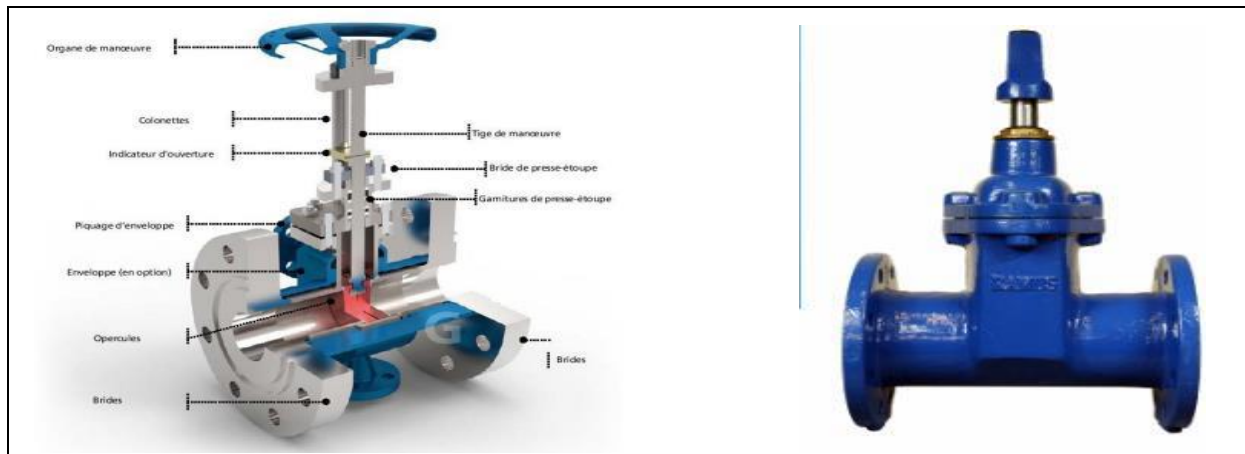


Figures VI.1: Vannes à papillon

Source : https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html

VI.2.3 Les robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm. [2]



Figures VI.2: Les robinets vannes à opercule

Source : Équipement de réseau d'AEP (univ-djelfa.dz)

NB :

Il est important de choisir la distance entre les vannes d'isolement de manière à ce que la longueur des conduites hors service ne dépasse pas 200 à 250 mètres aux croisements des conduites. Pour les conduites principales, cette distance peut aller jusqu'à 300 à 350 mètres. Le nombre de vannes doit correspondre au nombre de branches moins 1.

VI.2.4 Les robinets de décharge

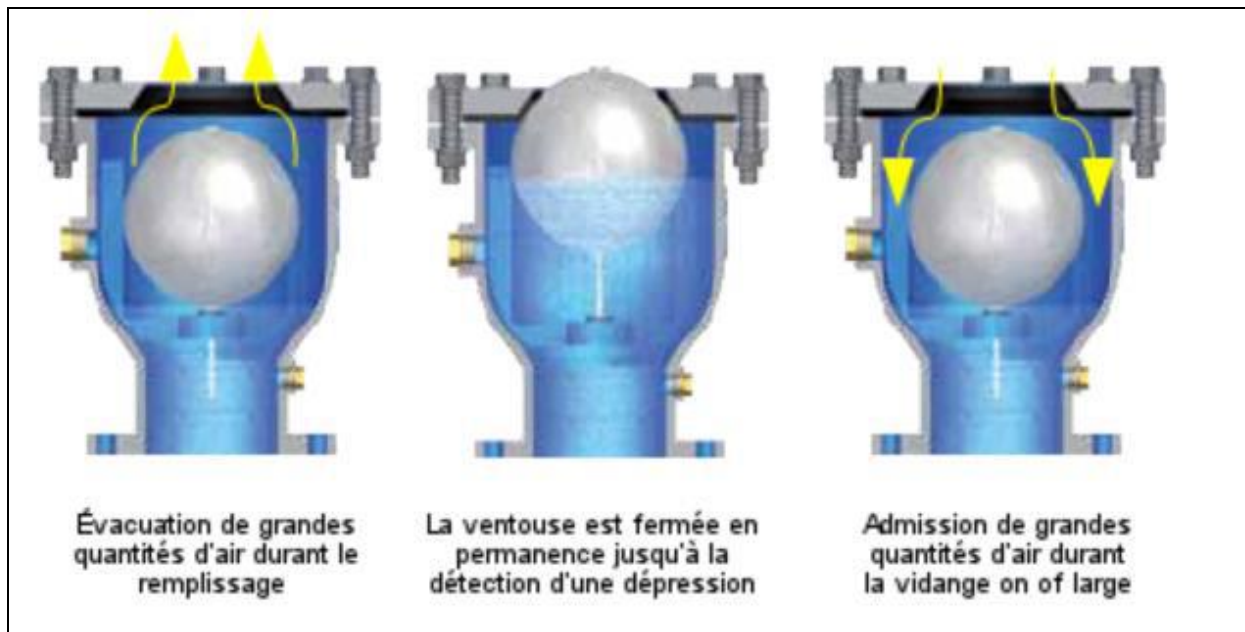
Robinet disposé aux points bas pour la vidange des conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans un fossé de la route (hors de la ville). Ce robinet sera disposé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

VI.2.5 Les vannes d'altitude

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde. [2]

VI.3 Les ventouses

Ce sont des dispositifs de dégazage installés aux points élevés de la canalisation, conçus pour éliminer l'air piégé. L'élimination de l'air est réalisée à l'aide d'une ventouse, pouvant être manuelle ou automatique.

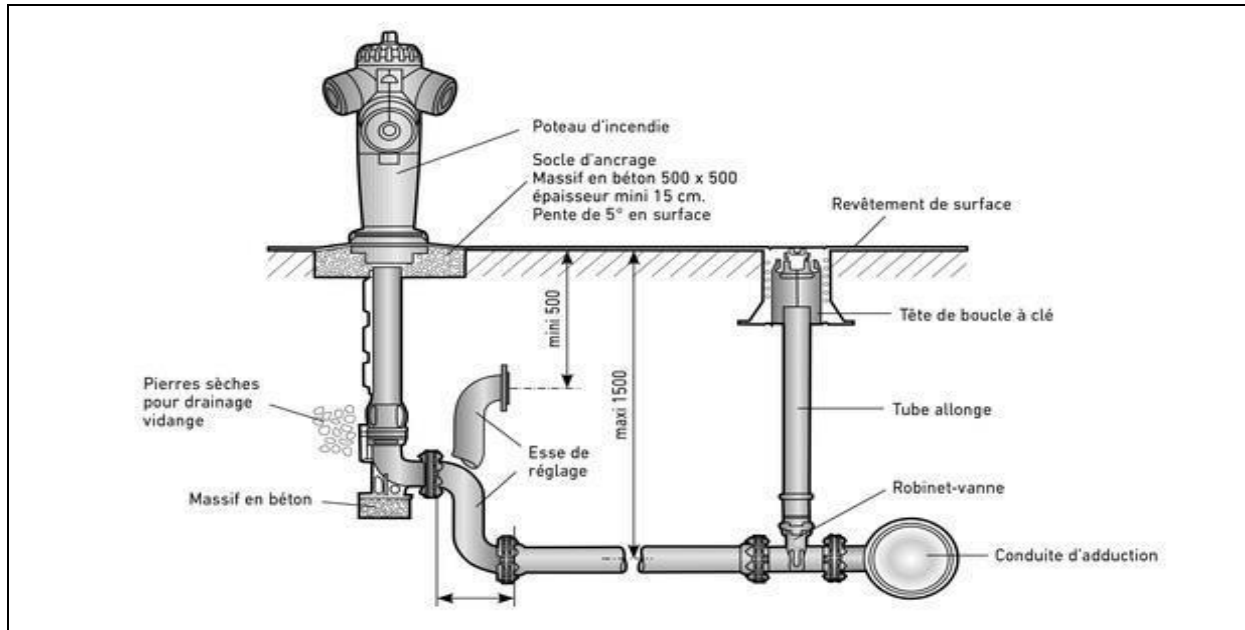


Figures VI.3: fonctionnement d'une ventouse

- Source : <https://www.helyon.com/tag/ventouse/>

VI.4 Poteaux et bouches d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être connectées à des conduites qui peuvent fournir un débit minimum de 17 (l/s) avec une pression de 10 mètres (1 bar). Elles seront positionnées le long des trottoirs, avec des intervalles de 50 à 200 mètres en fonction de l'importance des risques potentiels. Pour éviter le gel, il est impératif de maintenir les bornes d'incendie vides d'eau.



Figures VI.4: Poteaux d'incendie

Source : www.mypum.fr

VI.5 Pièces spéciales

VI.5.1 Organes de raccordement

Les pièces spéciales permettent on réseau :

- Une déviation d'une partie d'écoulement.
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Changement de diamètre de la conduite.
- Changement de direction de la conduite.

VI.5.2 Coudes

Ce sont des éléments essentiels lorsque la direction de la conduite change. Habituellement, les coudes sont fixés par des massifs de butée de taille appropriée. on peut trouver des coudes à double emboîtement ou avec un emboîtement et une extrémité lisse. Ces deux types de coudes sont disponibles avec un angle α : 1/4 (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30'), 1/32 (11°15').



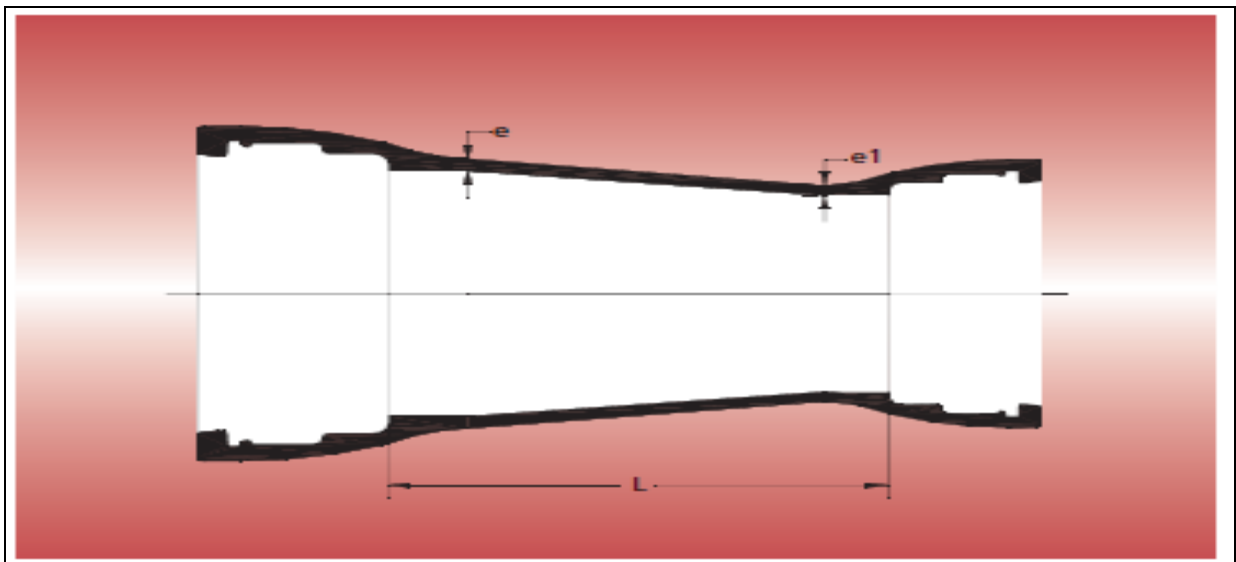
Figures VI.5: Les coudes une et deux boitements et lisse.

Source : www.bricodis.mg.

VI.5.3 Les cônes

Les cônes sont utilisés pour joindre deux conduites de diamètres différents, et on les rencontre fréquemment à l'entrée et à la sortie des pompes. Ils se déclinent en trois types :

- Cônes avec deux raccords emboîtés.
- Cônes avec deux brides.
- Cônes avec une combinaison de raccordement emboîté et de bride.



Figures VI.6: Cône à bride

Source : www.pamline.fr

VI.5.4 Tés

Les tés sont employés pour prélever un débit d'une canalisation ou pour ajouter un débit supplémentaire. On les trouve dans les réseaux maillés, ramifiés et les canalisations d'adduction lorsqu'une dérivation est nécessaire. Ils existent sous deux formes principales : avec trois raccords ou avec deux raccords et des brides.



Figures VI.7: Les Tés

Source : www.bricodis.mg

VI.5.5 Les manchons

Nous avons des manchons avec des extrémités lisses des deux côtés, des manchons avec deux emboîtements, des manchons avec un emboîtement d'un côté et une extrémité lisse de l'autre, des manchons avec deux brides, des manchons avec des brides d'un côté et une extrémité lisse de l'autre, ainsi que des manchons avec un emboîtement d'un côté et une bride de l'autre. Ils sont principalement utilisés lors de l'installation d'accessoires tels que les robinets-vannes et certains types de joints.



Figures VI.8: manchons pour tube PEHD

Source : Manchon plastique pour tube PE (anjou-connectique.com)

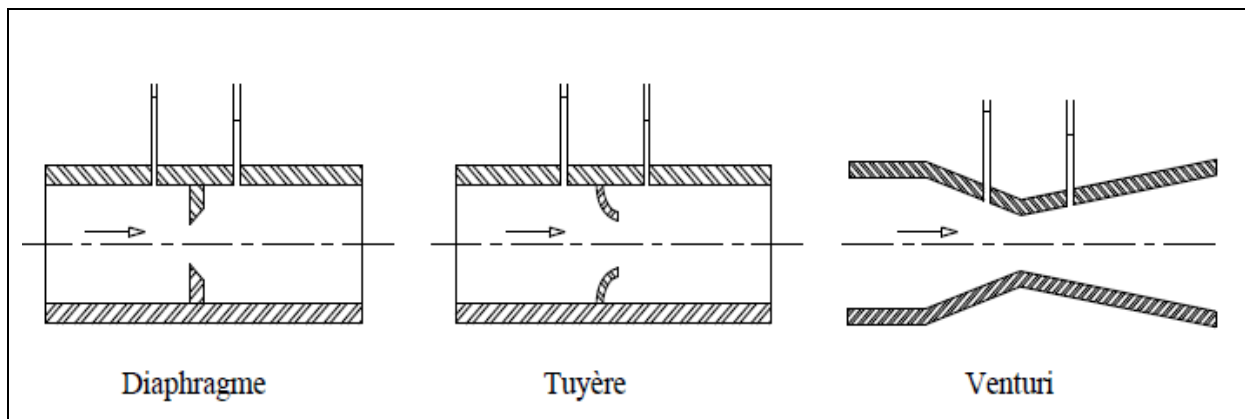
VI.6 Organes de mesure

VI.6.1 Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.
- La tuyère.

Ils fonctionnent en créant une contraction dans la section de l'écoulement, ce qui entraîne une accélération du débit à cet endroit et donc une diminution de la pression. La pression est mesurée en utilisant un capteur de pression différentielle.



Figures VI.9: Débitmètres

VI.6.2 Mesure de la pression

On peut mesurer la pression en utilisant divers types de manomètres, tels que le manomètre à soufflet, le manomètre à capsule et le manomètre à membrane.



Figures VI.10 : Manomètre

Conclusion

Les accessoires revêtent une importance capitale dans le fonctionnement optimal et la performance des réseaux d'approvisionnement en eau potable. Il est vital de sélectionner, installer et entretenir ces accessoires de manière appropriée afin d'assurer une distribution fiable et de qualité, en examinant de près les attributs, les capacités et les impacts de ces accessoires, nous pouvons optimiser l'efficacité de notre réseau et assurer la pleine satisfaction de nos utilisateurs.

***CHAPITRE VII : Pose de
canalisation et Organisation de
chantier***

Introduction

Pour assurer une exécution optimale de notre projet, il est impératif de mettre en place une stratégie d'organisation de chantier. Cette démarche vise à planifier et à coordonner efficacement l'utilisation des ressources requises pour mener à bien les travaux, tout en garantissant une conformité maximale, le respect des délais les plus courts et une utilisation efficiente des ressources disponibles.

VII.1 Pose de canalisation

Installer des canalisations est essentiel pour assurer stabilité et leur longévité, ce qui impacte directement la durabilité et le bon fonctionnement du réseau. Dans cette optique, afin d'améliorer la coordination des travaux sur le terrain, nous allons présenter les pratiques générales d'installation des canalisations qui doivent être suivies dans notre agglomération.

VII.1.1 Principe de pose des canalisations

Le principe de pose des canalisations reste constant pour toutes les conduites, mais leur mode d'installation varie en fonction du terrain. Ceci est fait pour atténuer les effets des différentes contraintes exercées sur les canalisations. En général, les canalisations sont disposées en commençant par les points les plus élevés afin de faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration. Lorsqu'elles sont installées dans une tranchée, celle-ci doit avoir une largeur suffisante (au minimum 70 cm) pour permettre l'accès des ouvriers au chantier. Au niveau des joints, la tranchée doit être élargie pour former des niches, dont la largeur est d'au moins 70 cm pour les petits diamètres et doit être augmentée pour les diamètres supérieurs à 150 mm. L'épaisseur de remblai au-dessus de la partie supérieure de la conduite varie selon les régions en raison du gel. En règle générale, elle est d'environ 1 mètre. Une conduite doit toujours être inclinée légèrement pour créer des points bas pour le drainage et des points hauts pour l'évacuation de l'air lors du remplissage ou du fonctionnement de la conduite. À cet effet, un tracé en dents de scie est adopté avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres.

Les canalisations doivent être installées à une distance d'au moins 10 mètres de tout élément solide, à 30 cm des câbles électriques et à 60 cm des canalisations de gaz.

Dans la plupart des agglomérations, les conduites sont posées en terre, sous trottoir afin d'éviter les trépidations dues à la circulation des véhicules. Quand la voie n'est pas importante, une conduite unique dessert les abonnés situés de chaque côté, les branchements des immeubles présentent donc des longueurs nettement différentes. Dans le cas d'une rue importante, une canalisation est posée sous chaque trottoir et les branchements sont relativement courts et ne traversent pas la chaussée.

A chaque arrêt du travail, les extrémités des tuyaux non visibles en cours de pose sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

Les tuyaux posés dans la tranchée sont dans le prolongement rectiligne les uns des autres, on facilite leur alignement au moyen de cales provisoires en bois

En vue de pose correcte en terre des canalisations d'eau en fonction de la présence éventuelle de canalisation d'autre nature peut être rencontrée dans le sous-sol d'une agglomération, il est

prudent de respecter les distances minimales ci- après en génératrice les plus rapprochées des deux natures de conduites : [5]

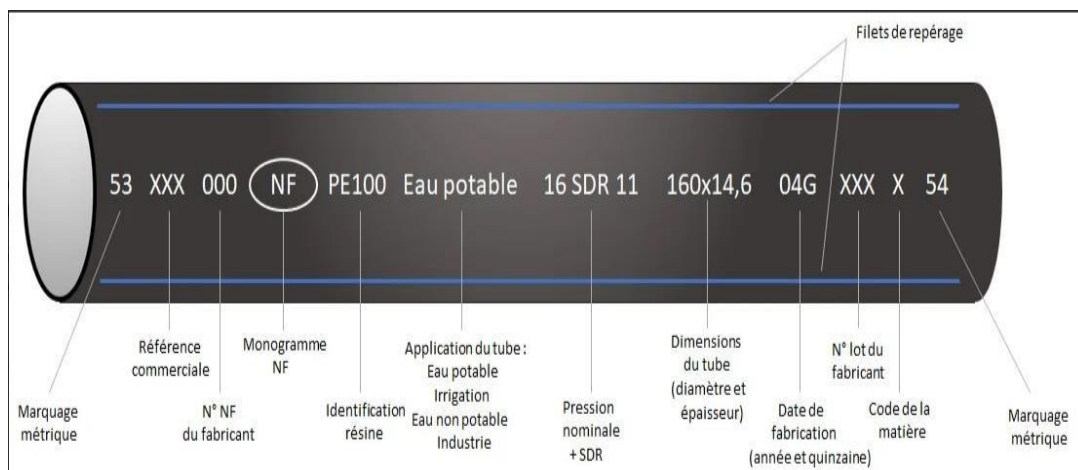
- Entre conduite d'eau et conduite de gaz 0.5 m.
- Entre conduite d'eau et câble électrique 0.2 m.

VII.2 Type de canalisation

Le réseau de distribution de l'agglomération est constitué d'un ensemble de conduites principales reliées entre elles par des conduites secondaires de diamètres plus petits, formant ainsi un réseau maillé. Les conduites utilisées dans ce réseau ont des diamètres variables allant de 63 mm à 400 mm et sont fabriquées en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe PN10 en raison de leurs nombreux avantages. Les conduites en PEHD utilisées pour la distribution d'eau potable doivent être conformes à des normes spécifiques.

VII.2.1 Tubes PEHD

Le tube en polyéthylène haute densité (PEHD) est fabriqué à partir de matériaux synthétiques et se distingue par ses propriétés qui garantissent un transport efficace de l'eau potable dans diverses applications, qu'elles soient domestiques ou agricoles. Sa couleur noire et ses bandes bleues en font un matériau facilement reconnaissable.



Figures VII.1: marquage du tube en PEHD.

VII.2.2 Caractéristiques de tube PEHD

- Résistants à la corrosion
- Joints efficaces et performants
- Installation sans tranchée
- Respectueux de la nature

VII.3 Type de pose de canalisation

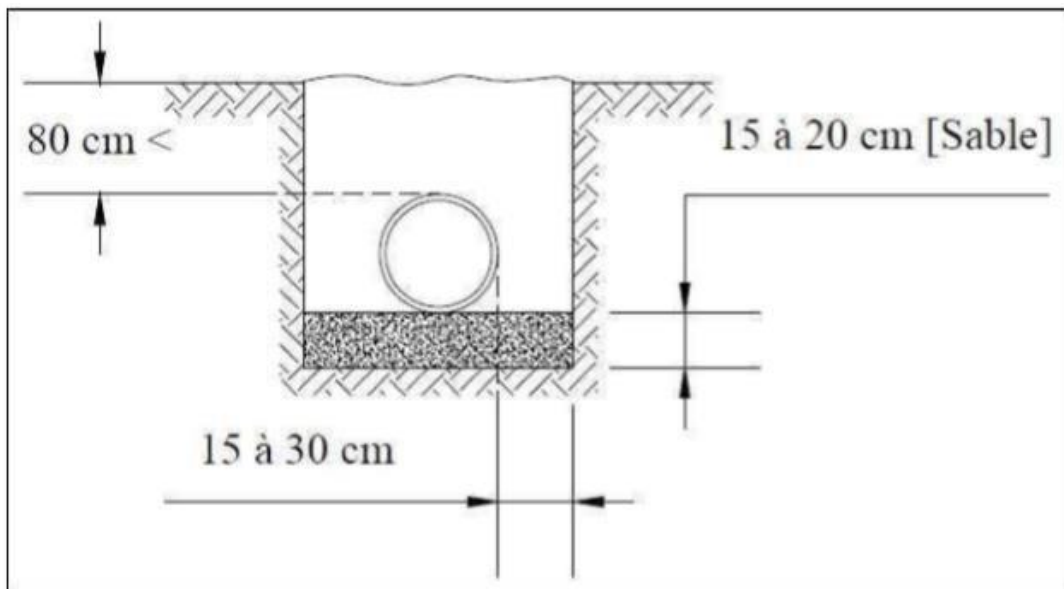
VII.3.1 Pose de canalisations dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm.

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

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

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.[1]

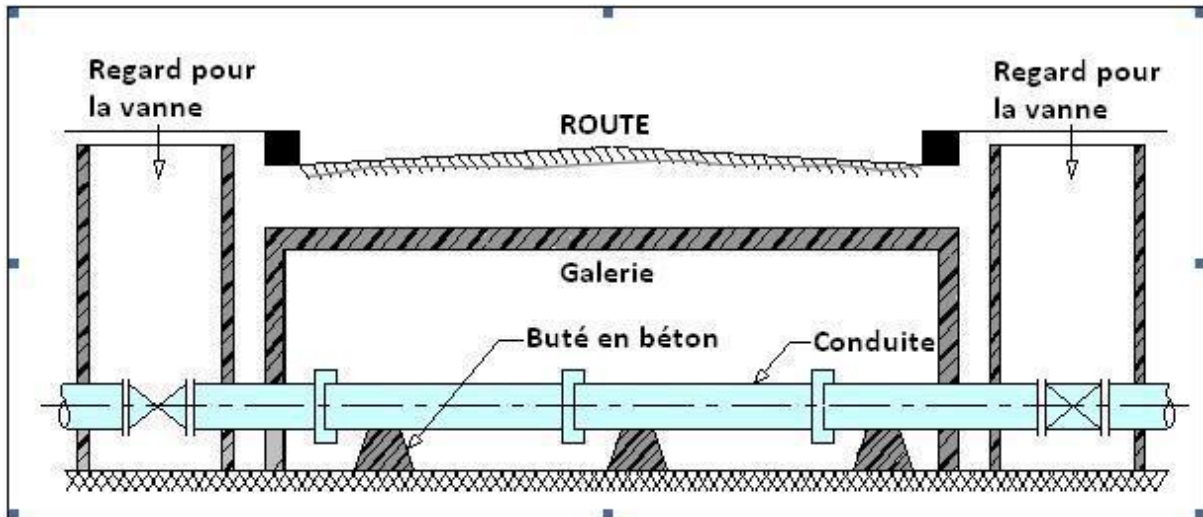


Figures VII.2: Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VII.3.2 Pose canalisation en traversées des routes

Dans certaines situations, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie souterraine (voir Fig. VII.3). Afin de protéger les tuyaux contre les charges importantes susceptibles de provoquer des ruptures et, par conséquent, des infiltrations nuisibles à la conduite, nous envisageons les solutions suivantes :

- Utilisation de gaines : il s'agit de buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont insérées.
- Enrobage de béton : dans ce cas, les tuyaux sont recouverts de béton.

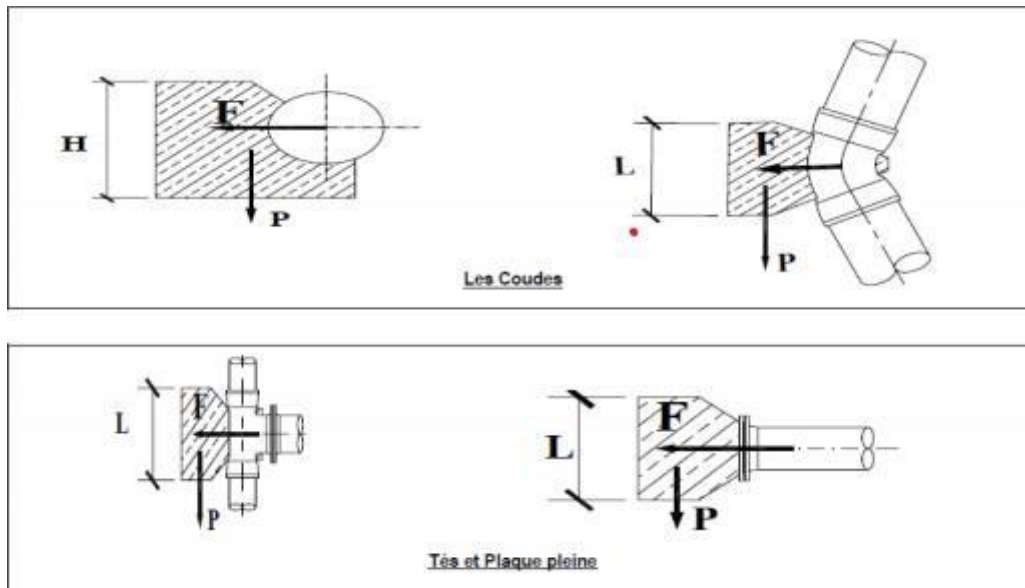


Figures VII.3: Pose de canalisation en galerie

VII.3.3 Cas de Butées d'un coude

Les butées et ancrages seront calculés sans tenir compte du poids des remblais (en tranchée ouverte). Les butées seront généralement du type poids et exceptionnellement du type traineau. Dans leur calcul à soumettre au Maître d'Œuvre, le titulaire du marché devra tenir compte du poids de la pièce, de l'eau contenue, d'un coefficient de frottement correspondant à la nature du terrain et d'une pression calculée à partir de la pression statique de service définie par le projet. Les joints et pièces seront protégés par une membrane synthétique.[1]

Le schéma des butées se présente comme suit :



Figures VII.4 : Schéma des butées

VI.4 Technique d'assemblage des canalisations

Les techniques procédées d'assemblage des conduites en plastique incluent l'électro soudage et le soudage bout à bout.

- **Technique de l'électro soudage**

Cette technique est reconnue pour sa fiabilité et sa large utilisation. Elle implique principalement de connecter des tubes à l'aide d'un manchon ou d'une prise de déviation électro soudable équipée d'une nappe chauffante composée d'un enroulement métallique. Cet enroulement fournit l'énergie nécessaire pour induire la fusion et l'interdiffusion des macromolécules du polyéthylène grâce à l'effet Joule.

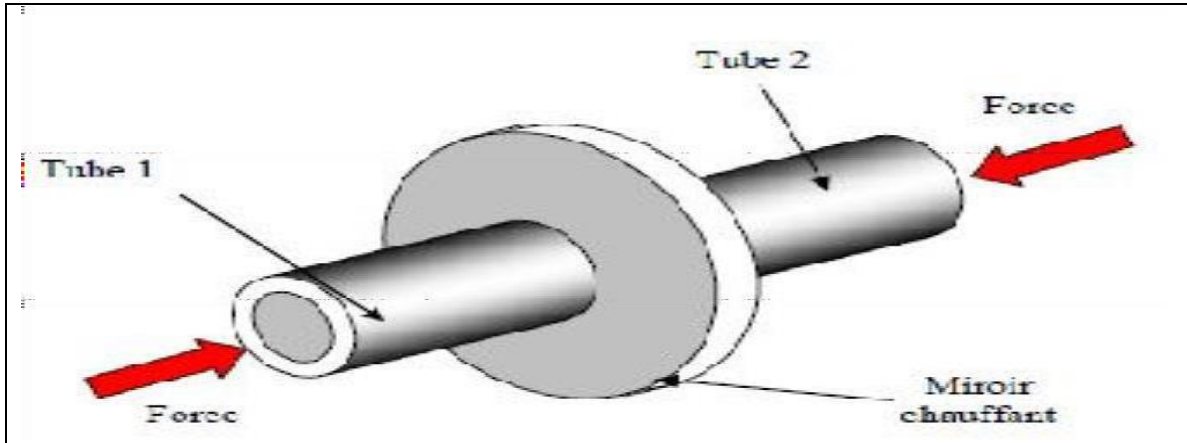
Les avantages de cette technique comprennent :

- La possibilité de raccorder des tubes de diamètres égaux ou différents.
- Les raccords sont des pièces en PEHD équipées d'une résistance sur leur surface interne, qui est en contact avec le tube à raccorder lors de l'assemblage.
- Après le nettoyage et la mise en place des pièces à souder, les bornes de soudage de cette résistance sont connectées à une source d'énergie.
- L'équipement nécessaire comprend un appareil de soudage et un positionneur, un grattoir, un coupe-tube et des produits de dégraissage.

- **Procédés de soudage bout à bout**

Le soudage bout à bout est une méthode d'assemblage des thermoplastiques où les extrémités de deux éléments tubulaires sont chauffées à l'aide d'une plaque chauffante appelée miroir, puis fusionnées ensemble. Ce processus implique la fusion du matériau au niveau de la surface à souder (figure 5), le contact des parties fondues pour assurer un

mélange homogène, et enfin le refroidissement de l'assemblage ainsi formé. Les soudures se caractérisent par l'apparition d'un bourrelet, ou cordon de soudure, au niveau du plan de soudage, résultant de l'éjection latérale de la matière fondue formée à l'extrémité des tubes. Cette caractéristique est généralement utilisée comme indicateur visuel de la qualité de la soudure.

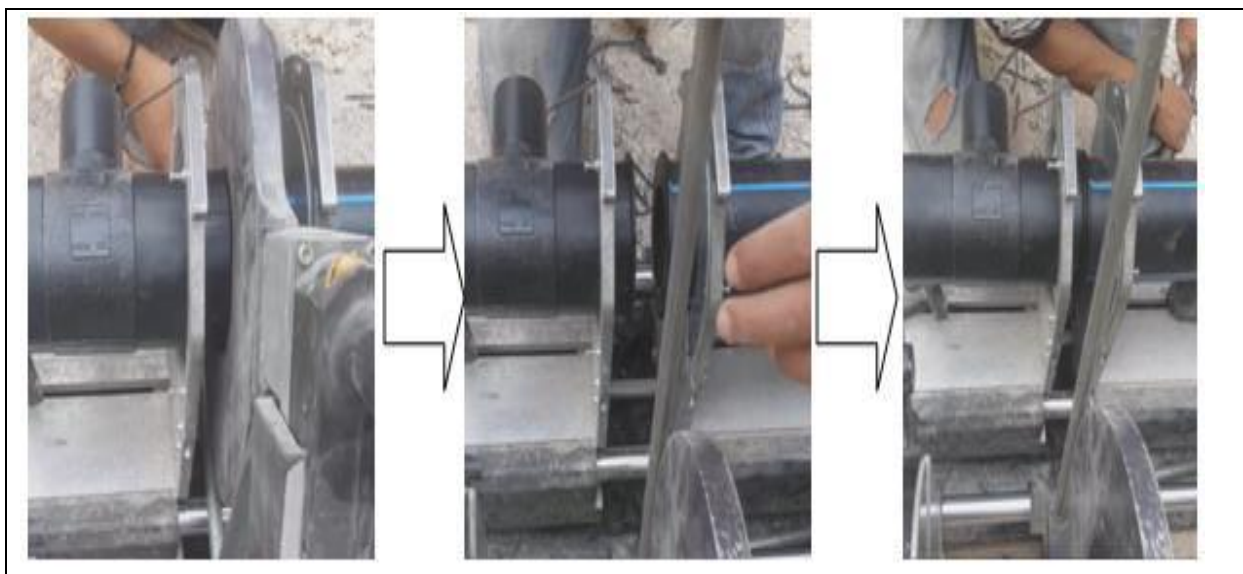


Figures VII.5 : chauffage des tubes lors du soudage bout à bout

VI.4.1 Étapes principales du soudage bout à bout

Le processus de soudage bout à bout peut être segmenté en quatre étapes distinctes :

- ❖ Phase 1 : Egalisation
- ❖ Phase 2 : Chauffage
- ❖ Phase 3 : Retrait du miroir
- ❖ Phase 4 : Soudage



Figures VII.6: Le processus de soudage des tubes PEHD

VI.5 Organisation de chantier

L'organisation d'un chantier consiste à mettre en place toutes les mesures nécessaires pour assurer la réalisation optimale d'un projet ou d'un travail. On entend également par "Organisation de chantier" la préparation anticipée du chantier, qui comprend :

- Une analyse détaillée du projet de construction.
- La recherche d'optimisation technique dans les méthodes de construction afin d'améliorer :
 - La sécurité.
 - Les délais de construction.
 - La rentabilité.
 - La définition des procédures opérationnelles.
 - La création d'un plan d'installation du chantier.
 - L'élaboration d'un calendrier prévisionnel d'exécution des travaux.

VII.6 Réalisation du réseau d'AEP

L'exécution des travaux sur les chantiers de construction des réseaux d'alimentation en eau potable nécessite la réalisation de différentes opérations, notamment :

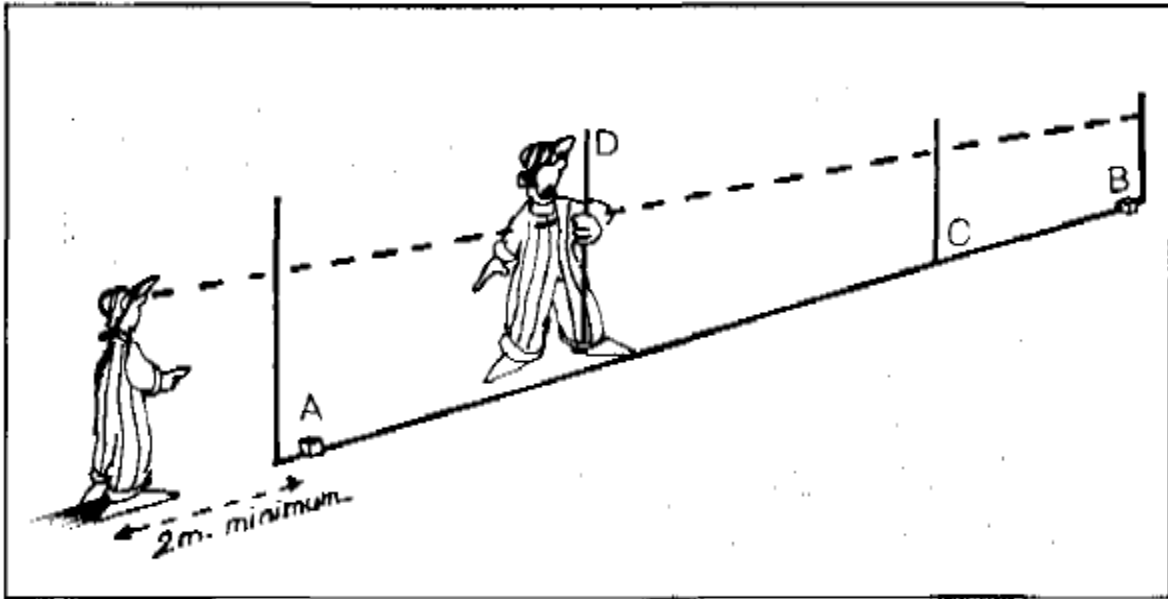
- Détermination des tracés des tranchées.
- Excavation des tranchées.
- Préparation du lit de pose des conduites (utilisation de sable).
- Installation des conduites.
- Test des joints et des canalisations (tests de pression et d'étanchéité).
- Recouvrement des conduites (avec du sable).
- Remblayage des tranchées.

VII.6.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain

VII.6.1.1 Travaux Préliminaires (matérialisation et nivellement)

Avant de débiter les travaux d'installation, l'entrepreneur doit effectuer les opérations de piquetage et de jalonnement afin de :

- Définir sur le terrain le tracé et le profil en long des canalisations.
- Localiser tous les ouvrages souterrains existants tels que les réseaux d'assainissement, les câbles électriques et téléphoniques, ainsi que les conduites de gaz.



Figures VII.7: Nivellement d'une tranchée

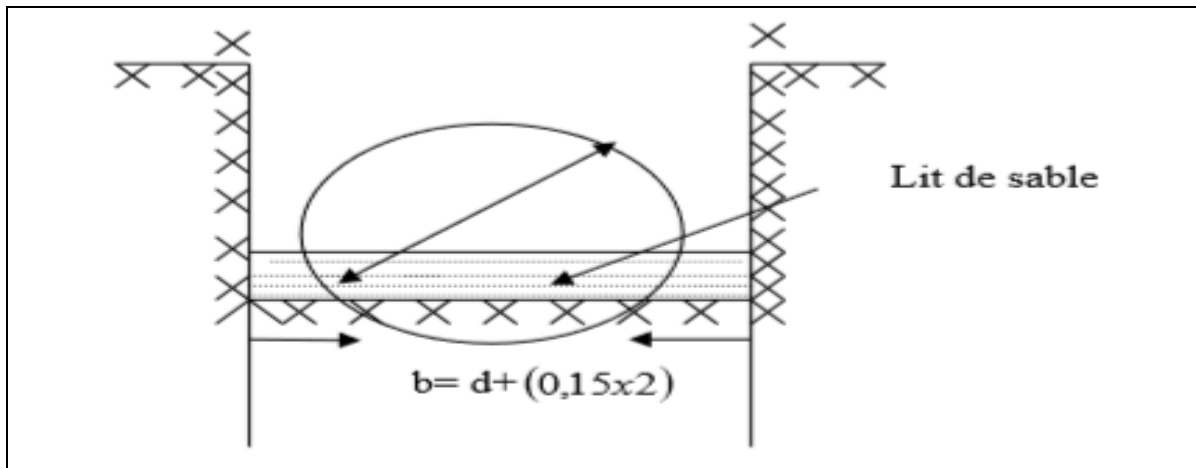
VII.6.1.2 Excavation des tranchées

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera effectuée mécaniquement. La profondeur minimale généralement requise pour la tranchée est de 0,80 m pour plusieurs raisons :

- Pour préserver la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de fortes chaleurs.
- Pour éviter tout contact avec les conduites d'assainissement en cas de présence en dessous.

La largeur de la tranchée doit permettre à un homme de travailler sans difficulté, généralement avec une marge de 15 cm de part et d'autre de la conduite. Cette largeur est ajustée en fonction du diamètre des conduites à installer. Des élargissements et des approfondissements de la tranchée sont réalisés aux emplacements des joints des tuyaux, appelés "niches". Ainsi, l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (Htr)
- La largeur de la tranchée (b)
- La distance de mise en place de la "cavalière".



Figures VII.8: schéma de pose d'une conduite

VII.6.1.3 Aménagement du lit de pose des conduites

Avant d'installer les conduites, les étapes suivantes seront réalisées :

- ❖ Élimination des grosses pierres des déblais disposés sur les côtés de la tranchée afin d'éviter tout risque de chute accidentelle sur la canalisation une fois celle-ci installée.
- ❖ Nivellement minutieux du fond de la fouille pour garantir une pression constante entre les points de changement de pente prévus.
- ❖ Ensuite, établissement du niveau du fond de la tranchée en créant un lit de pose bien compacté avec de la terre meuble ou du sable, en fonction de la nature du sol. L'épaisseur de ce lit de sable sera d'environ 10 cm.

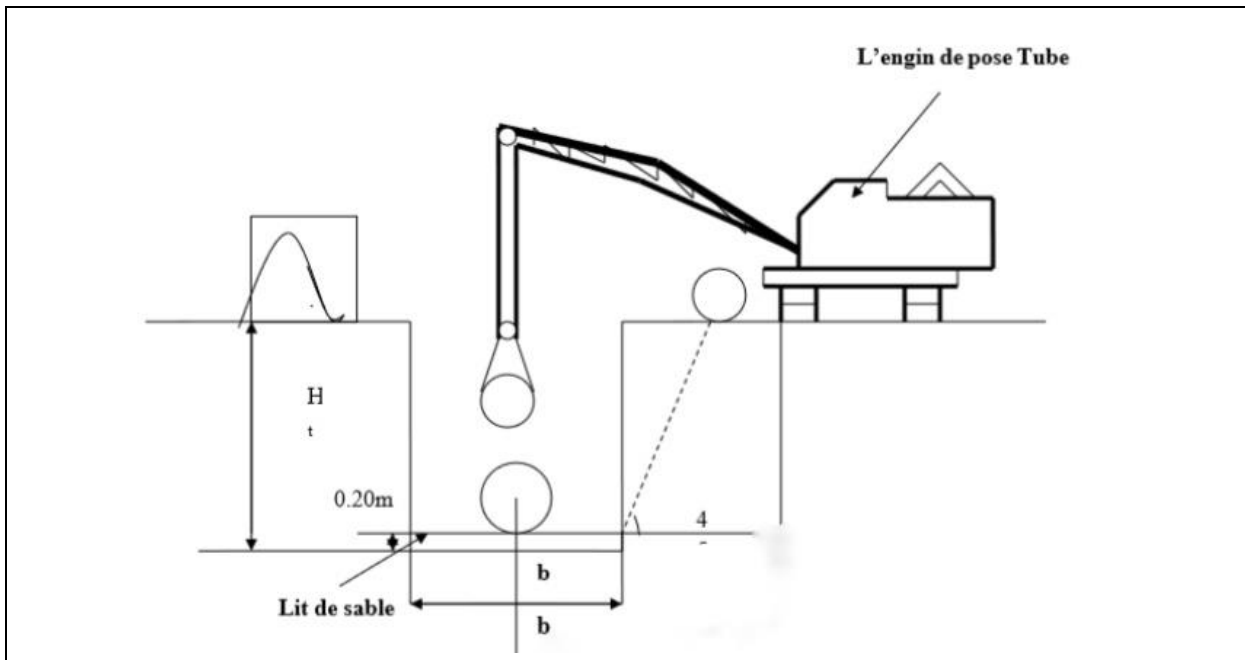
VII.6.1.4 Pose des conduites

Avant de procéder à l'installation des conduites dans la tranchée, une sélection préliminaire est effectuée afin de retirer celles qui ont subi des chocs ; ensuite, elles sont abaissées lentement au fond de la tranchée à l'aide d'un engin de levage, particulièrement pour les conduites de grand diamètre.

Pendant la pose, l'alignement des tuyaux est vérifié régulièrement pour assurer un travail précis. Des niveaux sont utilisés et des mesures sont prises tous les 80 mètres environ. Si un calage est nécessaire pour aligner les tuyaux, de la terre meuble ou du sable est utilisé, mais jamais de pierres.

À chaque pause dans la pose, les extrémités de la section de conduite en attente sont bouchées en attendant la fixation solide des bouchons.

La figure suivante présente la méthode d'installation des conduites :



Figures VII.9: Pose de la conduite dans la tranchée

VII.7 Les opérations pour la réalisation du réseau

- Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.
- Travaux de découpage de la tranchée.
- Fourniture et pose du lit de sable.
- Pose des conduites.
- Travaux de remblaiement de la tranchée

VII.7.1 Calcul de la profondeur de la tranchée H_{tr}

$$H_{tr} = D + e + H_{min} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

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

e : épaisseur de lit de la pose [10 à 30cm] en choissions ($e = 0.15m$)

H_{min} : [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, ($H_{min} = 1m$).

D : diamètre de la conduite (mm).

Alors :
$$H_{tr} = D + 0.15 + 1 = D + 1.15$$

$$H_{tr} = D + 1.15$$

VII.7.2 Calcul de la Largeur de la tranchée

La largeur du fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur du tuyau, augmenté de 30 cm de chaque côté pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur-largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm). La formule suivante donne la largeur de la tranchée :

$$b = D + (0.3 \times 2) \dots\dots\dots(VII.2)$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.7.3 Calcul le volume de Décapage

Le volume de la couche à décaper est :

$$V_{déc} = b \times h \times L \dots\dots\dots(VII.3)$$

Avec :

b : représente la largeur de la tranchée en mètres.

h : équivaut à la hauteur de la couche, généralement fixée à 0,1 mètre.

L : correspond à la longueur totale des tranchées en mètres.

Voici les données concernant le volume à décaper :

Tableau VII.1: Calcul du volume de décapage.

Dext	L	b=D+(0,3*2)	h	V décapage
mm	m	m	m	m ³
Ø63	1461	0.663	0.1	96.8643
Ø75	693	0.675	0.1	46.7775
Ø90	1193	0.69	0.1	82.317
Ø110	1401	0.71	0.1	99.471
Ø125	284	0.725	0.1	20.59
Ø140	383	0.74	0.1	28.342
Ø160	1059	0.76	0.1	80.484
Ø180	392	0.78	0.1	30.576
Ø200	170	0.8	0.1	13.6
Ø225	1372	0.825	0.1	113.19
Ø250	260	0.85	0.1	22.1
Ø 315	1600	0,915	0.1	146.4
Ø400	717	1	0.1	71.7

VII.7.3 Calcul du volume de Déblai

En fonction de la largeur du godet de la pelle choisie, les volumes d'excavation varieront pour chaque diamètre spécifique :

$$Vd = b \times Htr \times L \dots\dots\dots (VII. 4)$$

Avec :

Vd: volume de déblai (m3).

L : la longueur de la tranchée.

Htr : la profondeur de la tranchée (m).

b : largeur de la tranchée (m).

Ci-dessous, le tableau répertorie les volumes de déblai :

Tableau VII.2: Calcul du volume de déblai.

Dext	Dint	L	b=D+(0,3*2)	Htr=D+1,15	V d
mm	m	m	m	m	m3
Ø63	0,055	1461	0.663	1.205	1167.214
Ø75	0,066	693	0.675	1.216	568.814
Ø90	0,0792	1193	0.69	1.23	1012.499
Ø110	0,096	1401	0.71	1.246	1239.408
Ø125	0,110	284	0.725	1.26	259.434
Ø140	0.123	383	0.74	1.273	360.793
Ø160	0,141	1059	0.76	1.291	1039.04
Ø180	0,158	392	0.78	1.308	399.934
Ø200	0,176	170	0.8	1.326	180.336
Ø225	0,198	1372	0.825	1.348	1525.80
Ø250	0,220	260	0.85	1.37	302.77
Ø 315	0,277	1600	0,915	1.427	2089.12
Ø400	0,352	717	1	1.50	1075.5

VII.7.4 Calcul du volume de sable pour le lit de pose

$$VLS = \sum bi \times e \times Li \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec :

L : longueur de la tranchée (m).

e : épaisseur de lit de sable, e = 0.15 m.

b : largeur de la tranchée (m).

À partir du tableau ci-dessous, on obtient la valeur du volume de sable :

Tableau VII.3: Calcul du volume de sable

Dext	L	b=D+(0,3*2)	e	V lit de sable
mm	m	m	m	m3
Ø63	1461	0.663	0.15	145.296
Ø75	693	0.675	0.15	70.166
Ø90	1193	0.69	0.15	123.47
Ø110	1401	0.71	0.15	149.2065
Ø125	284	0.725	0.15	30.885
Ø140	383	0.74	0.15	42.513
Ø160	1059	0.76	0.15	120.726
Ø180	392	0.78	0.15	45.864
Ø200	170	0.8	0.15	20.4
Ø225	1372	0.825	0.15	169.785
Ø250	260	0.85	0.15	33.15
Ø 315	1600	0,915	0.15	146.4
Ø400	717	1	0.15	107.55

VII.7.5 Calcul du remblaiement des tranchées

$$Vr = Vd - Vc - V_{Ls} \dots \dots \dots (VII.6)$$

Avec :

Vr : volume de remblai (m3).

Vd : volume de déblai (m3).

Vsable : volume de lit de sable (m3).

Vc : volume de conduite (m3).

Avec :

$$Vc = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times L \dots \dots \dots (VII.7)$$

D : diamètre de la conduite (m).

L : longueur de la conduite (m).

Les volumes des déblais, remblais et conduites sont calculés selon les données présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.4: Calcul du volume des remblais

Dext	L	V d	V lit de sable	V conduites	V remblai
mm	m	m3	m3	m3	m3
Ø63	1461	1167.214	145.296	4.541	1017.377
Ø75	693	568.814	70.166	3.053	495.595
Ø90	1193	1012.499	123.47	7.585	881.444
Ø110	1401	1239.408	149.2065	13.307	1076.894
Ø125	284	259.434	30.885	3.482	225.067
Ø140	383	360.793	42.513	5.892	312.388
Ø160	1059	1039.04	120.726	21.281	897.033
Ø180	392	399.934	45.864	9.970	344.1
Ø200	170	180.336	20.4	5.33	154.606
Ø225	1372	1525.80	169.785	54.497	1301.518
Ø250	260	302.77	33.15	12.75	256.87
Ø 315	1600	2089.12	146.4	124.595	1818.125
Ø400	717	1075.5	107.55	90.055	877.895
/	/	11220.662	1205.412	356.3609	9658.913

VII.7.6 calcul de réservoir

Pour ce faire nous avons fait l'analogie avec un projet similaire réaliser par Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique : CTH antenne de Djelfa. qui s'est fait en Janvier 2024 et ayant presque les mêmes caractéristiques que notre projet

Tableau VII.5: Devis estimatif de réservoir.

Capacité V (m3)	Cout (Dz)
1500	60000000.00

VII.8 Protection Et Sécurité Du Travail

L'objectif principal de la sécurité au travail est de réduire la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers. Le domaine hydraulique joue un rôle crucial lors de la réalisation de projets d'alimentation en eau potable, impliquant plusieurs phases d'exécution, telles que :

- ❖ Travaux d'excavation et de terrassement (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, stations de pompage, etc.).
- ❖ Réalisation de forages (creusement, équipement, essais de pompage et protection).
- ❖ Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, le ferrailage et autres phases liées à l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage.

Pour cela, les ingénieurs hydrauliciens doivent aborder et résoudre tous les aspects relatifs à la sécurité et à la protection du travail dans leurs études, la supervision et l'exécution des projets concrets dans les domaines de l'hydraulique et du génie civil.

VII.9 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Les accidents de travail sont causés par deux éléments : des conditions dangereuses et des actions à risques :

VII.9.1 Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- Fatigue des travailleurs, des agents de maîtrise et des responsables.
- Encombrement pendant les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Suivi d'un rythme de travail inadapté.

VII.9.2 Facteurs matériels

- Matériel, véhicules et machines utilisés dans le travail
- Attributs des matériaux employés
- Difficultés rencontrées durant l'exécution des tâches
- Systèmes mécaniques et électriques mis en place

VII.9.3 Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Action sans avertissement préalable ou sans autorisation.
- Désactivation des dispositifs de sécurité.
- Absence d'utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- Utilisation inadéquate des outils ou engins.
- Adopter une posture peu sûre.
- Travailler à une hauteur inappropriée.
- Suivre un rythme de travail non adapté.

VII.10 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.10.1 Protection individuelle

Les mesures de protection individuelle sont souvent moins efficaces que les dispositifs de protection collective et doivent être utilisées en dernier recours lorsque ceux-ci ne sont pas applicables. Cependant, elles restent indispensables dans de nombreuses situations et peuvent être négligées par les travailleurs ou non fournies par l'employeur. Ces mesures comprennent divers équipements tels que des combinaisons étanches, des gants et des crèmes protectrices pour les mains, des chaussures de protection avec semelles épaisses et antidérapantes, des lunettes de sécurité pour se protéger contre les UV et les débris, des protecteurs auditifs tels que les casques anti-bruit et les bouchons d'oreille, ainsi que des masques et des cagoules pour se protéger contre les poussières et les gaz.



Figures VII.10: Exemples de moyens de protection.

Source : www.epipro.net

VII.10.2 Protection collective

- Respecter rigoureusement les règles de sécurité établies.
- Effectuer les vérifications périodiques des engins selon les instructions du fabricant.
- Mettre en place une zone de sécurité autour des engins de levage pour éviter tout stationnement sous une charge suspendue.
- Pour prévenir les risques associés aux appareils électriques, il est essentiel d'interdire tout bricolage. Seuls les électriciens qualifiés doivent manipuler une ligne électrique ou une installation électrique.

VII.11 Choix des engins

Pour réaliser les opérations mentionnées précédemment, nous devons recourir à d'importants engins mécaniques afin de réduire significativement les coûts et les délais de terrassement. Les engins que nous prévoyons d'utiliser sont :

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

VII.11.1 La pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à tous les types de sols. Elles peuvent être équipées de différents accessoires qui en font des machines de travail multifonctionnelles :

- Godet standard pour le travail en butée.
- Godet rétro pour l'excavation et le creusement de tranchées.
- Godet niveleur pour le décapage ou le nivelage.

VII.11.2. Bulldozer

Un bulldozer est un engin de chantier utilisé principalement pour déplacer des matériaux, niveler des terrains, créer ou dégager des voies d'accès. Il comporte une lame à l'avant pour pousser ou tirer des matériaux tels que la terre, le gravier, le sable, etc. De plus, il est équipé d'un ripper à l'arrière pour décomposer les sols durs. Ces machines sont largement employées dans la construction, les travaux de terrassement, le génie civil, l'exploitation minière, ainsi que d'autres domaines associés aux travaux publics.

VII.11.3 Chargeur

Un chargeur, également appelé chargeuse sur pneus, est un engin de chantier utilisé pour charger, déplacer et transporter des matériaux tels que le gravier, le sable, la terre, le béton, etc. Il est caractérisé par sa capacité à manipuler de grandes quantités de matériaux grâce à son godet frontal. Les chargeurs sont souvent utilisés dans les travaux de construction, les chantiers de terrassement, l'exploitation minière, le recyclage des déchets, et d'autres applications similaires où le chargement et le transport de matériaux sont nécessaires.

VII.11.4 Compacteur

C'est un engin compact, équipé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre et pourvu d'un guidon. Il sert à compacter les remblais des surfaces.

VII.12 Devis estimatif et quantitatives

Nous pouvons avoir une idée du coût de réalisation de notre projet en étudiant le devis estimatif.

Tableau VII.6 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF				
Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
		a	b	C= a*b
1) déblai en terrain	m ³	11220.66	450	5049297
2) lit de sable 15 cm	m ³	1205.412	1800	2169741.6
3) remblaiement de la tranche	m ³	9658.912	300	2897673.6
Conduites PEHD PN10				
Ø400	mm	717	21260.99	15244129.83
Ø250		1632	8501.43	13874333.76
Ø200		170	5576.82	948059.4
Ø160		1451	3606.94	5233669.94
Ø125		931	2280.37	2123024.47
Ø110		936	1763.20	1650355.2
Ø90		1089	1203.66	1310785.74
Ø75		947	844.03	799296.41
Ø63		1510	612.64	925086.4
Conduite PEHD PN16				
Ø315		1600	13338.45	21341520
Les accessoires				3000000.00
Réservoir	U	1	60000000.00	60000000.00
Totaux	Totale (H.T)			136566973.4
	T.V.A (19%)			25947724.94
	Totale (H.T)			162514698.3

Devis en chiffre

Cent soixante-deux millions cinq cent quatorze mille six cent quatre-vingt-dix-huit dinars et trois centimes.

Conclusion

Dans ce chapitre a détaillé les étapes nécessaires à la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable, en insistant sur l'importance d'avoir un personnel qualifié pour l'installation des conduites. Il en ressort que la planification du chantier est essentielle avant de commencer les travaux, car elle permet de déterminer tous les volumes de travail et le coût total du projet.

Conclusion Générale

Notre étude portant sur le réseau d'alimentation en eau potable du POS N°21 à Bahrara (W. Djelfa) a été réalisée pour objectif de concevoir des solutions techniques adaptées aux besoins de l'agglomération à l'horizon 2054, en tenant compte d'un taux de croissance de la population de **2,50 %**.

Après une analyse détaillée du site d'étude, nous avons établi une évaluation complète des besoins totaux prévus pour la durée de notre étude, avec un débit maximal estimé à 5565,18 m³/jour à l'horizon de calcul.

La croissance démographique a rendu nécessaire la création d'un réservoir surélevé d'une capacité de 1500 m³, intégré dans le terrain avec une hauteur de tour calculée pour garantir une distribution adéquate en termes de débit et de pression.

Nous avons analysé une adduction gravitaire avec une mesure de protection contre le phénomène du coup de bélier, qui se distingue par un diamètre de 315 mm en PEHD PN 10, s'étendant du point de raccordement au réservoir de distribution du projet. Le réseau de distribution choisi est de type maillé, avec des conduites en PEHD PN10.

Le dimensionnement de ce réseau a été réalisé avec le logiciel "Water CAD". Les simulations ont montré que certaines conduites présentent des vitesses faibles, inférieures à 0,5 m/s, mais restent acceptables, tandis que les pressions aux nœuds respectent les normes, étant supérieures à 1 bar.

Nous avons conclu notre étude en décrivant les méthodes d'installation des canalisations et en réalisant le calcul des estimations quantitatives et financières du projet, évalué à **162514698.3** DA, soit Cent soixante-deux millions cinq cent quatorze mille six cent quatre-vingt-dix-huit dinars et trois centimes.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'explorer le domaine professionnel en effectuant une analyse basée sur des données concrètes.

Références bibliographiques

[1] : **SALAH.B**, « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations », E.N.S.H BLIDA.2014.112p.

[2] : **Abramov N.** « Alimentation en eau potable », édition Mir, Moscou,1982.

[3] : **Monographie de Djelfa, 2022**

[4] : **M. Carlier**, « Hydraulique générale appliquée », édition Eyrolles, Paris,1972.

[5] : **Mr. KAHLERRAS** : Cours organisation de chantier 2021.

Livre "Traité de béton armé tome 6", Fonlladosa [GUER.], Paris, 1968.p 67et 68.

Site web

- www.epipro.net
- Manchon plastique pour tube PE (anjou-connectique.com)
- www.bricodis.mg
- www.pamline.fr
- www.bricodis.mg.
- www.mypum.fr
- <https://www.helyon.com/tag/ventouse/>
- https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html
- Googleearth.com
- **Catalogue des conduites en PEHD (Source https://algerie.prix-construction.info/espaces_urbains/calculaprecio.asp?Valor=3|0_0_0_0|1|XDP030|uia_020:0_0_0_2_1_0_0)**

Annexe

Annexe 01

Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération Rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	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	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
Total	100	100	100	100	100

