

Session SEP 2024

Remerciements

Je souhaite tout d'abord exprimer ma profonde gratitude à **ALLAH**, qui m'a donné la volonté et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je remercie sincèrement Monsieur **TOUMI Samir** , mon promoteur pour son soutien constant tout au long de la réalisation de ce mémoire. Ses conseils précieux et son encadrement compétent ont été essentiels à l'aboutissement de ce projet.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à tous les enseignants de l'Ecole National Supérieur d'Hydraulique , qui ont été de véritables guides tout au long de notre parcours universitaire .

Je remercie chaleureusement les membres du jury pour l'attention qu'ils ont portée à ce travail.

Enfin, je souhaite adresser mes remerciements à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire en particulier les ingénieurs de la DRE (W .TIARET) , **Mr . MAKHLOUFI Moustafa** et **Mr. BOUZEKRI M'hamed**. Votre aide et votre soutien ont été inestimables.

Merci,

Dédicaces

À ma chère famille,

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements à ma chère maman **Fatma** et à mon cher papa **Bouziane** , qui ont veillé à mon éducation et à mon apprentissage, et m'ont offert leur amour et leur tendresse sans réserve. Vous avez été mon soutien et mon pilier à chaque étape de ma vie, et je vous en suis infiniment reconnaissant.

Je souhaite également remercier mes frères et sœurs adorés, **Naima , Amina, Ahmed khayra et Housseem** qui ont toujours été à mes côtés, me soutenant et me chérissant. Merci pour chaque instant partagé, pour chaque joie et chaque peine traversée ensemble.

Je tiens à adresser mes remerciements aux petits-enfants de la famille, **Youcef , Rihab, Yasmin , Ali , Roukaya , Inass ,Basma , Marwa et Kamer** ,qui ont apporté joie et bonheur dans nos vies, ainsi qu'à tous les membres de ma famille qui ont été partie intégrante de ce voyage merveilleux.

Je souhaite adresser mes remerciements à **DJELDJEL Taher et SARI Amine et BENELHADJ Hakim** .

Je remercie sincèrement la famille **MAARADJI ET ZAICH** mes oncles et mes tantes.

Je n'oublie pas mes chères amies the five **Roumaissa , Samah , Mounia ,Lara**, qui ont été à mes côtés et ont contribué à rendre ma vie plus lumineuse et joyeuse.

À vous tous, je rends hommage avec respect et gratitude, et je suis profondément reconnaissant pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Avec tout mon amour et mes remerciements,

ZAICH Nour el houda .

ملخص:

إن نظام تزويد المياه الصالحة للشرب في بلدية السوقر الواقعة في ولاية تيارت، يعاني من تدهور كبير من الناحيتين الهيدروليكية والفيزيائية، مما يمنع تلبية احتياجات سكان المنطقة من المياه في المستقبل. تسمح هذه الدراسة بتشخيص النظام من خلال تحديد عيوبه، بالإضافة إلى فحص منشآت التخزين المتاحة. تم تقديم اقتراحات لتحسين فعالية النظام. علاوة على ذلك، تم حفر آبار وتصميم نظام جديد للتزويد بالمياه الصالحة للشرب مما يلبي احتياجات المستهلكين المستقبلية.

الكلمات المفتاحية :

السوقر ، تشخيص النظام ، منشآت التخزين ، آبار.

Résumé :

Le système d'alimentation en eau potable de la commune de Sougueur, dans la wilaya de Tiaret, est dans un état vétuste hydrauliquement et physiquement, ce qui ne permet pas de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon futur. L'étude diagnostique ce système en identifiant ses défaillances, ainsi qu'en évaluant les installations de stockage existantes. Des solutions seront proposées pour améliorer la performance du système. De plus, des forages seront réalisés et un nouveau système d'alimentation en eau potable sera conçu pour répondre aux besoins futurs des consommateurs.

Mots- clés :

Sougueur , Diagnostique , défaillances , Forages.

Abstract :

The drinking water supply system in the municipality of Sougueur, located in the wilaya of Tiaret, is in a dilapidated state both hydraulically and physically, which does not allow for the satisfaction of the water needs of the agglomeration in the future. The study diagnoses this system by identifying its deficiencies and evaluating the existing storage facilities. Solutions will be proposed to improve the system's performance. Additionally, new wells will be drilled, and a new drinking water supply system will be designed to meet the future needs of consumers.

Key-words :

Sougueur , Diagnoses , deficiencies , Wells.

Table des matières

Remerciements	2
Résumé :	4
Introduction générale :	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction :	3
I .1. Présentation de la zone :	3
I .1.1. Situation géographique :	4
I .1.2. Situation topographique :	4
I .1.3. Situation géologique :	6
I .1.4. Situation climatique :	6
I .1.4.a. Pluviométrie :	6
I .1.4.b. Température :	7
I .1.4.c. L'humidité :	8
I .1.4.d. Le vent :	9
I .1.5. La sismicité :	10
I .1.6. Situation hydrographique :	10
I .2. Situation hydraulique :	11
I .2. 1. Ressources en eau :	11
I .2. 2. Adduction :	12
I .2. 3. Stockage :	13
I .2. 4. Distribution :	13
Conclusion :	13
Chapitre II :Démographie et estimation des besoins en eau actuels et futurs .	
Introduction :	15
II.1. Données socio-économiques :	15
II.2.Collecte des données :	16
II.3. Besoins en eau :	16
II.3.1. Catégories des besoins en eau potable à estimer :	16
II.4. Estimation des besoins :	17
II.4.1. Evaluation des Besoins Domestiques :	17
II.4.1.1. Choix de la norme unitaire de la consommation :	17

II.4.1.2. Besoins journaliers moyens :	
Le calcul de la consommation moyenne journalière se fait par la formule suivante :	20
II. 4.2. Les besoins des équipements :	22
II.5.Etude de variation de la consommation :	24
II.5.1.Variation de la consommation journalière :	24
II.5.1.1.Consommation maximale journalière :	24
II.5.1.2.Consommation minimale journalière :	25
II.6. Etude de la variation des débits horaires :	26
II.6. 1.1.Calcul du débit de pointe:	28
II.6.1. 2. Calcul de la consommation horaire :	28
II.6.2. Détermination du débit de pointe pour l'horizon:	30
II.6.3. Détermination du débit usine :	32
II.6.3 .1 Industrie :	32
Conclusion :	32

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Introduction :	34
III.1 Diagnostic physique :	34
III.1.2 Ressource en eau :	34
III.1.2.1 Etat des forages :	35
III.1.3 Réservoirs existants :	38
III.1.3 .1 Etat des Réservoirs :	39
III.1.4 Etat des conduite :	40
III.1.4 .1 Etat des conduites d'adduction :	40
III.1.4 .2 Etat des conduites de distribution :	40
III.2 Diagnostic hydraulique :	41
III.2 .1 Réseau de distribution :	41
III.2 .1 .Type du système de distribution existant :	41
III.2.1 .2 Calcul hydraulique du réseau :	41
III.2 .1 .3 La simulation du réseau par le logiciel EPANET :	46
III.2 .2 Réseau d'adduction :	50
III.3 Récapitulation des tronçons à changer et maintiens :	51
III.4 Recommandations concernant le réservoir de stockage :	52
Conclusion :	52

Chapitre IV : Dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution

Introduction :	54
IV.1 Choix du système de distribution :	54

IV.1.1 Cas du réservoir en tête :	54
IV.1.2 Cas du contre réservoir :	54
IV.2 Types du réseau de distribution :	54
IV.2 .1 Les avantages :	54
IV.2 .2 Les inconvénients :	55
IV.3 Principe du tracé du réseau :	55
IV.4 Choix du matériau des conduites :	55
IV.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	56
IV.5 .1 Calcul des débits :	56
IV.5 .2 Cas de pointe :	56
IV.5 .3 Calcul du débit spécifique :	56
IV.5 .4 Calcul des débits en route :	56
IV.5 .5 Calcul des débits nodaux :	57
IV.6 La répartition arbitraire :	60
IV.7 Vérification des vitesses et pressions :	62
IV.7.1 Vérification de la vitesse dans le réseau :	62
IV.7.2 Vérification des pressions (au sol) dans le réseau :	62
IV.8 Résultats de la simulation hydraulique du réseau	62
Conclusion :	70

Chapitre V: Etude des réservoirs

Introduction :	72
V.1. Rôle des réservoirs :	72
V.2. Equipements du réservoir :	73
V.3. Les critères d'implantation d'un réservoir de stockage :	76
V.4. Classification d'un réservoir :	77
V.5. Matérialisation de la réserve incendie :	79
V.6. Choix du type de réservoir :	81
V.7. Qualité de l'eau dans les réservoirs :	81
V.8. Capacité pratique des réservoirs :	81
V.8.1. Méthode analytique :	82
V.8.1.1 Détermination de la capacité de stockage :	82
V.8.2. Méthode graphique:	84
V.9. Dimensionnement de réservoir :	85
Conclusion :	85

Chapitre VI : Dimensionnement de réseau de l'adduction .

Introduction :	87
----------------	----

VI.1 Types d'adduction :	87
VI.1 .1 Adduction gravitaire :	88
VI.1 .2 Adduction par refoulement :	88
VI.1 .3 Adduction mixte :	88
VI.2 Choix du tracé :	88
VI.3 Choix du matériau de la conduite :	88
VI.4 Calcul hydraulique :	89
VI.4 .1 Méthode de calcul :	89
VI.4 .1 .1 Cas gravitaire :	89
VI.4 .2.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire	92
VI.4 .2.2 Dimensionnement de l'adduction par refoulement	93
VI.5 Etude de pompage :	96
VI.5 .1 Choix du type de pompe	96
VI.5 .2 Choix du nombre de pompes	97
VI.5 .3 L'utilisation de programme de sélection des pompes CAPPRARI :	97
VI.6 Protection contre le coup de bélier :	100
VI.6 .1 Définition :	100
VI.6 .2 Causes de coup de bélier :	100
VI.6 .3 Risque associés aux coups de bélier :	100
VI.6 .4 Moyens de protection contre le coup de bélier :	101
VI.6 .5 Etude du coup de bélier :	101
Conclusion :	103

Chapitre VII : Pose de canalisation et organisation de chantier .

Introduction :	105
VII .1 La pose de canalisation :	105
VII .1.2. Pose de canalisation en tranchée :	106
VII .1.1.a. Pose de canalisation en terrain ordinaire :	106
VII.2 Accessoires du réseau d'AEP :	108
VII.2.1 Les robinets-vannes :	108
VII.2.2 Vannes à opercule :	108
VII.2.3 Vannes à papillon :	108
VII.2.4 Vannes de réduction de pression :	108
VII.2.5 Vannes de vidanges :	109
VII.2.6 Les clapets anti –retours :	109
VII.2.7 Les ventouses :	109
VII.2.8 Les bouches et poteaux d'incendie :	109
VII.3 Les pièces spéciales de raccordement :	110

VII.3 .1 Les Coudes :	110
VII.3 .2 Les Cônes :	110
VII.3 .3 Les Tés :	111
VII.3 .4 Les Crois de jonction :	111
VII.3 .5 Les Manchons :	112
VII.4 Les Organes de Mesure :	112
VII.4 .1 Mesure de Débit	112
VII.4.2 Mesure de Pression :	112
VII.5 Réservoir Anti-Bélier :	112
VII.6 Organisation de chantier :	113
VII.6.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable :	113
VII.6.2 Les engins utilisés :	114
VII.6. 3 Excavation des tranchées	117
VII.6.4 Volume des Remblais Compactés :	120
VII.6.5 Le rendement d'exploitation de la pelle :	127
VII.6.6 Planifications des travaux :	127
VII.6.7 planification Méthode du réseau (CPM) :	127
Conclusion :	128

Chapitre VIII: Protection et sécurité du travail

Introduction :	130
VIII .1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	130
VIII .1 .1 Facteurs Humains :	130
VIII .1 .2 Facteurs Matériels :	130
VIII .2 Actions dangereuses à éviter :	130
VIII .3 Mesures préventives :	130
VIII .3 .1 Protection individuelle :	130
VIII .3 .2 Autre protections :	132
Conclusion :	133
Conclusion générale :	135
Bibliographie	137
ANNEXE :	138

Listes des Figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Image satellitaire de la ville de Sougueur	3
Figure I.2: Situation géographique de Sougueur	4
Figure I.3 : Carte des pentes de la ville de Sougueur	5
Figure I.4 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles	7
Figure I.5 : Les températures moyennes mensuelles	8
Figure I.6: L'humidité relative moyenne mensuelle	9
Figure I.7: L'évaporation moyennes mensuelles	10

Chapitre II :Démographie et estimation des besoins en eau actuels et futurs .

Figure II.1 : Evolution de la population de Sougueur à travers les différents horizons.	16
Figure II.2: courbe d'évolution des dotations nettes.	19
Figure II.6 : Graphique de consommation domestique	31

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Figure III. 2 : Image satellitaire représente la chaine d'adduction Ain Gramta	36
Figure III. 3: Image satellitaire représente la chaine d'adduction Tousnina	36
Figure III.4: L'abri de forage Hdjourat et ses équipements	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.5: L'abri de forage YATT 1 et ses équipements	37
Figure III.6: Forage YATT 2	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.8 :Station de pompages Nouasser	38
Figure III.9: Répartition des matériaux du réseau de distribution.	39
Figure III.11 : Réservoir 1000 m ³ à Khadret.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.12 : Chambre des vannes Khadret.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.15 : Des conduite de distribution en Mauvais état	40
Figure III.16 : La barre d'outils dans EPANET	46
Figure III.17 : Répartition des pressions et vitesses du réseau de distribution	48

Chapitre V:Etude des réservoirs

Figure V. 1 : Arrivée par sur verse	74
Figure V.2 : Conduite de départ.	74
Figure V.3 : Conduite by-pass.	75
Figure V.4 : Description des équipements du réservoir	76

Figure V.5 : Châteaux d'eau	77
Figure V. 6 : Réservoir Semi-enterré	78
Figure V. 7 :Réservoir Circulaire	79
Figure V. 8 :Réservoir rectangulaire	79
Figure V. 9 :Matérialisations d'incendie.	80
Figure V.10: Système à deux prises	80

Chapitre VI : Dimensionnement de réseau de l'adduction .

Figure VI.1 : Adduction mixte	87
Figure VI.4 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	95
Figure VI.5: représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie	98
Figure VI.6 représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie	99
Figure VI.7 : représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie	100

Chapitre VII : Pose de canalisation et organisation de chantier .

Figure VII.1 : Schéma favorable de pose de canalisation	105
Figure VII.2 : position des différentes canalisations par rapport à la canalisation d'AEP.	106
Figures VII. 3 : Pose de canalisation en tranchée	107
Figures VII. 4 : Vanne à opercule	108
Figures VII. 5 : Robinet à papillon.	108
Figures VII. 6: Ventouse.	109
Figures VII.7 : Bouches et poteaux d'incendie.	110
Figures VII.8 : Coude à brides.	110
Figures VII.9 : Té à brides.	111
Figures VII.10 : Croix de fonte à brides.	111
Figures VII.11 : Manchons en polypropylène.	112
Figure VII. 12 : Réseau à noeud.	128
Figure VIII.1: Equipement de protection de la tête	131
Figure VIII.2 : Vêtements de travail	131
Figure VIII.3 : Protection des chutes	131
Figure VIII.4 : Gants de protection	132
Figure VIII.5 : Chaussures de sécurité	132
Figure IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	164
Figure IV.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	164
Figure IV.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	165
Figure IV.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	165
Figure IV.13 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	165
Figure IV.14 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	166

Figure IV.15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	166
Figure IV.16 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	166
Figure IV.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	167
Figure IV.18 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	167
Figure IV.20 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	168
Figure IV.21 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	168
Figure IV.23 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	169
Figure IV.24 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	169
Figure IV.26 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	170

Listes des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Les Précipitations moyennes mensuelles.	6
Tableau I.2 : Les températures moyennes mensuelles	7
Tableau I.3 : L'humidité relative moyenne mensuelle	8
Tableau I.4 : L'évaporation moyenne mensuelle	10
Tableau I.5 : Les caractéristiques des forages de Sougueur	12
Tableau I.6 : Les caractéristiques des réservoirs	13

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau actuels et futurs .

Tableau II.1 : Evolution du nombre d'habitants de Sougueur.	15
Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / strates de population	18
Tableau II.3 : Evolution, par région, des dotations unitaires domestiques	19
Tableau II.4: Evaluation des besoins en eau domestique	20
Tableau II.5 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.	21
Tableau II.6: Dotation nette en question des différents horizons.	21
Tableau II.7 : Besoins en eau nette en question des différents horizons	22
Tableau II.8: Evaluation des besoins en eau des équipements alimentés par le réseau.	22
Tableau II.9: débit d'équipements	23
Tableau II.10: débit moyen journalier.	23
Tableau II.12 : Besoins maximums en question des différents horizons.	25
Tableau II.13 : Besoins minimums en question des différents horizons.	25
Tableau II.14 : Les valeurs des débit max et min horaires	28
Tableau II.16 : débit de pointe à horizon	28
Tableau II.17: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.	29
Tableau II.18 : Variation de la consommation horaire de l'agglomération.	30
Tableau II.19 : débit maximal horaire à l'horizon	31
Tableau II.20 : Détermination du débit usine	32
Tableau II.21: Détermination du débit totale	32

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Tableau III.1 : Forages alimentant le réservoir	35
Tableau III.2 : Les capacités des réservoirs	38

Tableau III.3: débit spécifique actuelle de la ville de Sougueur	42
Tableau III.4 : Tableau des conditions sur les vitesses et les pressions.	43
Tableau III.5 : débit spécifique à l'horizon de la ville de Sougueur	43
Tableau III. 6 : Les débits nodaux du réseau existant à l'état futur	43
Tableau III. 7 : Les débits nodaux du réseau existant à l'état futur (suite)	45
Tableau III.16 : Les diamètres économiques des forages existants	51
Tableau III.17 : la capacité des forages à satisfaire les besoins de consommateurs .	51

Chapitre IV : Dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution

Tableau IV.1 : débit spécifique a l'horizon de la ville de Sougueur	57
Tableau IV.2: Les débits nodaux du réseau existant à l'horizon	58
Tableau IV. 3: Les débits nodaux du réseau existant à l'horizon .(Suite)	59
Tableau IV.4 : les résultats de calcul à partir la répartition arbitraire.	61
Tableau IV.5 : Caractéristiques hydrauliques tronçons	64
Tableau IV.6 : Etat des nœuds du réseau	65
Tableau IV.9: Les diamètre après la simulation	69

Chapitre V:Etude des réservoirs

Tableau V.1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.	83
Tableau V.2 : Débit maximum journalière total	83
Tableau V.3 : la capacité de stockage	84

Chapitre VI : Dimensionnement de réseau de l'adduction .

Tableau VI.1 : résultats du dimensionnement de la partie gravitaire.	92
Tableau VI.2 : Les caractéristiques des forages se Sougueur	93
Tableau VI.4 : la variation des Hmt en fonction du diamètre	94
Tableau VI.5 : Les dépenses d'exploitation	94
Tableau VI.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	94
Tableau VI.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	95
Tableau VI.8 : Les diamètres économiques des forages existants	96
Tableau VI.9 : les variantes pour le choix de la pompe.	98
Tableau VI.10 : les variantes pour le choix de la pompe.	98
Tableau VI.11 : les variantes pour le choix de la pompe.	99
Tableau VI.12 : les caractéristiques de la conduites de refoulement	101
Tableau VI.13 : La charge statique absolue	102
Tableau VI.15 : La charge maximale absolue	102
Tableau VI.16 : calcul du volume du réservoir anti-bélier.	103

Chapitre VII : Pose de canalisation et organisation de chantier .

Tableau VII.1: Hauteur des couches de remblai	107
Tableau VII.2: les engins utilisé dans le projet	114
Tableau VII.3: Le volume de décapage.	115
Tableau VII.4: Le volume de décapage.(suite)	116
Tableau VII.5: Le volume de décapage.(suite)	117
Tableau VII.6: Le volume de déblais.	118
Tableau VII.7: Le volume de déblais (suite)	119
Tableau VII.8: Le volume de déblais.(suite)	120
Tableau VII.9: Le volume de remblai	121
Tableau VII.10: Le volume de remblai (suite)	122
Tableau VII.11: Le volume de remblai (suite)	123
Tableau VII.12 : Devis estimatif global.	124
Tableau VII.13: Devis estimatif global.(suite)	125
Tableau VII.14 : Devis estimatif global.(suite)	126
Tableau VII.15: Détermination délai de réalisation	128
Tableau III. 11 : Etat des nœuds du réseau.	138
Tableau III. 12 : Caractéristiques hydrauliques tronçons.	139
Tableau III. 13 : Etat des nœuds du réseau.	140
Tableau III. 14 : Caractéristiques hydrauliques tronçons	141
Tableau III. 15 : : Synthèse du diagnostic physique et hydraulique	143
Tableau IV.17 : la variation des <i>Hmt</i> en fonction du diamètre	145
Tableau IV.18 : Les dépenses d'exploitation	149
Tableau IV.19 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	154
Tableau IV.20 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	159

Introduction générale

Introduction générale :

L'accès à une eau potable de qualité est essentiel pour le développement durable des communautés. Dans ce cadre, le système d'alimentation en eau de la commune de Sougueur, située dans la wilaya de Tiaret, rencontre des défis importants. Actuellement, ce réseau est vétuste hydrauliquement et physiquement, ce qui compromet sa capacité à répondre aux besoins croissants de la population.

Cette situation nécessite une analyse approfondie pour identifier les problèmes affectant le système d'alimentation en eau potable et les installations de stockage. Une évaluation des infrastructures permettra de comprendre les lacunes et d'examiner les éléments qui entravent l'efficacité du système.

En réalisant un diagnostic complet, il sera possible de mettre en lumière les points faibles et de préparer des améliorations pour garantir un approvisionnement fiable. Cette étude constitue donc un pas vers une meilleure gestion des ressources en eau, essentielles pour le bien-être des habitants de Sougueur. Cette étude comprend les chapitres suivants :

- la présentation de la commune;
- l'estimation des besoins en eau ;
- l'étude des réservoirs ;
- le diagnostic physique et hydraulique du réseau ;
- l'étude de l'adduction ;
- le dimensionnement d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable (AEP) .

Le projet prévoit également l'exécution des travaux de terrassement et de pose de canalisation ,ainsi que l'évaluation des couts . La sécurité des travailleurs est une priorité , et des mesures de protection seront mises en place pour garantir leur sécurité tout au long du projet .

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant de démarrer tout projet d'approvisionnement en eau potable, il est indispensable de mener une étude approfondie du site afin de comprendre ses caractéristiques et les divers facteurs influençant la conception du projet. Ces facteurs incluent des éléments tels que les données démographiques locales et la géologie du terrain, parmi d'autres. Cette analyse approfondie nous permettra de prendre les mesures nécessaires tout au long de la réalisation du projet, telles que le choix approprié d'équipements et de matériaux pour les canalisations, afin de mener à bien notre mission.

I.1. Présentation de la zone :

La décision de créer un centre de population au lieu dit Sougueur est prise par arrêté du 21 décembre 1881 mais les travaux de première installation sont réalisés seulement en 1893. Le centre est nommé Trézel en 1890 et agrandi en 1914. Il est érigé en commune de plein exercice par arrêté du 28 septembre 1946. La commune est rattachée au département de Tiaret en 1956.

En 1965, TREZEL a pris le nom de Sougueur, qui signifie selon certaines sources, la région rouge en référence à la présence d'oxyde de fer dans le sol.

La commune de Sougueur s'étend sur une superficie environ de 257.82 Km² .

✚ Notre étude portera sur la ville de Sougueur qui occupe une superficie de 9,83Km² ; 983 Hectares.

La figure suivante présente la ville de Sougueur par une image satellite :



Figure I.1 : Image satellitaire non traitée de la ville de Sougueur (source google earth, 2024)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.1. Situation géographique :

La commune de Sougueur localisée à une altitude moyenne de 1140m. Son chef lieu est distant de 20km de Tiaret, la ville de Sougueur appartenant ainsi à la partie Sud Est de la wilaya de TIARET.

Sa liaison routière est assurée par RN 23 vers TIARET.

Elle s'étend sur une superficie de 9,83 Km² avec une population total de 78 956 habitants(Année 2008), soit presque 361 hab/Km².

Ces limites sont comme suit:

- Au nord la commune de Tiaret et Ain Bouchekif
- A l'Ouest la commune de Tousnina et Melakou
- A l'Est la commune de Si Abdelghani
- Au sud la commune de Naima

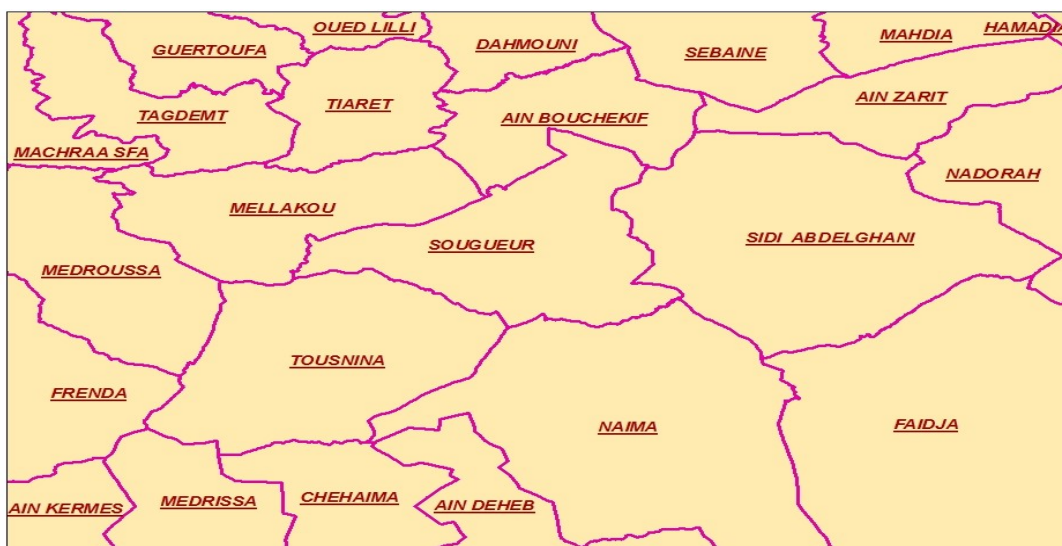


Figure I.2: Situation géographique de Sougueur W (Tiaret)

I.1.2. Situation topographique :

La topographie de la commune est caractérisée par :

Latitude: **35.1835**, Longitude: **1.49586** 35° 11' 1" Nord, 1° 29' 45" Est

Et des ensembles de plaine. Les altitudes absolues ne dépassent pas les 1200 mètres. Les orientations principales de l'inclinaison des versants est Nord Est pour la partie Est de la commune et vers le Nord ouest pour la partie Sud Ouest de la commune. La zone élevée Est située au Nord de la commune, c'est le Djebel Sidi Abed .

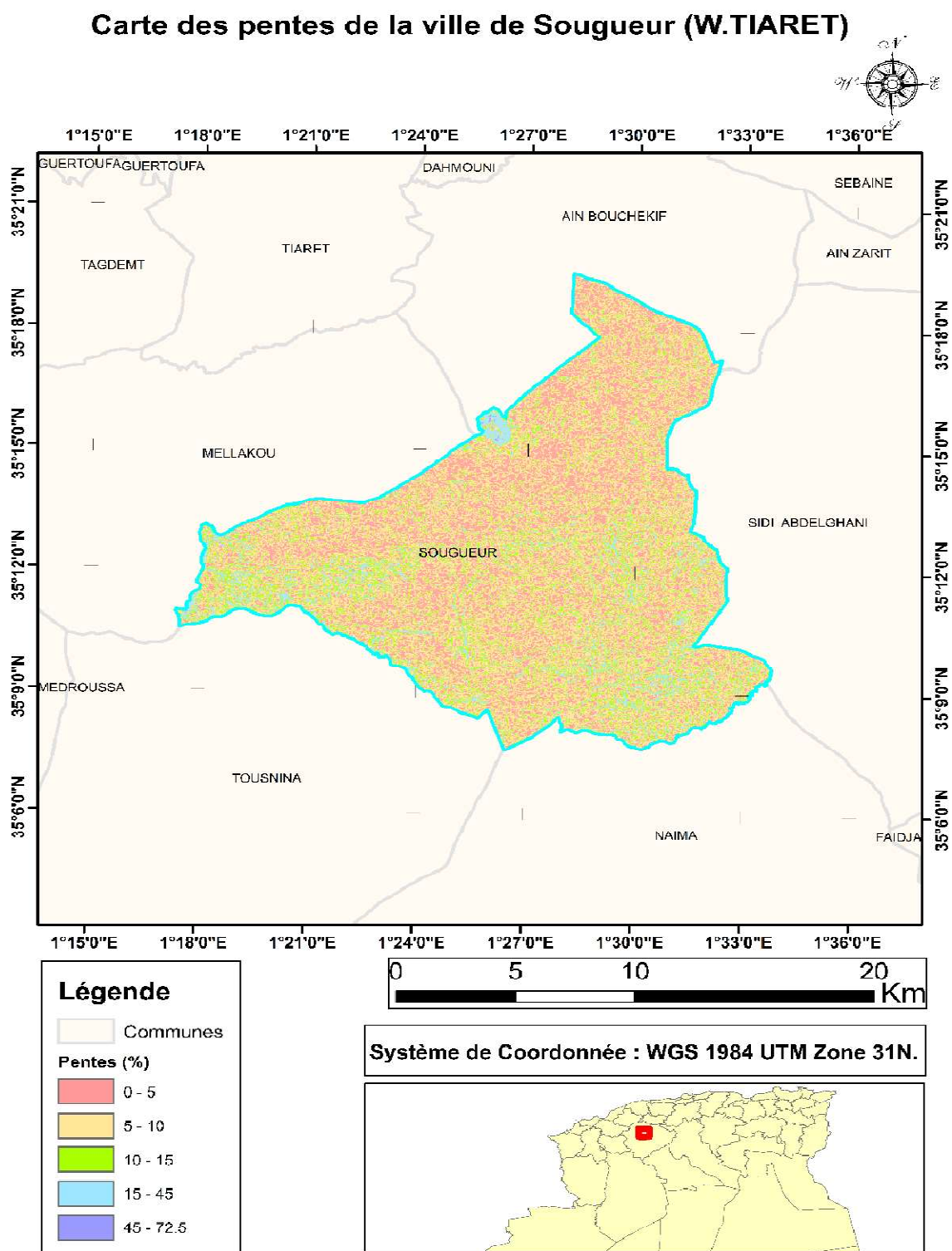


Figure I.3 : Carte des pentes de la ville de Sougueur

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.3. Situation géologique :

A partir de cette carte géologique, nous citons les caractéristiques géologiques suivantes :

- Un substrat géologique à dominante calcaire
- Des formations calcaires qui constituent le soubassement de plus des $\frac{3}{4}$ de la superficie de la commune.
- Des formations variées d'âge turonien : dolomies, marnes et argilites affleurent au sud est de la commune
- Le long d'Oued Mina et Oued El Farchi nous notons des lambeaux de conglomérats et grès du miocène

I.1.4. Situation climatique :

Le climat dans la région est du type semi-aride spécifique à la zone des Hauts Plateaux par des hivers rigoureux et des étés chauds et secs.

Il existe notamment assez de stations hydro pluviométriques dont les périodes sont suffisamment longues pour pouvoir estimer au mieux les paramètres hydrologiques requis tant à l'échelle annuelle et mensuelle qu'à l'échelle plus fine de l'ordre d'une journée, voire des intensités de courtes durées horaires.

I.1.4.a. Pluviométrie :

Les précipitations constituent le facteur primordial dans le comportement hydrologique du bassin, les mesures de celles-ci permettent d'évaluer la quantité d'eau tombée et surtout d'estimer la quantité destinée aux écoulements.

Les Précipitations moyennes mensuelles :

Sur une période d'observation qui s'étale sur **27 ans**, les précipitations moyennes mensuelles dans la station d'Ain Bouchekif représentées sur le tableau **I.1** .

Tableau I.1 : Les Précipitations moyennes mensuelles de la station d'Ain Bouchekif (1996-2023).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Totale
P Moyenne Mensuelle en (mm)	27,57	36,17	40,65	37,89	44,09	42,11	37,44	43,12	33,24	10,01	5,17	12,70	370,17

Source :DRE _ Tiaret (2024)

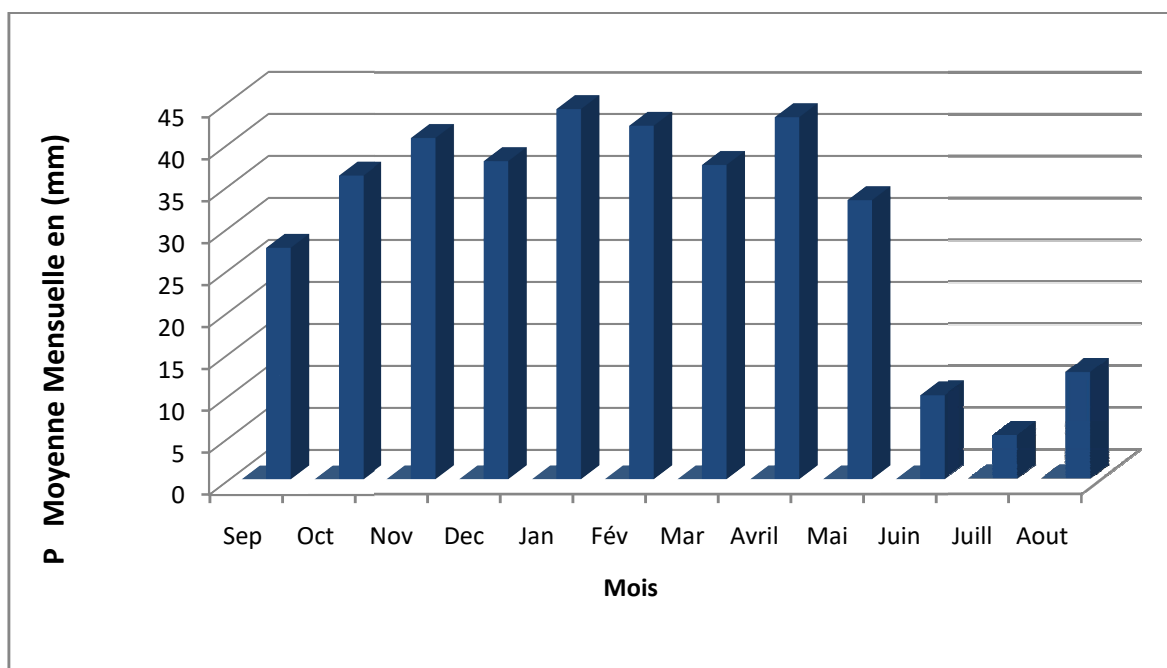


Figure I.4 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles de la station d'Ain Bouchekif (1996-2023).

Interprétation :

L'analyse de la variation des précipitations indique que :

- La saison des pluies s'étend de novembre à avril, avec un pic de précipitations atteignant 44,09 mm en janvier.

I.1.4.b. Température :

Si les précipitations constituent l'apport en eau, les températures jouent un rôle important dans les pertes en eau par le phénomène d'évaporation. Elles constituent l'autre élément majeur conditionnant le climat de la région.

I.1.4.b. 1 Températures moyennes mensuelles :

L'analyse des données des températures moyennes mensuelles est basée sur les données relevées au niveau de la station d'Ain Bouchekif. Elles sont présentées dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Les températures moyennes mensuelles de la station d'Ain Bouchekif (1996-2023).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Moy
<i>T Moyenne Mensuelle en (°C)</i>	23,3	18,4	11,5	7,7	8,1	9,4	12,7	15,9	22,5	26	30,2	29,5	17,9

Source :DRE _ Tiaret (2024)

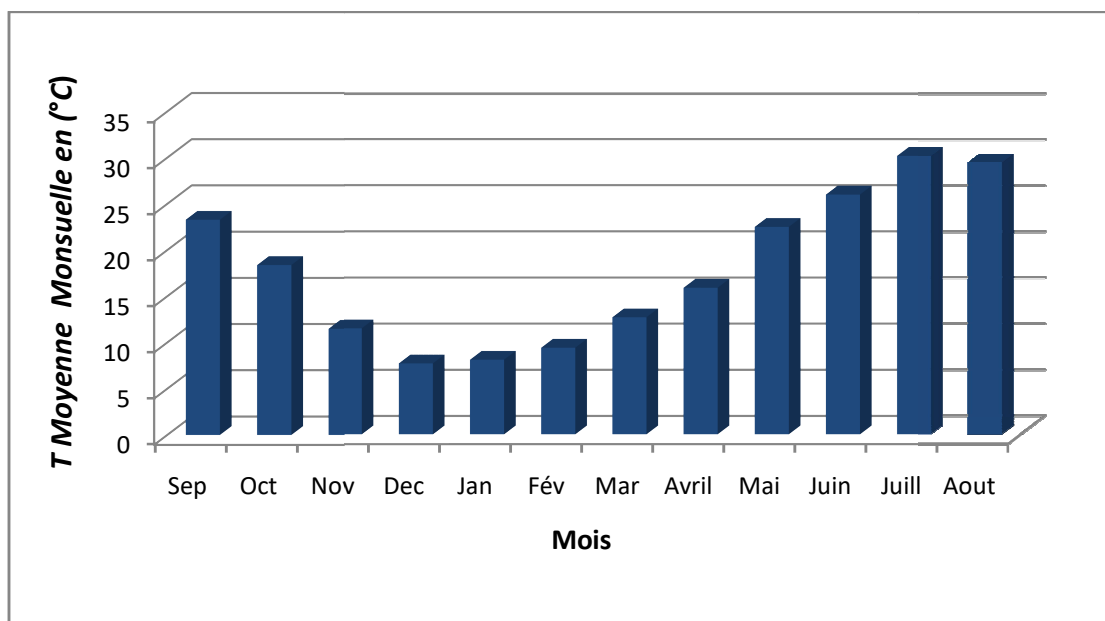


Figure I.5 : Les températures moyennes mensuelles de la station d'Ain Boucekif (1996-2023).

Interprétation :

Décembre se distingue comme le mois le plus froid, avec une température mensuelle moyenne de 7,7 °C, tandis que c'est en Juillet enregistre la température moyenne mensuelle la plus élevée qui atteint 30.2 °C.

I .1.4.c. L'humidité :

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83% et de 40 à 63% respectivement pour les périodes allant de Novembre au mois de Mars et du mois d'Avril au mois d'Octobre.

Les données d'humidité relative moyenne à la station d'Ain Boucekif durant la période d'observation allant de l'année 1996 à 2023 sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : L'humidité relative moyenne mensuelle de la station d'Ain Boucekif (1996-2023).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout
Humidité (%)	53	62	72	77	79	77	67	64	58	44	36	39

Source :DRE _ Tiaret (2024)

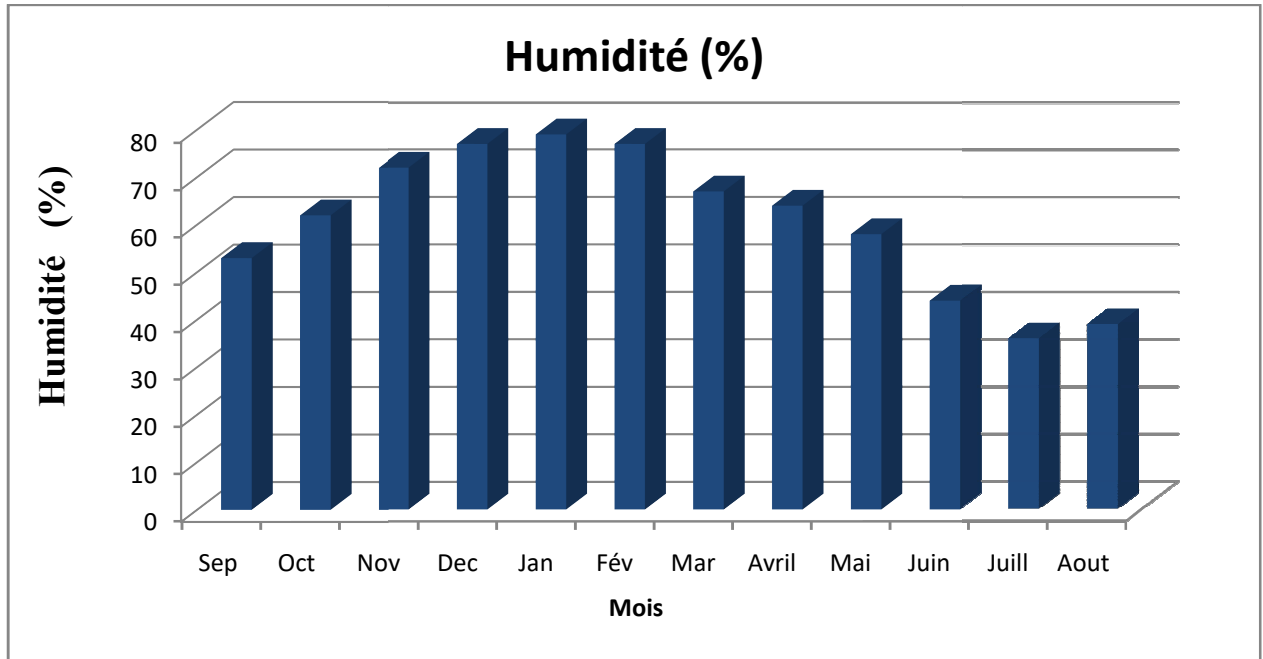


Figure I.6: L'humidité relative moyenne mensuelle de la station d'Ain Bouchekif (1996-2023).

Interprétation :

Il est observé que le mois le plus humide est janvier, avec un taux d'humidité d'environ 79 %, tandis que le mois le moins humide est juillet, avec un taux d'humidité de 36 % .

I .1.4.d. Le vent :

Les vents dominants charges soutiennent dans la direction W- NW dans la période allant du mois d'Octobre au moi du Mai, et E- SE de Juin à Septembre avec une fréquence supérieur à 14%.

Les vitesses maximales du vent sont enregistrées l'après midi et les minima en début de journée.

La vitesse moyenne mensuelle du vent varie de 2.5 à 3.5 m/s

Le siroco souffle en moyenne 20,7 jours par an, avec un maximum de 7,1 jours en juillet.

I .1.4.e. L'évaporation:

L'évaporation est le processus physique par lequel l'eau se transforme en vapeur. C'est un élément crucial car il constitue une partie de la fonction de "sortie" dans le bilan hydrologique d'une région donnée. Cependant, sa mesure est complexe car elle dépend de nombreux facteurs variables dans l'espace et dans le temps, tels que la température, les précipitations, la vitesse du vent, l'humidité de l'air, l'état du sol et la végétation. Les mesures de l'évaporation à la station d'Ain Bouchekif sont mentionnées dans le tableau suivant :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.4 : L'évaporation moyenne mensuelle de la station d'Ain Bouchekif (1996-2023).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Moy
T Moyenne Mensuelle en (°C)	54	38	21	15	18	18	25	29	43	64	96	88	509

Source :DRE _ Tiaret (2024)

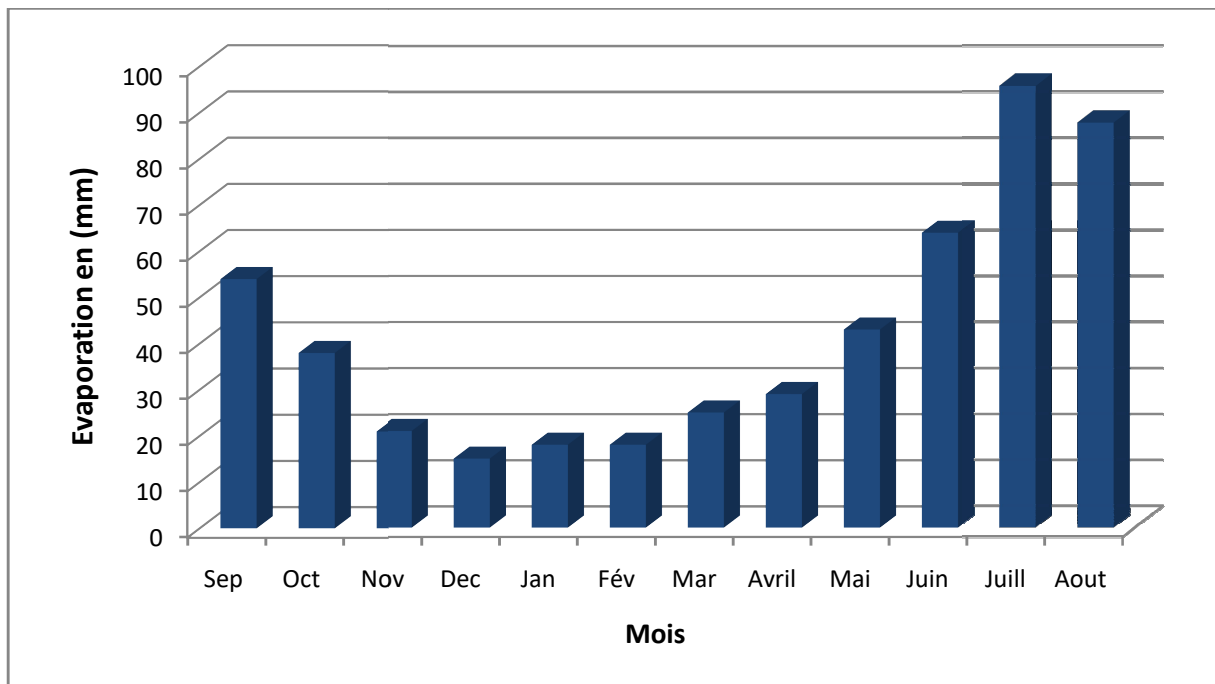


Figure I.7: L'évaporation moyennes mensuelles de la station d'Ain Bouchekif (1996-2023).

I .1.5. La sismicité :

La région de Tiaret (Sougueur) est classée dans la zone de faible sismicité qui est la zone I.

I .1.6. Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique est composé de trois sous bassin versants

Le tracé dense du réseau hydrographique de la commune souligne assez bien les grandes orientations des pentes des versants. Trois oueds principaux drainent les eaux de la commune vers le nord est et le Nord ouest :

- •**Oued El Branis** affluent de Oued Mina au Sud Ouest
- •**Oued El ferchi** et **Oued Sougueur** qui coulent vers le Nord est pour se rejoindre au nord de la montagne carrée pour se jeter dans(Oued Bou Skif) qui se jette lui-même dans(Nahr Ouassel).

Les eaux souterraines sont emmagasinées dans la plus importante des nappes phréatiques du plio-quaternaire qui repose sur le toit des marnes miocènes. Elle s'étend dans le plateau du (Sersou à l'Est au Nord du Djebel nador).

I.2. Situation hydraulique :

Cette partie vise à examiner l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville de SOUGUEUR , en analysant les ressources disponibles ainsi que les divers réservoirs de stockage. Nous allons également revoir le réseau de distribution et d'adduction .

I.2. 1. Ressources en eau :

La majorité des forages qui alimente actuellement Sougueur sont situées soit dans le territoire de la commune (station de Ain Gueramata) , soit dans le territoire de Tousnina . Cette alimentation est liée aux ressources hydriques présentes dans les deux nappes exploitées Oued Soussalem et oued Mina .

Les ressources en eau disponibles actuellement sont les suivantes:

1°/ Champ captant d'oued Mina (Tousnina);

Ce champ captant comprend 06 forages dont le débit exploité destiné pour l'AEP de Sougueur est de l'ordre de 24 L/S.

Et 02 forages de Oued yatt qui débitent 40 L/S chacun

$$\text{DEBIT TOTAL EXPLOITE} = 200 \text{ L/S}$$

2°/ Champ captant d'Oued Soussalem :

Ce champ captant comprend 06 forages Le débit exploité destinée pour l'AEP de Sougueur est de l'ordre de 25 L/S.

$$\text{DEBIT TOTAL EXPLOITE} = 150 \text{ l/s.}$$

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2.2. Adduction :

L'agglomération de Sougueur est bénéficiée de plusieurs forages qui assurent l'alimentation en eau potable, ils sont caractérisés par :

Tableau I.5 : Les caractéristiques des forages de Sougueur

LOCALISATION							FORAGES DECLARES			
Commune	COORDONNEES			Nom du forage			Débit mob	Débit exploité	Heures de pompages	Jours de pompages
	X	Y	Z		Niveau statique (profondeur)	Niveau dynamique (profondeur)	l/s	l/s	h/j	Nb
Sougueur	393900	205000	1095	khelifa	43	83	18	17	24	30
	395000	205950	1075	Russe	41	80	30	25	24	30
	393600	204750	1104	El hamel	43	84	21	18	24	30
	391900	204150	1109	El guettaf	53	93	26	25	24	30
	394500	205650	1086	Chaallal	43	82	45	40	24	30
	377157	202201	1107	oued yat 1	29	69	40	25	24	30
	377857	201883	1118	oued yat 2	33	73	40	36	24	30
	393 638.	208 296	1107	hdjourat	56	96	26	25	24	30
	371017	203231	1023	Forage F1 Tousnina	30	70	20	15	24	30
	371030	203184	1024	Forage F2 Tousnina	37	75	20	17	24	30
	371027	203265	1022	Forage F3Tousnina	28	68	24	19	24	30
	370467	202991	1015	Forage F4 Tousnina	32	72	44	40	24	30
	371367	202991	1030	Forage F5Tousnina	31	71	31	25	24	30
	371891	202750	1036	Forage F6Tousnina	24	66	30	23	24	30

Source :SRE Subdivision des ressources en eau(Sougueur)

Remarque :

Nous remarquons que l'utilisation de forages avec 24 heures de pompage sur 30 jours n'est pas acceptée en pratique, car cela entraîne des risques pour les nappes phréatiques. Il est essentiel de respecter des règles de gestion pour protéger ces ressources.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2.3. Stockage :

Actuellement la ville de Sougueur contient 06 ouvrages de stockage, leurs capacités atteignent 8000M3.

Tableau I.6 : Les caractéristiques des réservoirs

type de réservoir	Nombre	Nom de réservoir	Capacité(m3)	cote radier (m)
Semi -enterré	1	Réservoir de 1000 m3 à Tamordjanet.	1000	1234
Semi -enterré	1	Réservoir de 2500 m3 à Tamordjanet.	2500	1234
Semi -enterré	2	Réservoirs 2x1000 m3 à Khadret.	2000	1208
Semi -enterré	1	Réservoir 2500 m3 à Khadret.	2500	1208
Total	6	Capacité totale actuelle (m3)	8000	/

Source :SRE Subdivision des ressources en eau(Sougueur)

I.2.4. Distribution :

➤ Réseau de distribution :

La ville de Sougueur est dotée d'un réseau de distribution d'A.E.P de type maillé en majorité, la nature de ce réseau est en Fonte et en P.E.H.D soit:

- 17.340 ml en Fonte
- 90.746 ml en P.E.H.D
- 10.329 ml en P.V.C
- 1.600 ml en Acier

On compte actuellement un linéaire total de 120,015 km de réseau avec un taux de raccordement estimé à 99 %.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les données essentielles concernant la région étudiée. Sur le plan topographique, il est notable que le terrain est principalement plat. La zone bénéficie d'un climat semi - aride et présente une faible sismicité. L'approvisionnement en eau potable provient de 14 forages ainsi que de cinq réservoir d'eau, offrant une capacité totale de stockage de 8000 mètres cubes. Ces informations nous serviront de base pour établir un diagnostic précis du réseau d'alimentation en eau potable existant. Dans le chapitre suivant, nous procéderons au calcul des besoins en eau pour la commune de Sougueur .

Chapitre II

Démographie et estimation des besoins en eau actuels et futurs .

Introduction :

La démographie joue un rôle crucial dans la détermination des besoins en eau, tant actuels que futurs, pour les agglomérations urbaines. L'évolution de la population, conjuguée à l'amélioration du niveau de vie et au développement des infrastructures publiques, exerce une influence directe sur la demande en eau. Ce chapitre se penchera sur l'importance de comprendre ces dynamiques démographiques et sur la méthodologie utilisée pour estimer les besoins en eau actuels et futurs.

II.1. Données socio-économiques :

Lors du dernier recensement de 2008 la population de Sougueur était 78 956 habitants (Source APC Sougueur).

Pour l'estimation de la population future on utilise la formule suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + T)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon d'étude.

P_0 : population de base.

T : taux d'accroissement.

n : l'écart d'année entre deux horizons.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evolution du nombre d'habitants de Sougueur à travers les différents horizons.

	2008	Actuel 2024	Long terme 2054
Taux d'accroissement (%)	2,3	1,76	2
Nombre d'habitants	78 956	104 380	186 857

Les résultats sont représentées dans le graphe suivant :

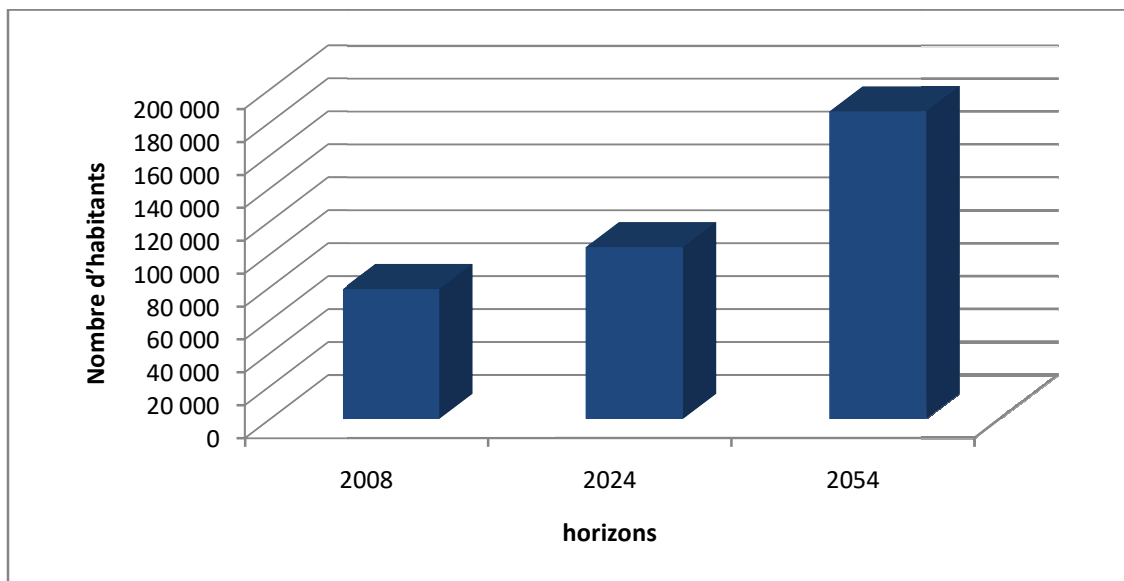


Figure II.1 : Evolution de la population de Sougueur à travers les différents horizons.

II.2. Collecte des données :

La première étape de la mission impliquait de contacter la direction des ressources en eau de Tiaret afin de recueillir des données hydrauliques provenant de documents et de cartographies existants. Les informations obtenues se sont avérées précieuses, notamment avec l'utilisation du plan national de l'eau (PNE). En se basant sur ces plans, l'objectif était d'acquérir des données fiables pour améliorer la gestion du réseau .

II.3. Besoins en eau :

II.3.1. Catégories des besoins en eau potable à estimer :

Les consommations d'eau sont classées en fonction des besoins spécifiques de chaque groupe de consommateur.

On distingue généralement 5 catégories de consommation de l'eau :

- ✓ Besoins domestiques

Ces besoins domestiques comprennent l'utilisation de l'eau pour diverses activités telles que la consommation, la cuisine, le lavage de la vaisselle, la douche, ainsi que l'arrosage des jardins.

- ✓ Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des hôpitaux, etc...

✓ Besoins industriels:

On ne tient compte, en général, que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau de la ville.

Ils sont influencés par le niveau de développement des installations sanitaires et les habitudes de vie de la population.

✓ Besoins sanitaires :

C'est une quantité d'eau destinée pour : le lavage des cours, baignoire, douche, WC...etc.

✓ Besoins incendies :

Dans toute agglomération, il est nécessaire de tenir compte d'une quantité d'eau pour la lutte contre l'incendie qui sera localisée et matérialisée.

II.4. Estimation des besoins :

Avant de dimensionner les canalisations, il est essentiel de commencer par une évaluation précise des besoins en eau. Cela permet d'éviter les erreurs de surdimensionnement ou de sous-dimensionnement des canalisations .

II.4.1. Evaluation des Besoins Domestiques :

II.4.1.1. Choix de la norme unitaire de la consommation :

D'après le Plan National de l'Eau en Algérie (PNE), la quantité d'eau requise pour l'alimentation une agglomération est habituellement déterminée en fonction de type de consommateur, exprimé en litres par unité (par habitant par jour, par mètre carré de surface végétale, par mètre cube, par tonne de production, par tête d'animal, par véhicule, etc.).

La norme de consommation dépend de certains critères dont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- L'existence de la ressource ;
- Les habitudes de la population ;

Le tableau ci-dessous montre le type d'agglomération.

Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / strates de population

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	viles de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur » :	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain :	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain :	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural :	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré :	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural épars :	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source : PNE)

- Le nombre d'habitants est **104 380** entre (100000 et 300000).
- 📍 Notre agglomération (la ville de Sougueur) est de type urbain Supérieur et elle soit située au la région Ouest d'Algérie. Le tableau ci-dessous montre l'évolution des dotations domestique nette .

Tableau II.3 : Evolution, par région, des dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés En hypothèse tendancielle.

HYPOTHESE TENDANCIELLE	Dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés (en l/j/hab)				
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain sup	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION	82	85	90	98	107
MOYENNE					
Eparse	60	60	60	60	60

(Source : PNE)

Grace à HYPOTHESE TENDANCIELLE de notre agglomération urbain supérieur , la dotation nette est de **100l/j/hab** à l'horizon 2025, pour connaitre la dotation nette à l'horizon 2054 on trace la courbe tendancielle de notre agglomération .

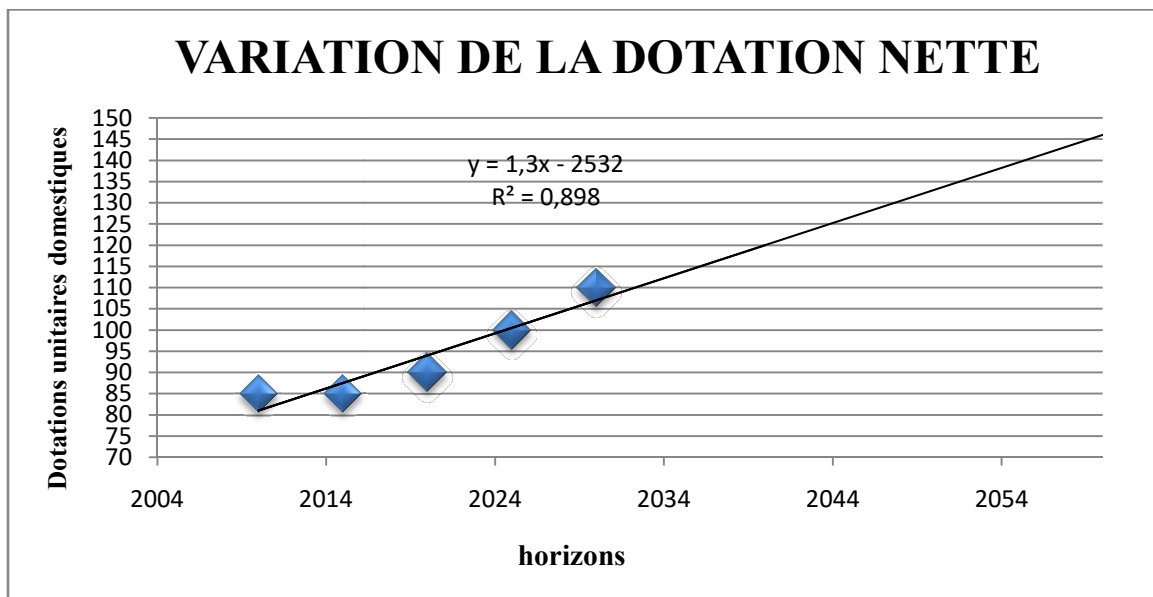


Figure II.2: courbe d'évolution des dotations nettes.

Alors la dotation nette à l'horizon 2054 est de **140 U/j/h** .

II.4.1.2. Besoins journaliers moyens :

Le calcul de la consommation moyenne journalière se fait par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{Nbr \times Dot}{1000} \quad [m^3/j] \quad (II.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : la Consommation moyenne journalière en eau en m^3/j

Nbr : le nombre d'habitants.

Dot : La dotation journalière en $l/s/hab$.

La dotation recommandée pour cette agglomération est de $150 l/j/hab$.

II.4.1.2.a Besoins domestique :

Le tableau suivant présente la consommation moyenne journalière pour les différents horizons obtenus à partir de la formule précédente :

Tableau II.4: Evaluation des besoins en eau domestique des habitants alimentés par le réseau

	Actuel 2024	Long terme 2054
Nonbre d'habitants	104 380	186 857
Dotation (l/j/hab) nette	100	140
Q moy j (m^3/j) nette	10 438,000	26 159,980

Cette figure représente l'évolution des besoins en eau domestique de la ville de Sougueur

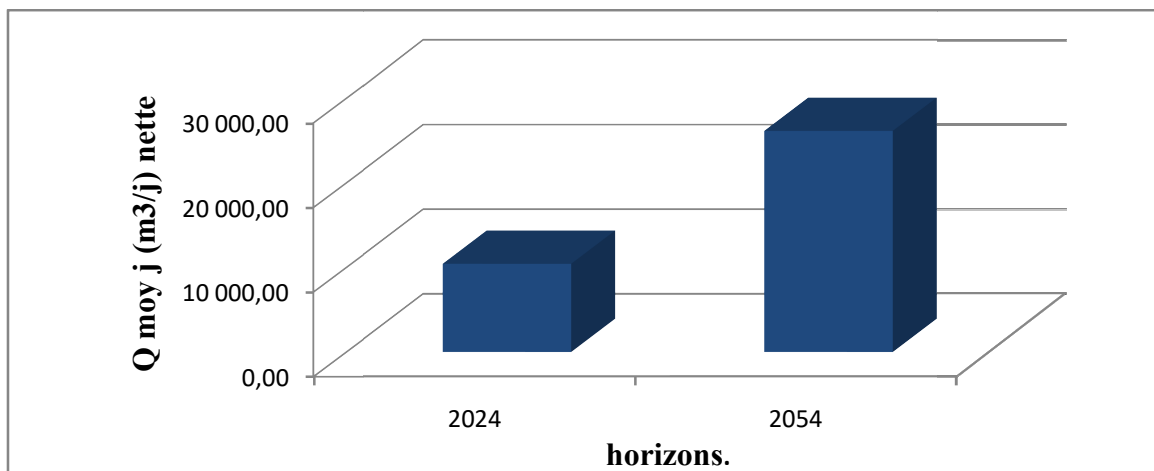


Figure II.3: Evolution des besoins en eau domestique des habitants alimentés par le réseau à travers les différents horizons.

II.4.1.2.b Rendements réseaux :

Ce facteur rendement des infrastructures hydrauliques représente la perte entre la ressource brute mobilisée en amont et le consommateur « au robinet », et doit prendre en compte les pertes sur le réseau de distribution mais également les pertes au niveau des ouvrages de traitements et d'adductions.

II.4.1.2.c Rendement de distribution :

Tableau II.5 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.

EVOLUTION RENDEMENT (en %)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la Demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	60	65	70	75
Urbain supérieur	55	60	65	70	75
Urbain	55	55	60	65	70
Semi urbain	55	55	60	65	70
Semi rural	55	55	60	65	70
Rural aggloméré	50	55	60	65	70
Agglomérations chef lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

(Source : PNE)

On a :

$$\mathbf{Dot\ (2024) = dot \cdot 1/\eta} \quad \mathbf{(II.3)}$$

Tableau II.6: Dotation nette en question des différents horizons.

Horizon	Actuel 2024	long terme 2054
dotation (l/j/hab) nette	100	140
η	70	80
dotation (l/j/hab) brute	150	180

Tel que : $\mathbf{K2 = 1/ Rendement} \quad \mathbf{(II.4)}$

Tableau II.7 : Besoins en eau nette en question des différents horizons

Horizon	Actuel 2024	long terme 2054
Nombre d'habitants	104 380	186 857
dotation (l/j/hab) nette	100	140
Qmoyj (m3/j) nette	10 438,000	26 159,980
K2	1/70	1/80
dotation (l/j/hab) brute	150	180
Qmoyj (m3/j) brute	15 657,00	33 634,260

II. 4.2. Les besoins des équipements :

Les besoins des équipements peuvent être estimés en calculant la consommation moyenne journalière pour chaque équipement sa dotation, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le tableau ci-dessous résume les besoins des équipements de l'agglomération de Sougueur :

Tableau II.8: Evaluation des besoins en eau des équipements alimentés par le réseau.

	type	Unité	nombre	capacité	Dotation (l/j/U)	Qmoy j (m3/j)	Qmoy j tot(m3/j)
Actuelle	Lycée	élèves	6	430	10	25,8	1146,79
	Ecole primaire	élèves	29	397	10	115,13	
	CEM	élèves	12	659	10	79,08	
	Mosquée	fidèles	13	2000	20	520	
	Centre de santé	lits	3	10	40	1,2	
	Maison des jeunes	Jeune	1	50	5	0,25	
	Salle de sport	Joueur	2	60	20	2,4	
	APC	Employé	1	25	15	0,375	
	Hopital	lits	2	155	300	93	
	centre pour personnes handicapées	personnes	1	80	10	0,8	
	marché	m²	2	4300	5	43	
	centre culturel	personnes	2	50	20	2	
	les douches	cabinet	12	30	50	18	
	Hammam	personnes	19	80	50	76	
	Lavage	voiture	11	50	100	55	
	stade	Visiteur	10	80	5	4	
	Café	u	10	1	600	6	
	restaurant	u	10	1	1000	10	
	Gendarmerie	Employé	1	80	15	1,2	
	Crèche	enfants	5	50	10	2,5	
	Boulangerie/pâtisserie	u	17	1	1000	17	
	jardin	m²	3	200	5	3	
	CNAS	Employé	1	15	15	0,225	
	Daira	Employé	1	15	15	0,225	
	Police	Employé	2	30	15	0,9	

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau actuels et futurs.

	Tribunal	Employé	1	50	15	0,75	
	subdivision	Employé	1	15	15	0,225	
	hotel	Chambre	3	40	150	18	
	université	etudiants	1	550	50	27,5	
	ADE	Employé	1	25	15	0,375	
	Bureau de poste	Employé	2	15	15	0,45	
	Banque	Employé	1	15	15	0,225	
	Gare routière	m ²	1	6200	5	31	
	Sonal gaz	Employé	1	12	15	0,18	
Court terme	douche	cabinet	2	20	25	1	8
	Crèche	enfants	1	50	10	0,5	
	CEM	élèves	1	650	10	6,5	
long terme	école	élèves	1	480	10	4,8	53,65
	Hopital	lits	1	120	400	48	
	Tribunal	Employé	1	30	15	0,45	
	Musée	Employé	1	10	10	0,1	
	Théâtre	Employé	1	20	15	0,3	
						Qmoy j équip tot(m3/j)	1208,44

(Source : Subdivision et PDAU)

Tableau II.9: débit d'équipements

Horizon	Actuel 2024	long terme 2054
K2	1/70	1/80
Q équipements (m3/j) nette	1146,79	1208,44
Q équipements (m3/j) brute	1 638,2714	1 510,5500

Donc le débit moyen journalier sera :

Tableau II.10: débit moyen journalier.(2024)

	Débit moyen journalier (m3/j)	Totale (m3/j)
Domestique	15 657,00	17 295,271
Equipements	1 638,2714	

Tableau II.11: débit moyen journalier.(2054)

	Débit moyen journalier (m3/j)	Totale (m3/j)
Domestique	33 634,260	35 144,810
Equipements	1 510,5500	

II.5. Etude de variation de la consommation :

II.5.1. Variation de la consommation journalière :

Pour estimer les besoins en eau nécessaire pour une ville, nous devons établir des normes fixées pour chaque catégorie de consommateur. Ces normes, appelées dotations unitaires est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation de la consommation d'eau est influencée par plusieurs facteurs, tels que l'évolution de la population, les équipements sanitaires disponibles, le niveau de vie des habitants, etc. De plus, les besoins en eau varient selon les périodes de l'année et d'une ville à une autre.

➤ Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :

L'irrégularité de la consommation journalière au cours de l'année et qui dépend du rapport de $Q_{max j}$ sur $Q_{moy j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

$$K_{max j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (II.5)$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum Avec :

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier

$Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3 (Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,2$).

➤ Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière

Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{min j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (II.6)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, $K_{min j}$ varie de 0,7 à 0,9 (Pour notre cas on prend $K_{min,j} = 0,9$).

Donc le débit maximum journalier et le débit minimum journalier seront comme suit :

II.5.1.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

Donc :

$$Q_{max j} = 1,2 \times Q_{moy j}$$

II.5.1.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

Donc :

$$Q_{min j} = 0,9 \times Q_{moy j}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le tableau suivant :

Tableau II.12 : Besoins maximums en question des différents horizons.

Nature de la Consommation	Débit moyen Journalier $Q_{moy.j}$ [m3/j]		Coefficient d'irrégularité [Kmaxj]	Débit maximum journalier $Q_{max.j}$ [m3/j]	
	Actuel 2024	Long Terme 2054		Actuel 2024	Long Terme 2054
Total	17 295,271	35 144,810	1,2	20 754,3257	42 173,7720

Tableau II.13 : Besoins minimums en question des différents horizons.

Nature des Consommations	Débit moyen Journalier $Q_{moy.j}$ [m3/j]		Coefficient d'irrégularité [Kminj]	Débit minimum journalier $Q_{min.j}$ [m3/j]	
	Actuel 2024	Long Terme 2054		Actuel 2024	Long Terme 2054
Total	17 295,271	35 144,810	0,9	15565,7439	31630,329

II.6. Etude de la variation des débits horaires :

➤ Coefficient d'irrégularité horaire :

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

$$Q_{moy, h} = Q_{max j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$Q_{moy, h}$: débit moyen horaire en m³/h

$Q_{max j}$: débit maximum journalier en m³/j

	[2024]	[2054]
$Q_{moy, h} \text{ (m}^3\text{/h)}$	864,7636	1 757,2405

➤ a)Le coefficient d'irrégularité horaire maximale est donné par :

1) Horizon actuel 2024 :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (\text{II.10})$$

Tel que :

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

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

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

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population].

Tableau II.14 : Les valeurs de β en fonction de la population

Nbre d'habitants X 10 ³	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	10000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Source : Alimentation en eau potable des agglomérations, B.SALAH, ENSH

D'après le nombre de la population de Sougueur les valeurs de β_{max} et β_{min} correspondants sont : $\beta_{max} = 1,041$; $\alpha_{max} = 1.2$

Donc :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.11)$$

$$k_{maxh} = 1,2 \times 1,041 = 1,2492$$

➤ b) Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est donné par :

1) Horizon actuel 2024 :

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

$$K_{minh} = 0,6 \times 0,703 = 0,422$$

➤ a) Le coefficient d'irrégularité horaire maximale est donné par :

2) Horizon futur 2054 :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.12)$$

Tel que :

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

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

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

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population].

D'après le nombre de la population de Sougueur les valeurs de β_{max} et β_{min} correspondants sont : $\beta_{max} = 1,039$; $\alpha_{max} = 1.2$

Donc :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.13)$$

$$k_{maxh} = 1,2 \times 1,039 = 1,248$$

➤ b) Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est donné par :

2) Horizon futur 2054 :

$$K_{min, h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.14)$$

$$K_{minh} = 0,6 \times 0,756 = 0,454$$

Donc :

Tableau II.15 : Les valeurs des débit max et min horaires

Horizon	Kmaxh	Kminh
2024	1,2492	0,422
2054	1,248	0,454

II.6. 1.1.Calcul du débit de pointe 2054:

on a :

$$\mathbf{K\ pointe = 1,2 * 1,248 = 1,4976}$$

On a :

$$\mathbf{Qp = Qmoyj \times K\ pointe} \quad \mathbf{(II.16)}$$

Avec : Qp : débit de pointe ; Qmoyj : débit moyen journalier ;

Tableau II.16 : débit de pointe horizon 2054

	Qmoyj futur 2054	Kpointe	QP futur 2054
Total [m3/j]	35 144,810	1,4976	52632,867
Total [m3/h]	1464,367		2193,036

II.6.1. 2. Calcul de la consommation horaire :

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. selon la formule :

$$\mathbf{Qh = \frac{Ch}{100} \cdot Qmaxj [m3 /h]} \quad \mathbf{(II.17)}$$

Avec : Qh : Débit horaire nécessaire. Ch %: Pourcentage horaire.

Tableau II.17: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

heures	nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	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

Source : Alimentation en eau potable des agglomérations, B.SALAH, ENSH

II.6.2. Détermination du débit de pointe pour l'horizon 2054:

Pour notre cas nous choisissons la répartition variant de Plus de 100000hab.

Tableau II.18 : Variation de la consommation horaire de l'agglomération.

Heures	Domestique		Cumul	
	Ch (%)	Qh (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)
0 – 1	3,35	1412,821	3,35	1412,821
1 – 2	3,25	1370,648	6,6	2783,469
2 – 3	3,3	1391,734	9,9	4175,203
3 – 4	3,2	1349,561	13,1	5524,764
4 – 5	3,25	1370,648	16,35	6895,412
5 – 6	3,4	1433,908	19,75	8329,320
6 – 7	3,85	1623,690	23,6	9953,010
7 – 8	4,45	1876,733	28,05	11829,743
8 – 9	5,2	2193,036	33,25	14022,779
9 – 10	5,05	2129,775	38,3	16152,555
10 – 11	4,85	2045,428	43,15	18197,983
11 – 12	4,6	1939,994	47,75	20137,976
12 – 13	4,6	1939,994	52,35	22077,970
13 – 14	4,55	1918,907	56,9	23996,876
14 – 15	4,75	2003,254	61,65	26000,130
15 – 16	4,7	1982,167	66,35	27982,298
16 – 17	4,65	1961,080	71	29943,378
17 – 18	4,35	1834,559	75,35	31777,937
18 – 19	4,4	1855,646	79,75	33633,583
19 – 20	4,3	1813,472	84,05	35447,055
20 – 21	4,3	1813,472	88,35	37260,528
21 – 22	4,2	1771,298	92,55	39031,826
22 – 23	3,75	1581,516	96,3	40613,342
23 – 24	3,7	1560,430	100	42173,772

D'après le tableau ci-dessus on remarque que l' heures de pointes de consommation est entre 8 heure et jusqu'à 9 heure du matin, avec un débit maximale horaire estimé à **2193,036** [m³/h] et la consommation minimale est estimer à **1349,561** [m³/h] entre 3 heure et 4 heure du matin.

Tableau II.19 : débit maximal horaire à l'horizon 2054.

ZONE	Sougueur
$Q_{\max h}$ [m ³ /h]	2193,036

Cette figure représente la consommation domestique horaire pour l'horizon 2054

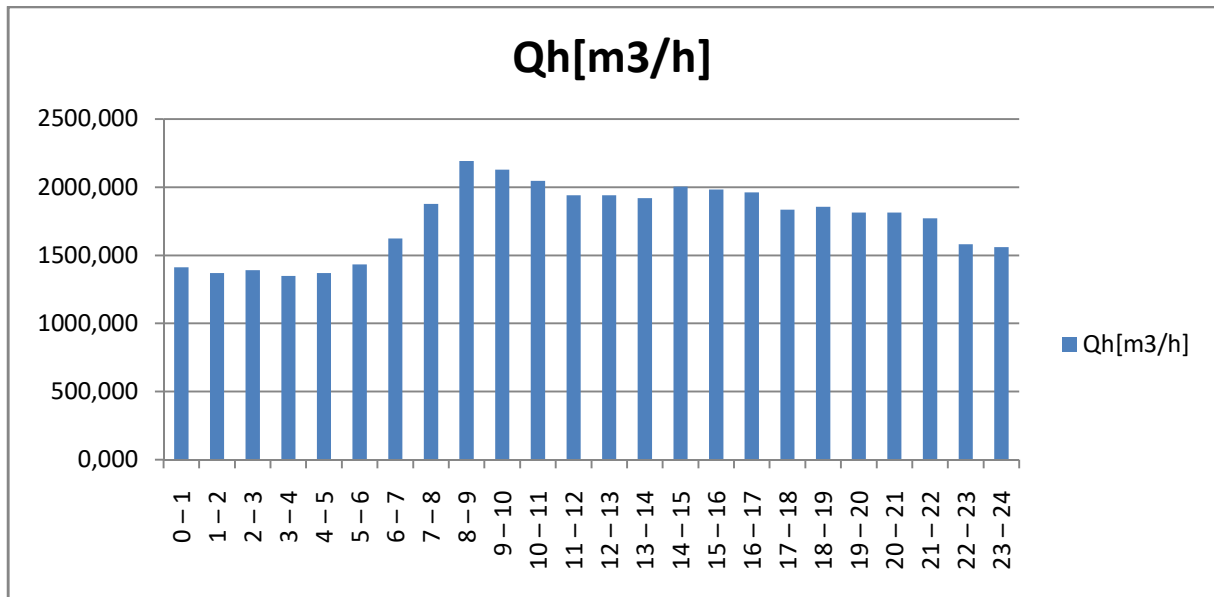


Figure II.6 : Graphique de consommation domestique pour l'horizon 2054.

Cette figure représente le cumul consommation domestique horaire pour l'horizon 2054.

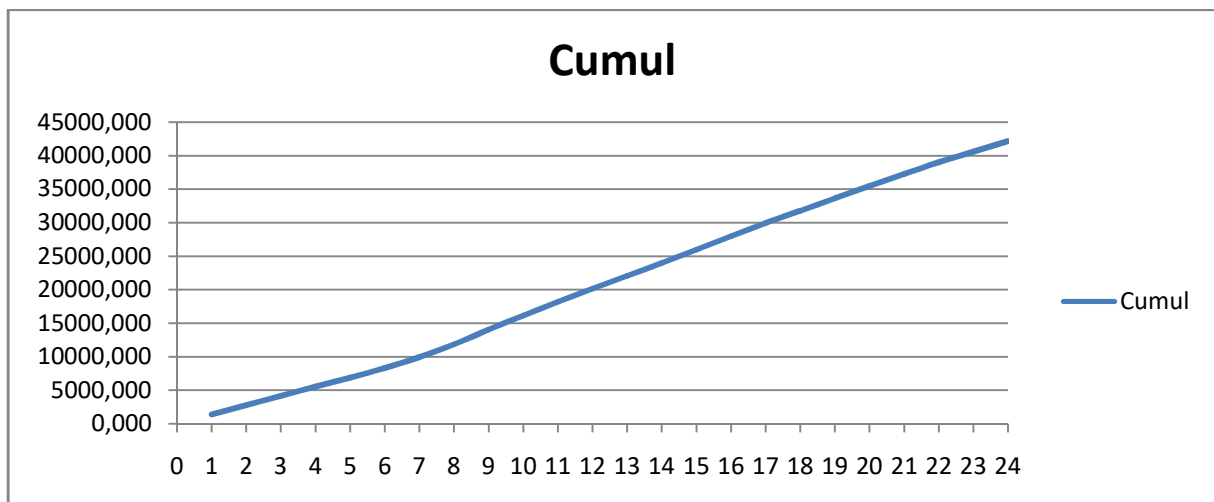


Figure II.7 : Courbe de cumul de consommation de l'agglomération à l'horizon 2054 .

II.6.3. Détermination du débit usine :

II.6.3 .1 Industrie :

On ai une industrie de production du lait (laiterie), avec une production de 25000 sacs de lait par jour , avec une dotation de 5l/j/sac de lait, donc $Q_u = 125\text{m}^3 /J$.

Tableau II.20 : Détermination du débit usine

Horizon	Q usine (m³ /J)
2024	125
2054	150

II.6.4. Détermination du débit TOTALE :

$$Q_{TOT} = Q_{domestique} + Q_{équipements} + Q_{usine} \quad (\text{II.18})$$

$$Q_{TOT} = Q_{maxj} + Q_{usine} \quad (\text{II.19})$$

Tableau II.21: Détermination du débit TOTALE

Horizon	Q TOT(m³ /J)
2024	20 879,3257
2054	42 323,7720

Conclusion :

L'évaluation des besoins en eau dans la région de Sougueur révèle une croissance démographique remarquable et une augmentation significative de la consommation d'eau.

Nous allons faire dans le chapitre qui suit le diagnostic de réseau existant.

Chapitre I I I:

Diagnostic du système existant

Introduction :

Le diagnostic hydraulique des systèmes d'Alimentation en Eau Potable (AEP) est essentiel pour assurer la performance et la durabilité des infrastructures de distribution d'eau. Face à une consommation croissante et aux enjeux environnementaux, ce diagnostic permet d'évaluer régulièrement l'état des réseaux.

Le diagnostic du système de distribution d'eau sera fait sur la base des investigations de reconnaissance des ouvrages, des résultats des mesures et de simulation à l'aide du modèle comme l'EPANET .

III.1 Diagnostic physique :

Le système d'AEP est complexe de part de son mode de fonctionnement et de sa conception.

L'alimentation en eau potable est constituée de quatre composantes essentielles qui sont :

- Les ressources en eau ;
- Les ouvrages de stockage ;
- Le réseau de distribution
- Les adductions (refoulement et gravitaire) ;

Et en se basant sur ce que nous avons vu :

- Plusieurs défaillances sur le réseau d'AEP existant ;

III.1.2 Ressource en eau :

Les infrastructures hydrauliques de la commune :

L'alimentation de la ville en eau potable a été toujours liée à la croissance démographique. Auparavant ce sont les trois puits autour de la ville dans un rayon de moins de 2,5 km qui servent à alimenter la ville avec des réservoirs de faible capacité comme celui de Castor (250m³). De faibles débits ces puits n'arrivent plus à satisfaire les besoins croissants de la population et il a fallu à partir de **1979** aller chercher de l'eau plus loin dans les nappes au sud et à l'ouest. La majorité des puits et forages qui alimentent actuellement Sougueur sont situées soit dans le territoire de la commune (Station de Ain Gueramata), soit dans le territoire de Tousnina. Cette alimentation est liée aux ressources hydriques présentes dans les deux nappes exploitées (oued Soussalem et oued Mina. Le tableau suivant présente leurs principales caractéristiques.

Quant au réseau urbain proprement dit de la ville. Il est de type maillé, avec des dimensions variables en acier et en PVC. Les travaux des grandes mailles sont en cours d'achèvement mais en dépit de multiples opérations de modernisation du réseau selon des études de schémas directeurs, beaucoup de tronçons restent à rénover, particulièrement dans les anciens quartiers.

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Le tableau ci-dessous présente les ressources en eau de la ville de Sougueur

Tableau III.1 : Forages alimentant le réservoir

Commune	Nom du forage	Débit exp (l/s)	Nom du forage	Débit exp(l/s)
Sougueur	Khelifa	17	Hdjourat	25
	Russe	25	Forage F1 Tousnina	15
	El hamel	18	Forage F2 Tousnina	17
	El guettaf	25	Forage F3Tousnina	19
	Chaallal	40	Forage F4 Tousnina	40
	oued yat 1	25	Forage F5Tousnina	25
	oued yat 2	36	Forage F6Tousnina	23

Source :SRE Subdivision des ressources en eau(Sougueur)

III.1.2.1 Etat des forages :

Les plus anciens forages sont ceux de Ain Gramta (1974). La conduite d'amenée est de 250 à 300 mm de diamètre liée aux réservoirs de 1000 (pour le F1 et F2) et de 2500m3 (pour le F3).

La représentation ci-dessous indique localisation des réservoirs et forages existants .

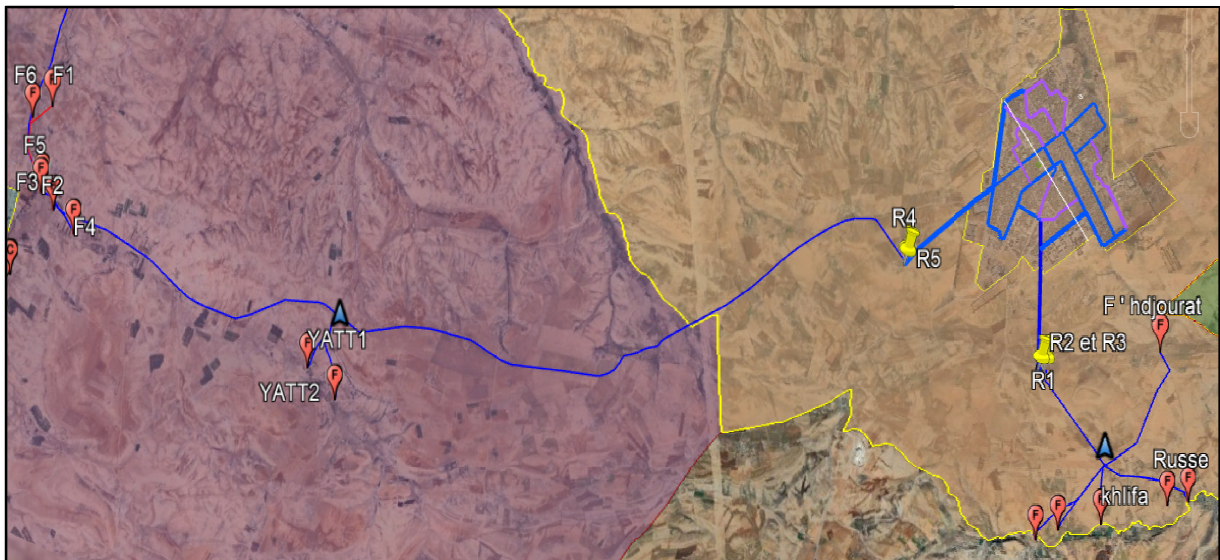


Figure III. 1 : Image satellitaire de la ville de Sougueur représente localisation des réservoirs et des forages existants (source Google earth, 2024)

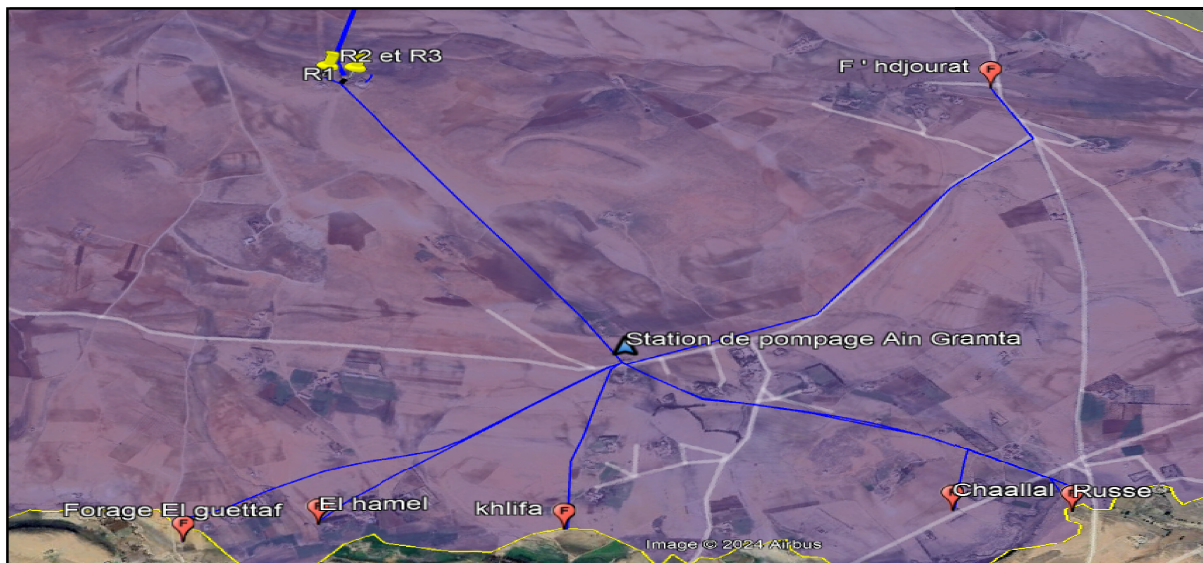


Figure III. 2 : Image satellitaire de la ville de Sougueur représente la chaine d'adduction Ain Gramta existants (source Google earth, 2024)



Figure III. 3: Image satellitaire de la ville de Sougueur représente la chaine d'adduction Tousnina existants (source Google earth, 2024)

Les photos ci-dessous montrent l'état physique des forages :

Les forages de Tousnina, situés à 23 km de Sougueur alimentent la ville par le biais d'une conduite de 300 mm de diamètre jusqu'au réservoir de 1000 m³.



Figure III.4: L'abri de forage YATT 1 et ses équipements (2024)

- ✚ L'état de l'abri des forages est moyen, avec une peinture en mauvais état et des murs présentant des fissures.
- ✚ Hdjourat : Il y a un problème de manque d'éclairage.
- ✚ YATT 1 : Le câble d'électricité n'est pas correctement protégé.

III.1.2.2 Etat des stations de pompages:



Figure III.5 :Station de pompes Nouasser (02 juin 2024)

✚ présence d'eau dans la chambre de pompage (fuite dans les équipements) ;
Mais ils effectuent l'entretien et la réparation, et il sera en bon état et fonctionnera correctement dès que possible.

✚ La station de pompage (**Ain gramta**) est en bon état et fonctionne correctement .

III.1.3 Réservoirs existants :

Tableau III.2 : Les capacités des réservoirs

type de réservoir	Nombre	Nom de réservoir	Capacité	cote radier
Semi -enterré	1	Réservoir de 1000 m3 à Tamordjanet.	1000	1234
Semi -enterré	1	Réservoir de 2500 m3 à Tamordjanet.	2500	1234
Semi -enterré	2	Réservoirs 2x1000 m3 à Khadret.	2000	1208
Semi -enterré	1	Réservoir 2500 m3 à Khadret.	2500	1208
Total	6	Capacité totale actuelle (m3)	8000	/

Source :SRE Subdivision des ressources en eau(Sougueur)

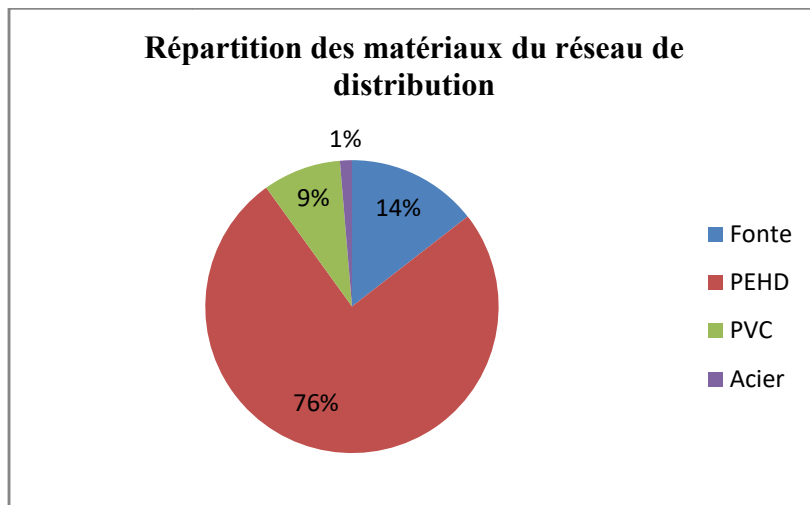


Figure III.6: Répartition des matériaux du réseau de distribution.

III.1.3 .1 Etat des Réservoirs :



Figure III.7 : Travaux de peinture de réservoir 2500 m³ à Khadret. (01 février 2024)

- ✚ La majorité des réservoirs sont en bon état et fonctionnent correctement, tandis que le "Réservoir de 1000 m³ à Tamordjanet" nécessite de l'entretien (Manque d'éclairage).

III.1.4 Etat des conduite :

III.1.4 .1 Etat des conduites d'adduction :



Figure III.8: Des conduite de d'adduction en Mauvais état (2024)

III.1.4 .2 Etat des conduites de distribution :



Figure III.9 : Des conduite de distribution en Mauvais état (2024)

- ✚ Le réseau est très vétusté ;
- ✚ On a constaté plusieurs fuites dans plusieurs endroits différents ;

III.2 Diagnostic hydraulique :

III.2 .1 Réseau de distribution :

L'évaluation démographique et l'amélioration du niveau de vie de la population fait varier les besoins en eau, donc il faut procéder au recensement de tous les types de consommations existants au niveau de l'agglomération, l'objectif principal est de vérifier si le réseau existant est capable de répondre à la demande en eau .

III.2 .1 .Type du système de distribution existant :

La ville compte 5 réservoirs d'une capacité totale de 8 000 mètres cubes pour l'approvisionnement en eau et la distribution se fait par gravité vers le réseau de distribution. Qu'il est de type mixte (des grandes mailles avec des petites ramifications)avec des dimensions variables en ACIER, PVC ,FONTE et PEHD .

III.2.1 .2 Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul du réseau de distribution sera réalisé pour les deux scénarios suivants :

- cas de pointe
- cas de pointe plus incendie (ajout de la demande en cas d'incendie).

III.2 .1.2 .1 Calcul des débits :

$$\sum Q_e = \sum Q_s \quad (\text{III.1})$$

$$Q_{max, h} = Q_r + \sum Q_{conc} \quad (\text{l/s}) \quad (\text{III.2})$$

$$Q_{conc} = Q_{inc} + Q_u \quad (\text{III.3})$$

III.2 .1.2 .2 Cas de pointe :

$$Q_{max, h} = Q_r + Q_u \quad (\text{III.4})$$

$$Q_r = Q_{max, h} - Q_u \quad (\text{III.5})$$

III.2.1 .2 .3 Calcul du débit spécifique :

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

$$q_{sp} = Q_{pte} / \sum L_i \quad (\text{III.6})$$

Avec :

q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

Q_{pte} : Débit de pointe (l/s).

ΣL_i : La somme des longueurs de tous les tronçons du réseau (m).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s).

Q_u : Débit d'usine .

III.2 .1.2 .4 Calcul des débits en route :

Ces débits sont obtenus par :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \quad (III.7)$$

Avec :

Q_{ri} : débit pour chaque tronçon.

q_{sp} : débit spécifique.

L_i : la longueur de chaque tronçon.

III.2.1 .2 .5 Calcul des débits nodaux :

Les débits concentrés en chaque nœud de consommation, représentent la moitié des débits consommés dans les tronçons autour du nœud considéré. Le débit nodal se calcul par l'expression suivante :

$$Q_n = 0,5 \times \Sigma Q_{ri} \quad (III.8)$$

Tableau III.3: débit spécifique actuelle 2024 de la ville de Sougueur

Q_{pointe} (l/s)	Σ Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)
298,337946	12247,307	0,0244

III.2.1 .2 . 6 Cas de pointe + incendie :

$$Q_{max, h'} = Q_{max, h} + Q_{inc} \quad (III.9)$$

$$Q_{max, h'} = Q_r + Q_u + Q_{inc} \quad (III.10)$$

$$Q_r = Q_{max, h'} - Q_u - Q_{inc} \quad (III.11)$$

Avec :

Q_{inc} : débit d'incendie 17l/s .

Nous savons que le calcul hydraulique se fait avec le débit de pointe et pointe + incendie pour cela nous devons satisfaire les conditions sur les vitesses et les pressions.

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Tableau III.4 : Tableau des conditions sur les vitesses et les pressions.

Les conditions	Les normes	Les risques
Condition sur la vitesse : La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution	$0,5 < V_{eau} < 1.5 \text{ m/s}$	✓ Pas de risque
	$V_{eau} < 0,5$	✓ dépôts solides dans les canalisations (difficile d'évacuer).
	$1.5 \text{ m/s} < V_{eau}$	✓ permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre.
Condition sur la Pression :	Une charge minimale de 10 mce	✓ doit être prévue sur l'ensemble du réseau
	Il faut éviter des pressions supérieures à 50 mce	✓ d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés
Conditions spéciales d'incendie : Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de	17l/s	

Tableau III.5 : débit spécifique à l'horizon 2054 de la ville de Sougueur

Qpointe (l/s)	Σ Longueur (m)	q _{sp} (l/s/m)
607,4405	12247,307	0,0496

Tableau III. 6 : Les débits nodaux du réseau existant à l'état futur (2054) en cas de pointe.

Noeud	Trancon	Longueur(m)	Qsp(l/s/m)	Qr (l/s)	Qu (l/s)	QN (l/s)
-------	---------	-------------	------------	----------	----------	----------

Chapitre III: Diagnostic du système existant

1	1-2	555,4	0,0496	27,5467		35,4625
	1-15	242,8	0,0496	12,0424		
	1-23	631,8	0,0496	31,3359		
2	2-1	555,4	0,0496	27,5467		25,6843
	2-16	257,8	0,0496	12,7863		
	2-24	222,5	0,0496	11,0355		
3	3-4	124,2	0,0496	6,1601	1,7361	27,9288
	3-19	932	0,0496	46,2252		
4	4-3	124,2	0,0496	6,1601		33,9498
	4-10	479,5	0,0496	23,7822		
	4-26	765,3	0,0496	37,9573		
5	5-6	220,5	0,0496	10,9363		33,4959
	5-8	259,3	0,0496	12,8607		
	5-12	870,9	0,0496	43,1948		
6	6-5	220,5	0,0496	10,9363		18,5916
	6-9	491	0,0496	24,3526		
	6-20	38,1945	0,0496	1,8944		
7	7-8	179,9	0,0496	8,9227		11,0056
	7-13	2,592	0,0496	0,1286		
	7-22	261,3	0,0496	12,9599		
8	8-5	259,3	0,0496	12,8607		17,5453
	8-7	179,9	0,0496	8,9227		
	8-9	268,3	0,0496	13,3071		
9	9-6	491	0,0496	24,3526		33,8778
	9-8	268,3	0,0496	13,3071		
	9-21	427,1	0,0496	21,1833		
	9-22	179,7	0,0496	8,9127		
10	10-4	479,5	0,0496	23,7822		27,6335
	10-11	503,9	0,0496	24,9924		
	10-21	130,9	0,0496	6,4924		

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Tableau III. 7 : Les débits nodaux du réseau existant à l'état futur (2054) en cas de pointe.(suite)

11	11-10	503,9	0,0496	24,9924	12,4962		24,0319
	11-20	207,4705	0,0496	10,2901	5,1450		
	11-27	257,7	0,0496	12,7814	6,3907		
12	12-5	870,9	0,0496	43,1948	21,5974		45,9524
	12-13	333,8	0,0496	16,5558	8,2779		
	12-15	648,3	0,0496	32,1543	16,0772		
13	13-7	2,592	0,0496	0,1286	0,0643		18,6387
	13-12	333,8	0,0496	16,5558	8,2779		
	13-14	415,2	0,0496	20,5930	10,2965		
14	14-13	415,2	0,0496	20,5930	10,2965		22,7481
	14-15	223,6	0,0496	11,0901	5,5450		
	14-22	278,5	0,0496	13,8130	6,9065		
15	15-1	242,8	0,0496	12,0424	6,0212		27,6434
	15-12	648,3	0,0496	32,1543	16,0772		
	15-14	223,6	0,0496	11,0901	5,5450		
16	16-2	257,8	0,0496	12,7863	6,3932		6,3932
19	19-3	932	0,0496	46,2252	23,1126		46,9766
	19-24	753,3	0,0496	37,3621	18,6810		
	19-26	209	0,0496	10,3660	5,1830		
20	20-6	38,1945	0,0496	1,8944	0,9472		16,8823
	20-11	207,4705	0,0496	10,2901	5,1450		
	20-21	435,1	0,0496	21,5800	10,7900		
21	21-9	427,1	0,0496	21,1833	10,5916		24,6278
	21-10	130,9	0,0496	6,4924	3,2462		
	21-20	435,1	0,0496	21,5800	10,7900		
22	22-7	261,3	0,0496	12,9599	6,4800		21,8851
	22-9	179,7	0,0496	8,9127	4,4564		
	22-14	278,5	0,0496	13,8130	6,9065		
	22-23	163	0,0496	8,0845	4,0422		
23	23-1	631,8	0,0496	31,3359	15,6680		20,8438
	23-22	163	0,0496	8,0845	4,0422		
	23-25	45,71	0,0496	2,2671	1,1336		
24	24-2	222,5	0,0496	11,0355	5,5178		24,5371
	24-19	753,3	0,0496	37,3621	18,6810		
	24-25	13,64	0,0496	0,6765	0,3383		
25	25-23	45,71	0,0496	2,2671	1,1336		6,8805
	25-24	13,64	0,0496	0,6765	0,3383		
	25-26	218,1	0,0496	10,8173	5,4086		
26	26-4	765,3	0,0496	37,9573	18,9786		29,5703
	26-19	209	0,0496	10,3660	5,1830		
	26-25	218,1	0,0496	10,8173	5,4086		
27	27-11	257,7	0,0496	12,7814	6,3907		6,3907

III.2 .1 .3 La simulation du réseau par le logiciel EPANET :

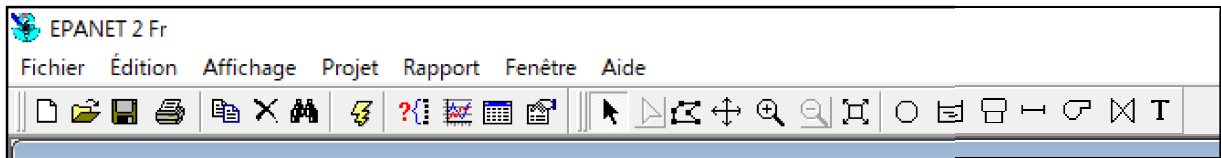


Figure III.10 : La barre d'outils dans EPANET

III. 2 .1 .3.1 Présentation du logiciel :

Le calcul hydraulique du réseau est effectué par le logiciel de calcul **EPANET** qui est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites). On sait qu'un réseau est un composé de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET peut calculer différentes variables comme la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système.

Le logiciel permet une analyse hydraulique de réseau à partir des caractéristiques physiques des tuyaux et dynamiques des nœuds.

On introduit ces débits nodaux dans Epanet et on lance la simulation.
Les résultats de chaque cas de simulation sont présentés en dessous :

III. 2 .1 .3.2 Objectif de l'utilisation du logiciel de simulation EPANET :

La simulation EPANET du réseau existant va nous permettre de mettre en évidence les points de dysfonctionnement qui font que l'alimentation en eau potable de la zone d'étude soit perturbée et cela à partir de ses résultats qui concernent :

- ✓ La pression aux nœuds
- ✓ La vitesse des tronçons qu'on appelle tuyaux

III. 2 .1 .3 .3Principe de calcul du logiciel de simulation EPANET :

Le logiciel se base dans le calcul du réseau maillé sur la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quelque soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles qui stipule que la somme des pertes de charge est nulle.

III. 2 .1 .3.4Données saisies :

L'introduction des données se fait en trois étapes :

- ❖ Propriété des conduites

- **Longueur des conduites**

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau a été facilitée par le fait qu'il nous a été possible d'importer un fichier comme fond d'écran représentant notre réseau et dans notre cas tout en conservant les longueurs.

- **Diamètres des conduites**

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux exprimé en mm, Ce paramètre sera dans le cas d'une projection saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation que nous allons le modifier de telle manière à obtenir des vitesses et des pressions de service raisonnables, mais dans notre cas de diagnostic les diamètres sont déjà fixés.

- **Rugosité des conduites**

Puisque nous allons calculer les pertes de charge linéaire à partir de la formule de DARCY-WEISBACH, nous attribuerons un coefficient k qui tient compte de la rugosité intérieure de la paroi de la conduite, de la viscosité relative et du système d'unité utilisé.

III. 2 .1 .3.5 Caractéristiques des ouvrages de stockages :

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps.

Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- ✓ L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro)
- ✓ Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique)
- ✓ Les niveaux initial, minimal et maximale de l'eau

Le niveau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie d'eau si un réservoir est à son niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal. Les réservoirs peuvent également servir de source pour une substance entrant dans le réseau.

III. 2 .1 .3.6 Propriétés des nœuds :

- **Altitude des nœuds**

C'est la première caractéristique à saisir pour un nœud, nous avons pu déterminer ces côtes au sol en se basant sur un métafichier de COVADIS sur lequel nous avons reporté les levés topographiques mesurés sur le site de la zone d'étude. Son unité est le mètre.

- **Demande de base des nœuds :**

Paramètre propre aux nœuds ; il s'agit d'insérer la demande en eau dans chacun d'eux en l/s.

III.2 .1 .4 Simulation hydraulique en cas de pointe à l'horizon 2054 :

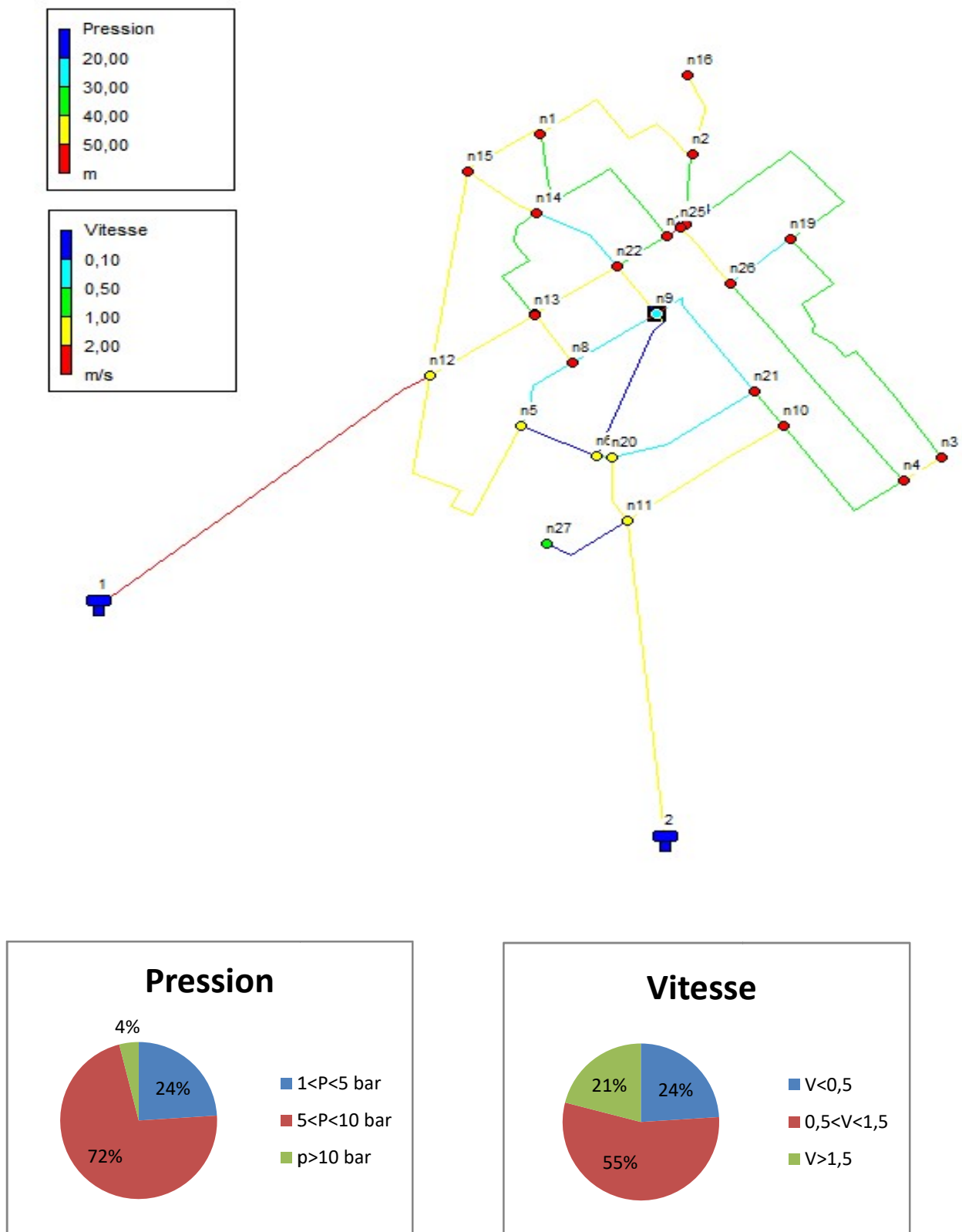


Figure III.11 : Répartition des pressions et vitesses du réseau de distribution cas de pointe 2054.

III.2 .1 .5 Simulation hydraulique en cas de pointe + incendie à l'horizon 2054 :

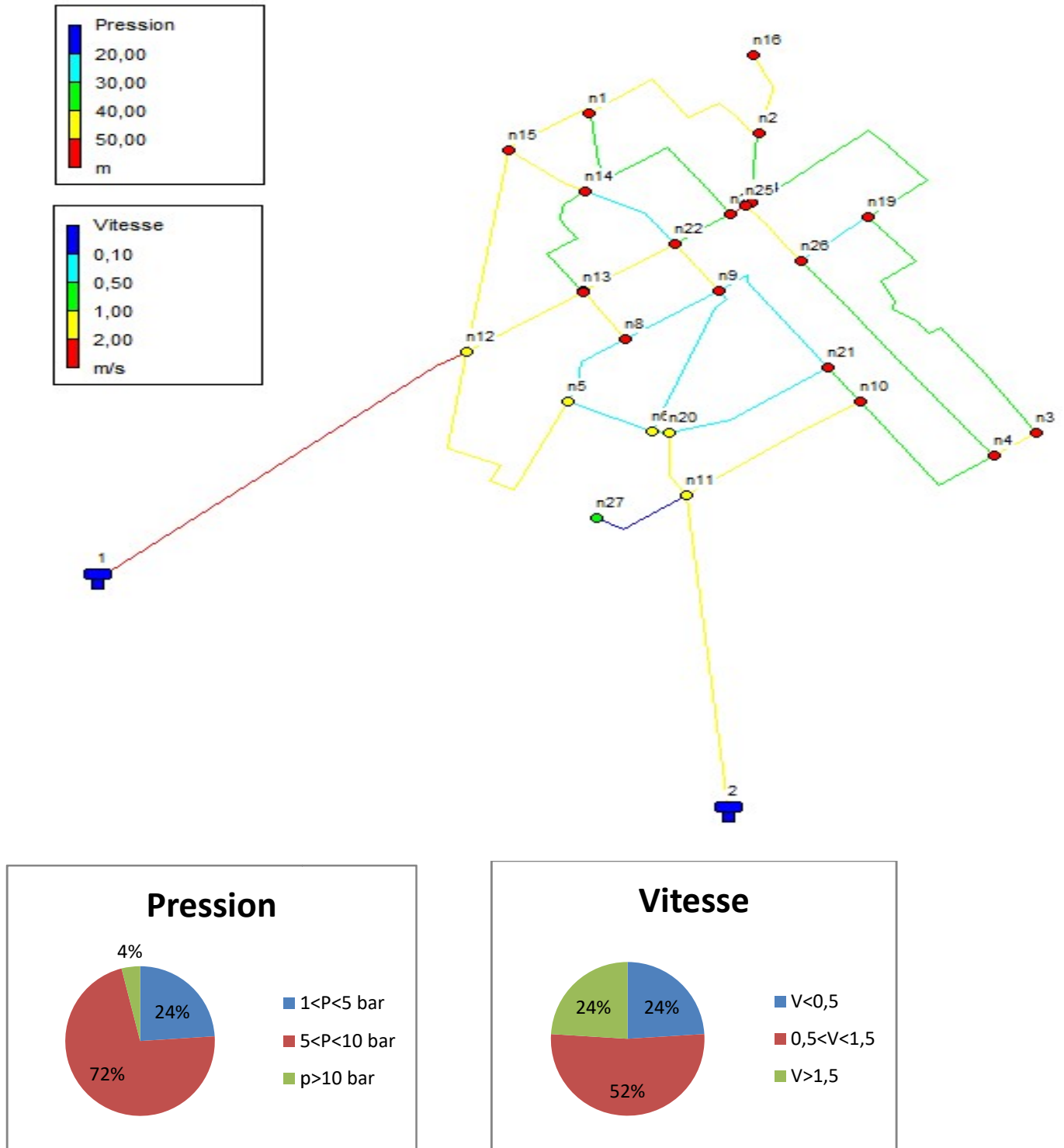


Figure III.12 : Répartition des pressions et vitesses du réseau de distribution cas de pointe + incendie 2054.

III.2 .1 .6 Interprétation :

Après avoir effectué un diagnostic physique et hydraulique du réseau de distribution de la ville de Sougueur (après les résultats de simulation qui sont repartis dans les tableaux III.11, III.12, III.13 , III.14 dans Annexe).

Voici les observations principales :

Le réseau existant de la ville de Sougueur comprend des conduites en acier et en PVC , nécessitant un remplacement par des conduites en PEHD .

Le dimensionnement actuel du réseau ne convient pas aux besoins actuels et futur de l'agglomération , il présente des dysfonctionnement et un déséquilibre significatif en termes de pressions et de vitesses .

Des haute pressions ont été observées dans la majorité des nœuds du réseau atteignant jusqu'à 126,82 mce ce qui entraîne des dommages aux accessoires du réseau , tandis que des vitesses excessives sont constatée dans certaines tronçons en raison d'un sous-dimensionnement du réseau , les tronçons du réseau de distribution respectant les conditions de vitesse représentent seulement 50%,et dans d'autres tronçons les vitesses peuvent descendre jusqu'à 0,02 m/s , ce qui pourrait entraîner une dégradations de qualité d'eau et la formation de dépôts

Il est impératif d'envisager une rénovation complète du réseau pour remédier a ces problèmes.

III.2 .2 Réseau d'adduction :

Le chef lieu est alimenté par les ressources citées au titre (2), le linéaire de la conduite d'adduction à partir du champ captant de Tousnina est de 17.115 ml en Fonte avec un diamètre 300 mm et 2985 ml en PEHD avec un diamètre de 315mm .

Suite à la réalisation de la station de pompage à Ain Gueramta les eaux du forages F2 bis, F3,F4,F1 biset F5 ont étaient regroupées à la bache 250 m3 de la station par des conduites d'adductions comme suit :

- 1000 ml en P.E.H.D DIM 150 mm à partir du Forage F3 (el hamel)
- 1200 ml en P.E.H.D DIM 150 mm à partir du Forage F1 bis (khelifa).
- 2000 ml en P.E.H.D DIM 250 mm à partir du Forage F2 bis(Russe)
- 1600 ml en P.E.H.D DIM 250 mm à partir du Forage F5 (Chaallal).
- 1930 ml en P.E.H.D DIM 200 mm à partir du Forage F4 (Guettaf)
- 2.270 ml en Fonte de la station vers les réservoirs.

Donc le linéaire total des adductions est de : 30.100 ml.

Chapitre III: Diagnostic du système existant

Tableau III.16 : Les diamètres économiques des forages existants avant et après le calcul hydraulique.

Forage	Diamètre avant (mm)	Diamètre après(mm)
khelifa	150	110
Russe	250	160
El hamel	150	125
El guettaf	200	160
Chaallal	250	200
hdjourat	125	160
oued yat 1	160	125
oued yat 2	160	160
Forage F1 Tousnina	110	110
Forage F2 Tousnina	100	110
Forage F3Tousnina	100	125
Forage F4 Tousnina	150	200
Forage F5Tousnina	125	125
Forage F6Tousnina	100	125
SP Tousnina -SR	300	315
SR -A	315	500
A-R4	315	500
A-R5	315	500
SP AIN Gueramta -B	300	315
B-R1	300	315
B-R2	300	315

Tableau III.17 : la capacité des forages à satisfaire les besoins de consommateurs .

HORIZONS	ACTUEL 2024	LONG TERME 2054
Débits total des forages(l/s)	350	350
Q max j (m3/j) Sougueur	289,9906349	587,8301667
Déférence (l/s)	60,00936508	-237,8301667

Interprétation :

Après les calculs que nous avons réalisés et en nous basant sur les résultats présentés dans les tableaux **IV.16, IV.17, IV.18** dans Annexe, il apparaît qu'il y a des conduites surdimensionnées et autre sous dimensionner . Nous constatons également que le débit total des forages 350 l/s est inférieur à ce qui est nécessaire pour satisfaire les besoins des consommateurs de futurs 587,83l/s . Il est donc nécessaire de trouver une autre source d'eau, ce qui peut être accompli en forant de nouveaux forages.

III.3 Récapitulation des tronçons à changer et maintiens :

Un tableau détaillant les conduites à conserver et à remplacer dans le réseau de distribution, basé sur les conclusions du diagnostic, incluant l'état physique et hydraulique de chaque

tronçon ainsi que les matériaux des conduites. Il est reparti dans le tableau : III.15, dans annexe.

III.4 Recommandations concernant le réservoir de stockage :

Inspection régulière : Assurez-vous de procéder à des inspections régulières du réservoir pour détecter tout signe de dommage, de corrosion ou de contamination.

Contrôle des niveaux d'eau : Surveillez attentivement les niveaux d'eau dans le réservoir pour assurer une disponibilité continue et éviter tout risque de surverse ou de pénurie.

Étanchéité et entretien des joints : Assurez-vous que les joints et les revêtements du réservoir sont étanches pour prévenir les fuites et la contamination de l'eau.

Automatisation et surveillance : Investissez dans des systèmes automatiques de contrôle et de surveillance pour détecter rapidement les problèmes et minimiser les temps d'arrêt.

Formation du personnel : Formez régulièrement le personnel responsable de l'entretien et de l'exploitation du réservoir pour assurer une gestion efficace et sécuritaire.

Conclusion :

Le diagnostic physique et hydraulique d'un réseau d'eau permet d'identifier les problèmes existants et d'optimiser sa performance. Il est essentiel pour assurer que le réseau fonctionne efficacement et en toute sécurité. Lors du dimensionnement d'un nouveau réseau, il est crucial de planifier en fonction des besoins actuels et futurs, de concevoir des composants adaptés, et d'optimiser les coûts tout en respectant les normes. Une approche bien planifiée garantit un réseau fiable et durable pour répondre aux besoins en eau de manière efficace.

Chapitre IV : Dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution

Introduction :

Les deux diagnostics physique et hydraulique réalisées sur le réseau actuel de la ville de Sougueur révèlent que ce réseau est extrêmement vétuste et quasiment entièrement dégradé sur le plan hydraulique .il ne parvient que difficilement à satisfaire les besoins des habitants et un renouvellement complet de l'ensemble du réseau s'avère crucial pour répondre aux exigences croissantes de notre communauté à l'horizon 2054.

IV.1 Choix du système de distribution :

IV.1.1 Cas du réservoir en tête :

Le réservoir est positionné entre la source d'eau et le réseau de distribution , et il est essentiel qu'il soit installé à une hauteur suffisante pour garantir une pression adéquate sur l'ensemble du réseau . Ce réservoir fonctionne sous une charge stable ,assurée par sa position en prenant en compte deux scénario : le cas de pointe et le cas de pointe + incendie. La réserve destinée à la lutte contre les incendies est également stockée dans ce réservoir .Pour une meilleure efficacité , le réservoir est placé dans un plan de masse à relief accidenté, de préférence près se la station de pompage .

IV.1.2 Cas du contre réservoir :

Le réseau est situé entre la station de pompage et un réservoir de stockage positionné de manière diamétralement opposée . Ce mode de fonctionnement implique quatre cas de calcul possibles : cas de pointe, cas de pointe+ incendie, cas de transite et cas où la pompe est à l'arrêt. Pour un plan de masse étendu et de relief plat , il est recommandé d'opter pour un réservoir de stockage en tête .

IV.2 Types du réseau de distribution :

Les réseaux de distribution ont pour but de fournir l'eau aux utilisateurs à partir des réservoirs de stockage ,tout e garantissant un débit maximal avec une pression au sol (ou charge) suffisante pour satisfaire les besoins en fonction de la hauteur des immeubles.

Selon le relief et la structure de l'agglomération , on distingue quatre types principaux de réseaux :

- ✓ Réseau ramifié ;
- ✓ Réseau maillé ;
- ✓ Réseau mixte ;
- ✓ Réseau étagé ;

Remarque : On a choisi pour notre agglomération le réseau maillé du fait que notre région est une zone urbaine supérieur .

IV.2 .1 Les avantages :

- ✓ Une alimentation en retour
- ✓ Bon répartition des débit et de pression
- ✓ Le réseau maillé est plus sécurisée que le réseau ramifié pour la disponibilité de quantité d'eaux dans le cas d'incendie .
- ✓ Eviter les stagnations dans les impasses.

IV.2.2 Les inconvénients :

- ✓ Complexité de gestion : Plus difficile à gérer et à entretenir.
- ✓ Coûts élevés : Investissements initiaux plus importants.
- ✓ Difficulté d'identification des problèmes : Localisation des fuites et contaminations plus compliquée.

IV.3 Principe du tracé du réseau :

Pour établir le tracé du réseau ,plusieurs conditions doivent être respectées :

- **Identifier les zones de forte consommation** : Déterminer les emplacements des principaux consommateurs ayant une demande élevée en eau potable .
- **Planifier l'itinéraire vers ces consommateurs** : Concevoir le parcours pour acheminer l'eau jusqu'à ces principaux consommateurs .
- **Tracer les conduites maitresse** : Dans le cadre d'un réseau maillé , la longueur de chaque coté de la maille ne doit pas dépasser 800 m , les conduites maitresses doivent suivre cet itinéraire .
- **Positionner les conduites maitresses sur les points élevés** : Les conduites maitresses doivent être placées sur les reliefs géographiques les plus hauts afin d'assurer une distribution uniforme de l'eau .
- **Préférer un tracé parallèle à travers les quartiers** :Les conduites maitresses doivent traverser les quartiers de préférence en parallèle pour faciliter l'intégration des lignes secondaires .
- **Raccorder les conduites maitreeses avec les secondaires** : Pour créer les mailles du réseau , il est nécessaire de connecter les conduites maitresses à l'aide de conduites secondaires .

IV.4 Choix du matériau des conduites :

On a des bases pour que l'ingénieur choisisse le type de matériau utilisé dans la construction des conduites . Donc il va prendre en considération :

- ✓ Le respect de la réglementation sanitaire en vigueur.
- ✓ La durée de vie du matériau.
- ✓ La pression de service à supporter par le matériau.
- ✓ La disponibilité de ce dernier sur le marché.
- ✓ Les conditions de pose.
- ✓ Le diamètre.
- ✓ Le prix de la conduite.

Il existe divers matériaux utilisées pour la fabrication des conduites de distribution ,chacun ayant de caractéristiques et des paramètres distincts .Parmi ces matériaux ,on trouve l'acier ,la fonte ,le PVC(polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

Actuellement ,le PEHD est le matériau le plus couramment utilisé pour l'alimentation en eau potable en raison de ses nombreux avantages .Il ne nécessite pas d'essai de pression car il présente plusieurs atouts majeurs :

- ✓ Faibles pertes de charge grâce à ses parois lisses .
- ✓ Excellente résistance aux pressions élevées et à la corrosion
- ✓ Durée de vie très longue ,dépassant les 50 ans .
- ✓ Bonne disponibilité sur le marché national.
- ✓ Facilité d'installation .

Remarque :

Dans notre projet on choisit comme type de matériau le PEHD PN 16, la gamme tubes PEHD de pression nominale 16 Bars est motionné dans l'annex .

IV.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution sera réalisé pour les deux scénarios suivants :

- cas de pointe
- cas de pointe plus incendie (ajout de la demande en cas d'incendie).

IV.5 .1Calcul des débits :

$$\sum Q_e = \sum Q_s \quad (\text{III.1})$$

$$Q_{max, h} = Q_r + \sum Q_{conc} \quad (\text{l/s}) \quad (\text{III.2})$$

$$Q_{conc} = Q_{inc} + Q_u \quad (\text{III.3})$$

IV.5 .2 Cas de pointe :

$$Q_{max, h} = Q_r + Q_u \quad (\text{III.4})$$

$$Q_r = Q_{max, h} - Q_u \quad (\text{III.5})$$

IV.5 .3 Calcul du débit spécifique :

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

$$q_{sp} = Q_{pte} / \sum L_i \quad (\text{III.6})$$

Avec :

q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

Q_{pte} : Débit de pointe (l/s).

$\sum L_i$: La somme des longueurs de tous les tronçons du réseau (m).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s).

Q_u : Débit d'usine .

IV.5 .4 Calcul des débits en route :

Ces débits sont obtenus par :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \quad (\text{III.7})$$

Avec :

Q_{ri} : débit pour chaque tronçon.

q_{sp} : débit spécifique.

L_i : la longueur de chaque tronçon.

IV.5 .5 Calcul des débits nodaux :

Les débits concentrés en chaque nœud de consommation, représentent la moitié des débits consommés dans les tronçons autour du nœud considéré. Le débit nodal se calcul par l'expression suivante :

$$Q_n = 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (III.8)$$

Tableau IV.1 : débit spécifique a l'horizon 2054 de la ville de Sougueur

Q_{pointe} (l/s)	$\sum$ Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)
609,176707	18560,9	0,0327

IV.5 .6 Cas de pointe + incendie :

$$Q_{max, h'} = Q_{max, h} + Q_{inc} \quad (III.9)$$

$$Q_{max, h'} = Q_r + Q_u + Q_{inc} \quad (III.10)$$

$$Q_r = Q_{max, h'} - Q_u - Q_{inc} \quad (III.11)$$

Avec :

Q_{inc} : débit d'incendie 17l/s .

Ce scénario est similaire au cas de pointe, avec une exception notable : le nœud 13 est considéré comme le plus défavorable en raison de son éloignement et de son raccordement à un important groupement d'habitations. Cette configuration entraîne une grande densité de population, ce qui représente une situation de fonctionnement défavorable. Pour cette raison, un débit supplémentaire de 17 l/s pour les besoins en cas d'incendie est requis. Par conséquent, le débit total pour le nœud 07 s'élève à 26,03 l/s, calculé comme suit :

$$Q_{13} = 17 \text{ l/s} + 17,3076 \text{ l/s} = 34,3076 \text{ l/s}.$$

Nous savons que le calcul hydraulique se fait avec le débit de pointe et pointe + incendie pour cela nous devons satisfaire les conditions sur les vitesses et les pressions.

Tableau IV.2: Les débits nodaux du réseau existant à l'horizon (2054) en cas de pointe.

Noeud	Trancon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qu (l/s)	QN (l/s)
1	1-5	668,4	0,0327	21,8747		27,6215
	1-6	408,8	0,0327	13,3788		
	1-12	610,8	0,0327	19,9896		
2	2-3	498,2	0,0327	16,3045		25,6710
	2-13	451	0,0327	14,7598		
	2-21	619,6	0,0327	20,2776		
3	3-2	498,2	0,0327	16,3045		33,4878
	3-4	644,3	0,0327	21,0859		
	3-14	372,5	0,0327	12,1908		
	3-21	531,5	0,0327	17,3943		
4	4-3	644,3	0,0327	21,0859		36,1321
	4-15	431	0,0327	14,1053		
	4-17	450,2	0,0327	14,7336		
	4-22	682,6	0,0327	22,3394		
5	5-1	668,4	0,0327	21,8747		36,0650
	5-12	517,6	0,0327	16,9394		
	5-16	1018	0,0327	33,3160		
6	6-1	408,8	0,0327	13,3788		26,0866
	6-7	780,7	0,0327	25,5499		
	6-9	404,7	0,0327	13,2446		
7	7-6	780,7	0,0327	25,5499		34,5825
	7-9	616,2	0,0327	20,1663		
	7-20	716,5	0,0327	23,4488		
8	8-9	710,2	0,0327	23,2426		32,1149
	8-10	444,1	0,0327	14,5340		
	8-11	455,7	0,0327	14,9136		
	8-22	352,6	0,0327	11,5395		
9	9-6	404,7	0,0327	13,2446		47,6094
	9-7	616,2	0,0327	20,1663		
	9-8	710,2	0,0327	23,2426		
	9-10	751,9	0,0327	24,6074		
	9-20	426,5	0,0327	13,9580		
10	10-8	444,1	0,0327	14,5340		23,0397
	10-9	751,9	0,0327	24,6074		
	10-12	212	0,0327	6,9381		

Tableau IV. 3: Les débits nodaux du réseau existant à l'horizon (2054) en cas de pointe.(Suite)

11	11-8	455,7	0,0327	14,9136		28,7129
	11-18	594,3	0,0327	19,4496		
	11-20	704,7	0,0327	23,0626		
12	12-1	610,8	0,0327	19,9896		25,5090
	12-5	517,6	0,0327	16,9394		
	12-10	212	0,0327	6,9381		
	12-17	218,5	0,0327	7,1508		
13	13-2	451	0,0327	14,7598		17,3076
	13-14	606,7	0,0327	19,8554		
14	14-3	372,5	0,0327	12,1908		28,4593
	14-13	606,7	0,0327	19,8554		
	14-15	760	0,0327	24,8724		
15	15-4	431	0,0327	14,1053		25,1850
	15-14	760	0,0327	24,8724		
	15-16	348,1	0,0327	11,3922		
16	16-5	1018	0,0327	33,3160		34,8640
	16-15	348,1	0,0327	11,3922		
	16-17	764,5	0,0327	25,0197		
17	17-4	450,2	0,0327	14,7336		23,4521
	17-12	218,5	0,0327	7,1508		
	17-16	764,5	0,0327	25,0197		
18	18-11	594,3	0,0327	19,4496	1,7361	18,8375
	18-19	450,8	0,0327	14,7533		
19	19-18	450,8	0,0327	14,7533		12,9026
	19-21	126,7	0,0327	4,1465		
	19-22	211	0,0327	6,9054		
20	20-7	716,5	0,0327	23,4488		30,2347
	20-9	426,5	0,0327	13,9580		
	20-11	704,7	0,0327	23,0626		
21	21-2	619,6	0,0327	20,2776		20,9092
	21-3	531,5	0,0327	17,3943		
	21-19	126,7	0,0327	4,1465		
22	22-4	682,6	0,0327	22,3394		20,3921
	22-8	352,6	0,0327	11,5395		
	22-19	211	0,0327	6,9054		

- 📊 Suite à la répartition arbitraire des débits que nous avons effectué ,nous pouvons alors déterminer les diamètres .

Tableau IV.4 : les résultats de calcul à partir la répartition arbitraire.

Trancon	Longueur (m)	Diametre Arbitraire(mm)
1-5	668,4	315
1-6	408,8	315
1-12	610,8	315
2-3	498,2	75
2-13	451	63
2-21	619,6	200
3-4	644,3	125
3-14	372,5	160
3-21	531,5	125
4-15	431	125
4-17	450,2	250
4-22	682,6	125
5-12	517,6	160
5-16	1018	250
6-7	780,7	250
6-9	404,7	250
7-9	616,2	315
7-20	716,5	315
8-9	710,2	315
8-10	444,1	250
8-11	455,7	250
8-22	352,6	400
9-10	751,9	250
9-20	426,5	315
10-12	212	315
11-18	594,3	250
11-20	704,7	315
12-17	218,5	400
13-14	606,7	160
14-15	760	250
15-16	348,1	250
16-17	764,5	250
18-19	450,8	125
19-21	126,7	250
19-22	211	200
R-1	1125	400
R-20	1007,3648	400

IV.7 Vérification des vitesses et pressions :

IV.7.1 Vérification de la vitesse dans le réseau :

Il est nécessaire de vérifier la vitesse dans chaque tronçon en utilisant l'équation de continuité. Cette vitesse doit être comprise entre 0,5 et 1,5 m/s, avec une possibilité d'atteindre jusqu'à 2 m/s. Cela permet d'éviter les problèmes tels que l'accumulation de dépôts solides, l'érosion des conduites et les perturbations dues aux régimes transitoires.

IV.7.2 Vérification des pressions (au sol) dans le réseau :

Pour garantir que notre réseau soit fonctionnel, il doit assurer une pression minimale à tous les points de la zone à desservir. En pratique, la pression de service doit être maintenue dans une fourchette allant de 10 à 60 mètres de colonne d'eau, équivalente à une plage de 1 à 6 bars.

IV.8 Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2054

Nous allons modéliser notre réseau de distribution en utilisant la formule de perte de charge de Darcy-Weisbach. Cette formule est bien établie pour sa précision dans le calcul des pertes de charge dues à la friction dans les conduites, ce qui est essentiel pour optimiser le dimensionnement et le fonctionnement du réseau.

La rugosité ε des conduites est influencée par le matériau de la conduite, la qualité de l'eau qu'elle transporte. Dans notre cas, ayant opté pour des conduites en Polyéthylène Haute Densité (P.E.H.D), la rugosité spécifiée par EPANET est de 0,01 mm. Cette valeur de rugosité sera utilisée dans la formule de Darcy-Weisbach pour calculer les pertes de charge, assurant ainsi une modélisation précise et efficace de notre réseau de distribution.

Remarque :

Pour réduire les pressions excédant 60 bars, des vannes réductrices de pression seront installées dans les tronçons (réservoir – n1), (n1 – n5) et (n16 –n17), permettant ainsi de réguler la pression dans le réseau et d'éviter tout excès.

IV.8.1 Simulation hydraulique en cas de pointe à l'horizon 2054 :

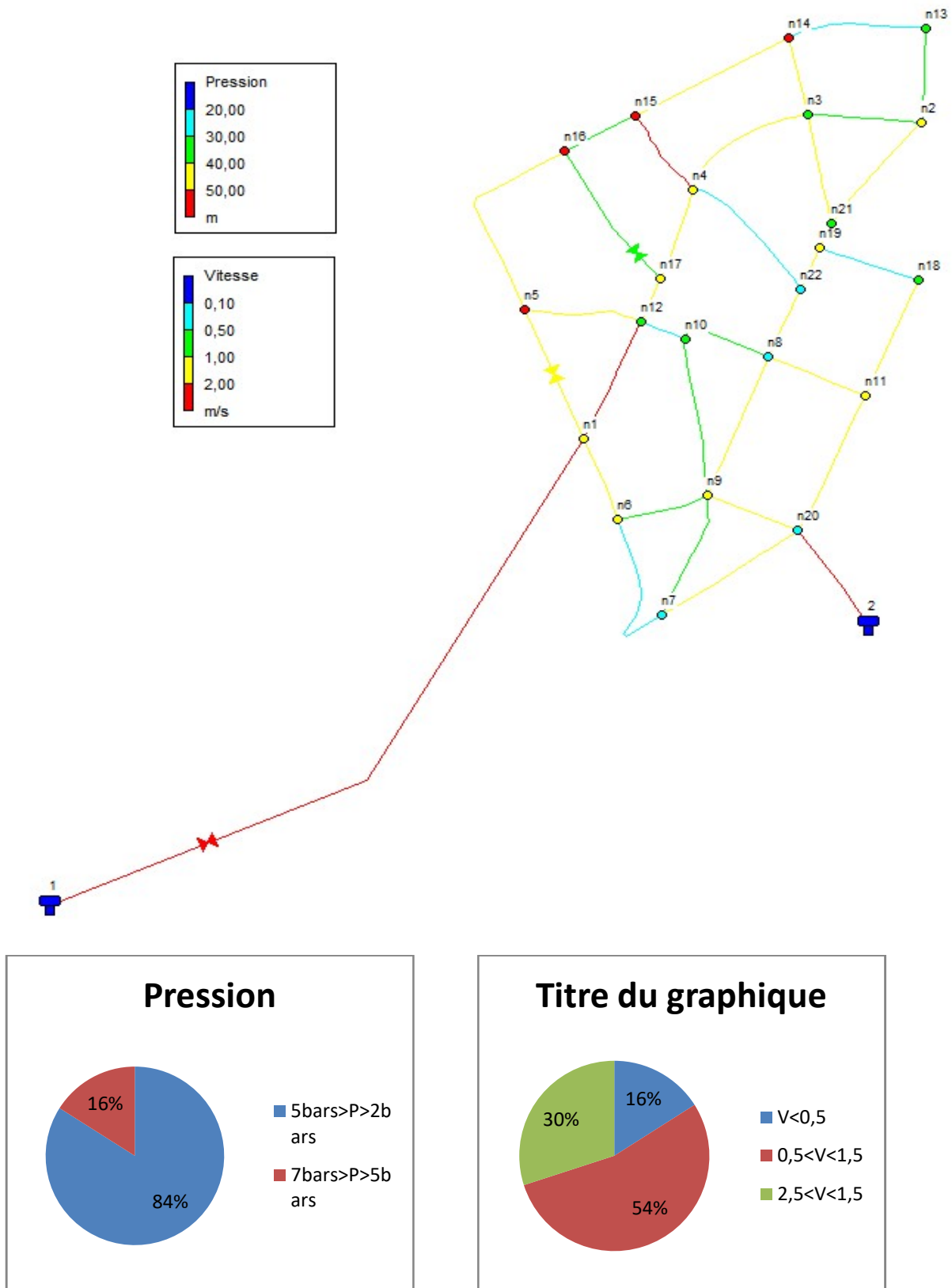


Figure IV.2 : la vitesse et pression pour le cas de pointe.

Chapitre IV :Dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution

Tableau IV.5 : Caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe).

trancon	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.
Tuyau p2	498,2	73,6	3,38	0,79	9,06
Tuyau p3	644,3	163,6	36,78	1,75	14,5
Tuyau p5	780,7	204,6	11,16	0,34	0,56
Tuyau p6	710,2	257,8	79,51	1,52	6,53
Tuyau p7	616,2	257,8	35,75	0,68	1,51
Tuyau p8	444,1	130,8	10,65	0,79	4,47
Tuyau p9	455,7	204,6	39,02	1,19	5,44
Tuyau p10	610,8	327,4	176,65	2,1	8,9
Tuyau p11	404,7	204,6	30,12	0,92	3,39
Tuyau p12	212	90	2,91	0,46	2,62
Tuyau p13	451	51,4	1,57	0,76	12,87
Tuyau p14	760	204,6	33,86	1,03	4,19
Tuyau p15	372,5	90	10,34	1,63	26
Tuyau p17	450,2	257,8	78,19	1,5	6,33
Tuyau p18	606,7	204,6	15,74	0,48	1,05
Tuyau p19	450,8	102,2	3,64	0,44	2,13
Tuyau p20	594,3	163,6	22,48	1,07	5,88
Tuyau p21	716,5	257,8	59,17	1,13	3,79
Tuyau p22	408,8	257,8	67,36	1,29	4,81
Tuyau p23	751,9	204,6	30,79	0,94	3,53
Tuyau p24	517,6	100	13,18	1,68	24,28
Tuyau p25	1018	204,6	43	1,31	6,5
Tuyau p26	531,5	102,2	10,43	1,27	14,22
Tuyau p27	348,1	257,8	41,55	0,8	1,99
Tuyau p28	218,5	327,4	135,05	1,6	5,41
Tuyau p29	704,7	257,8	90,21	1,73	8,24
Tuyau p30	1007,3648	409,2	271,66	2,07	6,64
Tuyau p31	426,5	257,8	92,05	1,76	8,55
Tuyau p32	431	102,2	17,5	2,13	36,76
Tuyau p33	682,6	204,6	12,22	0,37	0,66
Tuyau p34	211	257,8	64,46	1,23	4,44
Tuyau p35	352,6	409,2	97,07	1,15	2,94
Tuyau p36	619,6	130,8	23,86	1,78	19,48
Tuyau p37	126,7	204,6	55,19	1,68	10,29
Vanne 1	Sans Valeur	327,4	337,52	2,57	33
Vanne 2	Sans Valeur	257,8	65,88	1,26	18
Vanne 3	Sans Valeur	257,8	33,41	0,64	18

Tableau IV.6 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe).

Trancon	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Noeud n1	1161	27,62	42
Noeud n2	1138,08902	25,67	41,59
Noeud n3	1151,16784	33,49	33,02
Noeud n4	1152,24476	36,13	41,29
Noeud n5	1116,50414	36,06	58
Noeud n6	1157,0475	26,09	43,99
Noeud n7	1180,10695	34,58	20,49
Noeud n8	1167,57287	32,11	27,45
Noeud n9	1157,18964	47,61	42,47
Noeud n10	1166,17399	23,04	30,84
Noeud n11	1156,39347	28,71	41,11
Noeud n12	1160,96028	25,51	36,61
Noeud n13	1139,40263	17,31	34,47
Noeud n14	1119,73804	28,46	54,51
Noeud n15	1114,3783	25,18	58,69
Noeud n16	1109,22606	34,86	56,39
Noeud n17	1156,02635	23,45	40,36
Noeud n18	1157,0758	18,84	36,93
Noeud n19	1148,45185	12,9	44,6
Noeud n20	1178,57263	30,23	24,74
Noeud n21	1159,87728	20,91	31,87
Noeud n22	1171,71702	20,39	22,27
Réservoir 1	1234	/	2
Réservoir 2	1208	/	2

IV.8.1.1 Interprétation des résultats :

IV.8.1.1.1 Interprétation de la pression :

Face la figure ci-dessus obtenus par la simulation ,on constate que la pression dans tous les nœuds (**100%**) est supérieur à 20 m (soit 2 bars) des résultats satisfaisants.

IV.8.1.1.2 Interprétation de la vitesse :

D'après l'analyse de la figure ci-dessus on remarque que **84,15%** des conduites ont des vitesses supérieur à 0,5 m/s des valeurs acceptables .

IV.8.2 Simulation hydraulique en cas de pointe + incendie à l'horizon 2054 :

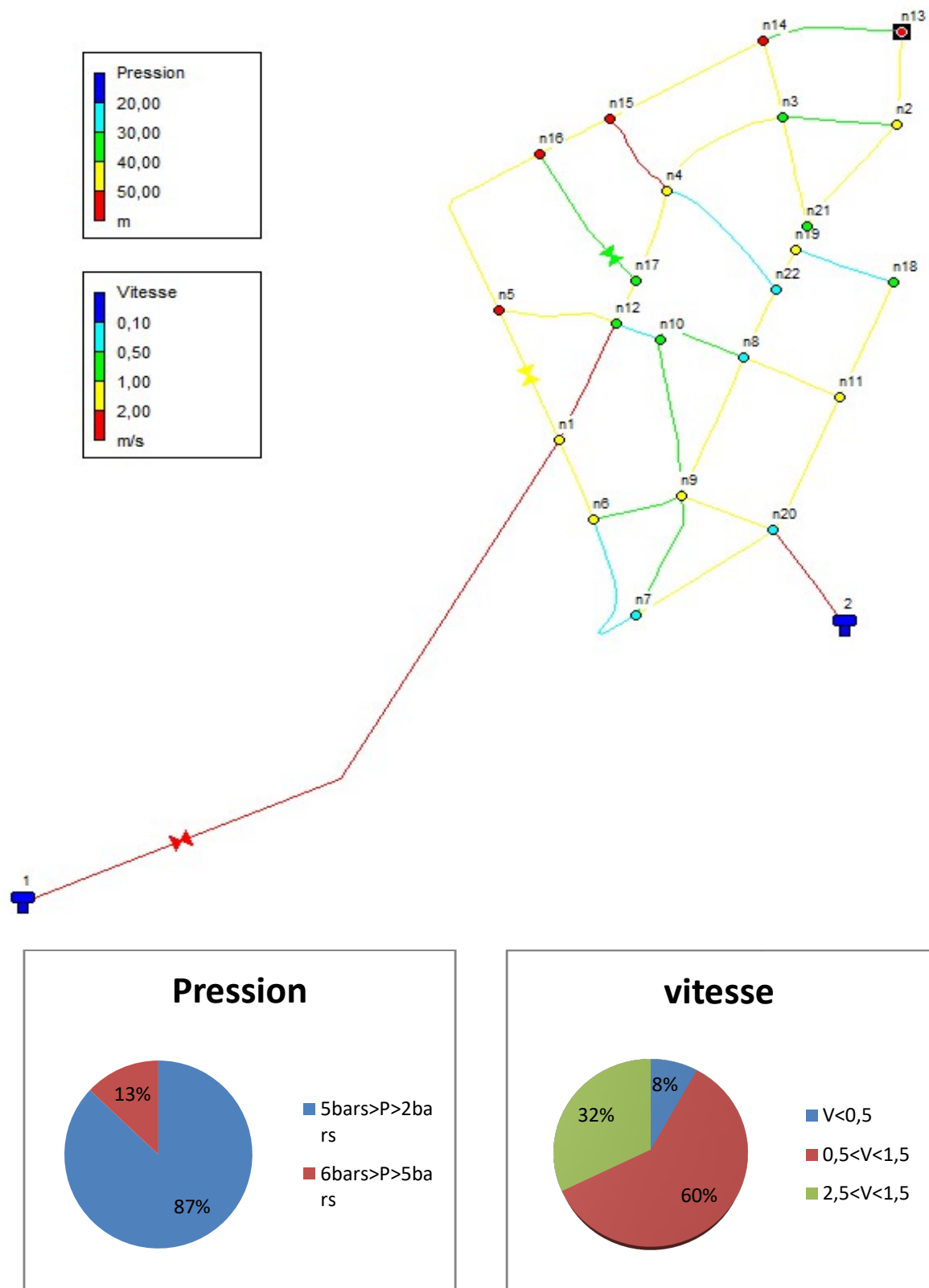


Figure IV.3 : la vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie.

Chapitre IV :Dimensionnement d'un nouveau réseau de distribution

Tableau IV.7 : caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe + incendie).

trancon	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.
Tuyau p2	498,2	73,6	3,36	0,79	8,96
Tuyau p3	644,3	163,6	37,93	1,8	15,35
Tuyau p5	780,7	204,6	11,83	0,36	0,63
Tuyau p6	710,2	257,8	81,6	1,56	6,85
Tuyau p7	616,2	257,8	36,71	0,7	1,59
Tuyau p8	444,1	130,8	10,89	0,81	4,64
Tuyau p9	455,7	204,6	40,13	1,22	5,72
Tuyau p10	610,8	327,4	186,33	2,21	9,82
Tuyau p11	404,7	204,6	31,24	0,95	3,62
Tuyau p12	212	90	2,18	0,34	1,57
Tuyau p13	451	51,4	2,19	1,05	23,41
Tuyau p14	760	204,6	48,59	1,48	8,13
Tuyau p15	372,5	90	11,99	1,89	34,12
Tuyau p17	450,2	257,8	77,1	1,48	6,17
Tuyau p18	606,7	204,6	32,12	0,98	3,81
Tuyau p19	450,8	102,2	3,92	0,48	2,44
Tuyau p20	594,3	163,6	22,76	1,08	6,01
Tuyau p21	716,5	257,8	59,46	1,14	3,83
Tuyau p22	408,8	257,8	69,15	1,32	5,05
Tuyau p23	751,9	204,6	31,74	0,97	3,73
Tuyau p24	517,6	100	12,87	1,64	23,19
Tuyau p25	1018	204,6	45,57	1,39	7,23
Tuyau p26	531,5	102,2	10,91	1,33	15,45
Tuyau p27	348,1	257,8	55,92	1,07	3,42
Tuyau p28	218,5	327,4	145,76	1,73	6,23
Tuyau p29	704,7	257,8	91,6	1,75	8,48
Tuyau p30	1007,3648	409,2	274,3	2,09	6,76
Tuyau p31	426,5	257,8	93,01	1,78	8,72
Tuyau p32	431	102,2	17,85	2,18	38,08
Tuyau p33	682,6	204,6	14,81	0,45	0,93
Tuyau p34	211	257,8	65,3	1,25	4,54
Tuyau p35	352,6	409,2	100,5	1,19	3,14
Tuyau p36	619,6	130,8	24,5	1,82	20,46
Tuyau p37	126,7	204,6	56,32	1,71	10,68
Vanne 1	Sans Valeur	327,4	351,87	2,68	33
Vanne 2	Sans Valeur	257,8	68,77	1,32	18
Vanne 3	Sans Valeur	257,8	45,21	0,87	18

Tableau IV.8: Etat des noeuds du réseau (cas de pointe + incendie).

Trancon	Altitude	Demande Base	Pression
Noeud n1	1161	27,6215	42
Noeud n2	1138,08902	25,671	40,43
Noeud n3	1151,16784	33,4878	31,81
Noeud n4	1152,24476	36,1321	40,62
Noeud n5	1116,50414	36,065	58
Noeud n6	1157,0475	26,0866	43,89
Noeud n7	1180,10695	34,5825	20,34
Noeud n8	1167,57287	32,1149	27,03
Noeud n9	1157,18964	47,6094	42,28
Noeud n10	1166,17399	23,0397	30,49
Noeud n11	1156,39347	28,7129	40,82
Noeud n12	1160,96028	25,509	36,04
Noeud n13	1139,40263	34,3076	28,55
Noeud n14	1119,73804	28,4593	50,27
Noeud n15	1114,3783	25,185	57,45
Noeud n16	1109,22606	34,864	55,64
Noeud n17	1156,02635	23,4521	39,61
Noeud n18	1157,0758	18,8375	36,56
Noeud n19	1148,45185	12,9026	44,09
Noeud n20	1178,57263	30,2347	24,62
Noeud n21	1159,87728	20,9092	31,31
Noeud n22	1171,71702	20,3921	21,78
Réservoir 1	1234	Sans Valeur	2
Réservoir 2	1208	Sans Valeur	2

IV.8.2.1Interprétation des résultats :

IV.8.2.1.1 Interprétation de la pression :

Face la figure ci-dessus obtenus par la simulation ,on constate que la pression dans tous les nœuds (**100%**) est supérieur à 20 m (soit 2 bars) des résultats satisfaisants.

IV.8.2.1.2 Interprétation de la vitesse :

D'après l'analyse de la figure ci-dessus on remarque que **91,9%** des conduites ont des vitesses supérieur à 0,5 m/s des valeurs acceptables .

IV.8.3 Les diamètre après la simulation :

Tableau IV.9: Les diamètre après la simulation

Trancon	longueur	Diametre Arbitraire	Diametre simulation
1-5	668,4	315	315
1-6	408,8	315	315
1-12	610,8	315	400
2-3	498,2	75	90
2-13	451	63	63
2-21	619,6	200	160
3-4	644,3	125	200
3-14	372,5	160	110
3-21	531,5	125	125
4-15	431	125	125
4-17	450,2	250	315
4-22	682,6	125	250
5-12	517,6	160	125
5-16	1018	250	250
6-7	780,7	250	250
6-9	404,7	250	250
7-9	616,2	315	315
7-20	716,5	315	315
8-9	710,2	315	315
8-10	444,1	250	160
8-11	455,7	250	250
8-22	352,6	250	400
9-10	751,9	250	250
9-20	426,5	315	315
10-12	212	315	110
11-18	594,3	250	200
11-20	704,7	315	315
12-17	218,5	400	400
13-14	606,7	160	250
14-15	760	250	250
15-16	348,1	250	315
16-17	764,5	250	315
18-19	450,8	125	125
19-21	126,7	250	250
19-22	211	200	315
R-1	1125	400	500
R-20	1007,3648	400	500

Conclusion :

En conclusion , ce chapitre sur le dimensionnement du nouveau réseau de distribution a permis de concevoir un système capable de répondre aux besoins actuels et futures jusqu'en 2054 .En utilisant la méthode de Hardy Cross pour ajuster les débits et la formule de Darcy _ Weisbach pour calculer les pertes de charge ,nous avons assuré des vitesses et des pressions optimales dans le réseau pour être à la fois performant et adaptable aux évolutions futures , garantissant une distribution fiable et efficace à long terme.

Chapitre V

Etude des réservoirs

Introduction :

Avant la distribution, l'eau doit d'abord être transportée vers une installation de stockage pour assurer la continuité de la distribution aux utilisateurs. En effet, le réservoir assure le débit nécessaire aux heures de pointe et réserve une partie de l'espace de stockage exclusivement à la lutte contre les incendies.

L'objectif de ce chapitre est donc d'étudier la situation des réservoirs existant de notre agglomération et évaluer leur capacité à garantir une quantité en eau suffisante d'ici 2054.

V.1.Rôle des réservoirs :

Le réservoir sert à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution.

- Il permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque la consommation devient supérieure à la production;
- Il constitue un organe de régulation de pression et de débit entre le régime de production (du forage vers le stockage) et le régime de distribution (du stockage à la consommation);
- Il permet une certaine souplesse en cas de panne des pompes.

La présence d'un réservoir entre les ouvrages de captage de traitement et d'adduction d'eau et le réseau de distribution a plusieurs fonctions, On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous 4 rubriques principales :

▪ Un régulateur de débit

Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation).

Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

▪ Un régulateur de pression

Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé,...

Si la cote du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

▪ Un élément de sécurité

Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction).

▪ Une fonction économique:

Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

V.2. Equipements du réservoir :

Chacun des compartiments d'un réservoir doit être muni d'une conduite d'alimentation, d'une conduite de distribution, d'une conduite de vidange et enfin, d'une conduite de trop-plein. Les dispositions spéciales qui peuvent être prises pour constituer la réserve incendie ne modifient en rien ces principes

Les équipements nécessaires du réservoir sont :

- Une conduite d'arrivée pour l'adduction ;
- Une conduite de départ pour la distribution ;
- Une conduite de vidange équipée d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop-plein ;
- Une conduite trop pleine qui permet d'évacuer l'excès de l'eau ;
- Une conduite by-pass qui permettra de relier les conduites d'adduction et refoulement pour faire circuler l'eau sans passer par le réservoir au cas où on veut isoler le château pour le nettoyage ou réparation
- Un indicateur de niveau.

▪ Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau : à son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

a) Par sur verse :

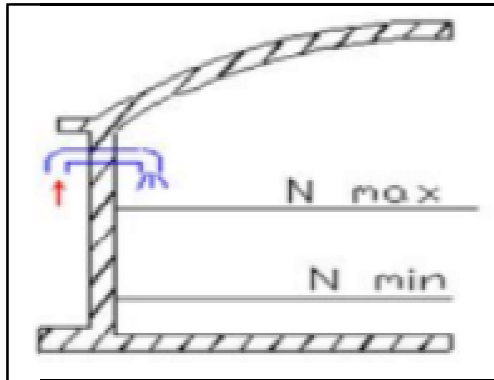


Figure V. 1 : Arrivée par sur verse (Chute libre).

▪ Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine. Dans le cas d'une distribution par gravité, une crépine simple est utilisée ; dans le cas d'une aspiration, il faut prévoir un clapet au pied de la crépine.

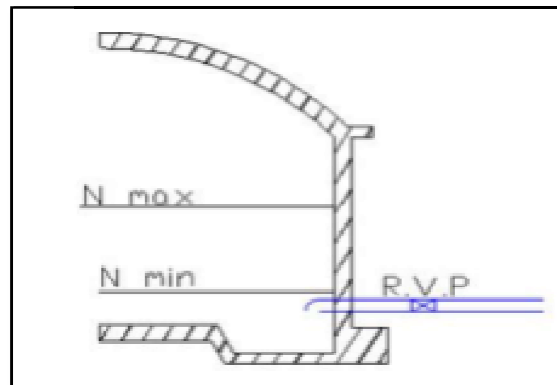


Figure V.2 : Conduite de départ. (D. S. Boualem, 2014)

▪ Trop-plein :

Cette conduite doit pouvoir évacuer le surplus d'eau d'arrivée en cas de remplissage total du réservoir (cas de non fermeture du robinet flotteur). Elle comprendra un déversoir situé à une hauteur h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire voisin. Pour éviter une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient pénétrer dans le réservoir, un clapet doit être ménagé dans la canalisation.

▪ Vidange :

Elle part du point bas du réservoir (point le plus bas du radier, sa crépine est située dans la souille du réservoir), afin de pouvoir évacuer les dépôts. Elle peut se raccorder sur la canalisation de trop-plein, et comporte un robinet-vanne. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite, ce dernier étant obturé à l'aide, soit d'une soupape de vidange, soit d'une bonde de fond.

La soupape de vidange, incongelable, est destinée à assurer la vidange des réservoirs dont le fond est accessible.

La bonde de fond est destinée à assurer la vidange des réservoirs dont le fond est inaccessible. Elle permet la vidange totale du réservoir en cas de besoin de nettoyage de la cuve ou d'intervention.

▪ By-pass entre adduction et distribution :

En cas d'indisponibilité (nettoyage ou réparation du réservoir), il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites.

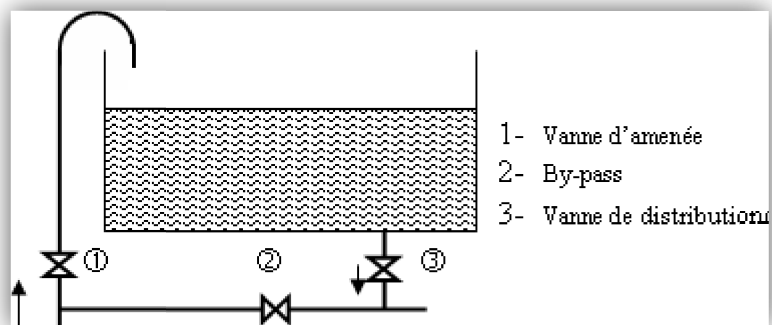


Figure V.3 : Conduite by-pass. (D .S .Boualem, 2014)

▪ Comptage :

A la sortie de la conduite de distribution, un compteur doit être ménagé pour pouvoir effectuer des relevés périodiques de la consommation totale.

▪ Robinets-vannes :

Dans chaque canalisation (arrivée, départ, vidange...) un robinet-vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacune de ces conduites en cas de besoin.

▪ Tuyauterie :

Pour la protection de la tuyauterie contre la corrosion, celle-ci doit être galvanisée.

- **Tampon de visite :**

Il permet de visiter périodiquement l'ouvrage.

- **La chambre des vannes :**

Rares sont les réservoirs au sol qui ne comportent pas un petit local accolé, la chambre des vannes, dans lequel se feront les pénétrations des diverses canalisations- refoulement, distribution, trop-plein, vidange- dans la cuve (ce qui permet d'ailleurs de surveiller l'étanchéité à ce niveau), à partir duquel on accèdera à la cuve elle-même, tout accès direct par le dessus, par exemple, étant ainsi éliminé. On peut y faire des prélèvements d'eau dans de bonnes conditions sanitaires, y installer un dispositif de comptage ou de chloration.

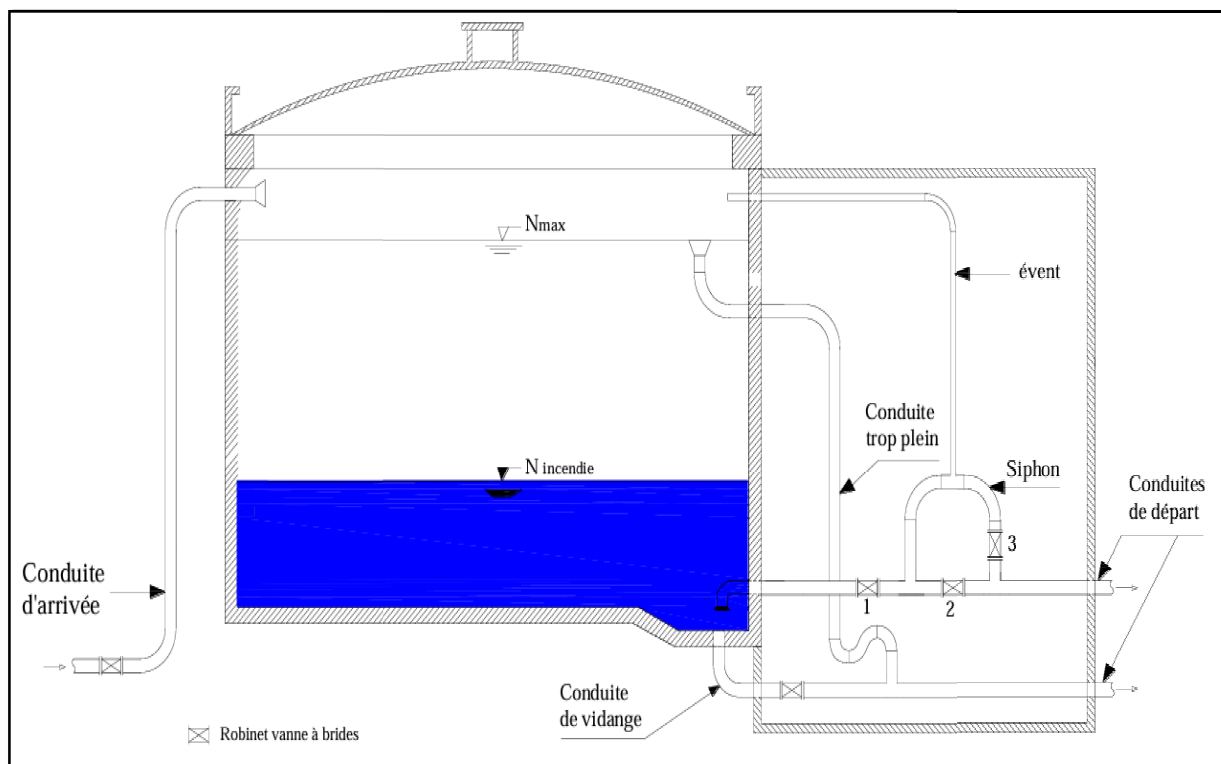


Figure V.4 : Description des équipements du réservoir

V.3. Les critères d'implantation d'un réservoir de stockage :

Le site d'implantation d'un réservoir de stockage tient compte de trois paramètres essentiels à savoir:

- Recherche de la zone surélevée

Les zones surélevées constituent des sites privilégiés d'implantation d'un ouvrage de stockage d'eau. Le relief élevé du terrain naturel permet d'économiser en termes de construction (hauteur de l'ouvrage réduite dont un gain de matériaux) tout en augmentant la charge de l'eau dans les conduites du réseau de distribution dont un gain en énergie de pompage.

- La proximité

La proximité du réservoir d'eau dans les agglomérations représente un critère non négligeable dans la détermination du site d'implantation.

En effet, elle permet (proximité) le coût d'investissement du réseau de liquidité.

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.

V.4.Classification d'un réservoir :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu :

➤ d'après leur position par rapport au sol :

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs Semi-enterrés
- Réservoirs surélevés
- Réservoirs posés sur sol



Figure V.5 : Châteaux d'eau



Figure V.6: Réservoir enterré
(Source : S2e77)



Figure V. 7 : Réservoir Semi-enterré

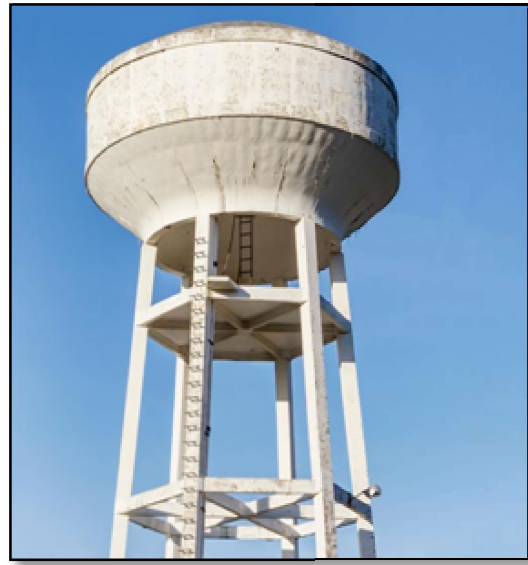


Figure V.8 : Réservoir surélevé

(Source : S2e77)

- Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :
 - Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
 - Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).
 - Réservoir tampon
- Par les matériaux de construction utilisés :
 - Maçonnerie
 - Béton armé
 - Réservoirs métalliques
- Par leur forme :
 - Circulaire : le plus économique.
 - Rectangulaire, carré, ou de forme irrégulière : si la considération d'encombrement est prépondérante (ex : nécessité de loger le volume maximal dans la surface disponible).



Figure V. 9 :Réservoir Circulaire



Figure V. 10 :Réservoir rectangulaire

NB : Dans notre cas, on des réservoirs de type semi enterré et avec une forme géométrique circulaire.

V.5.Matérialisation de la réserve incendie :

Pour conserver surement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

➤ système à siphon :

permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie . cette interdiction sera bien entendu , levée par une manœuvre manuelle , effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie . Autrement dit , un évenement d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable .

Le système de fonctionnement est le suivant :

- ✓ Fonctionnement normal : 1 et 3 ouverts 2fermé

- ✓ Cas d'incendie .Il suffit d'ouvrir 2.

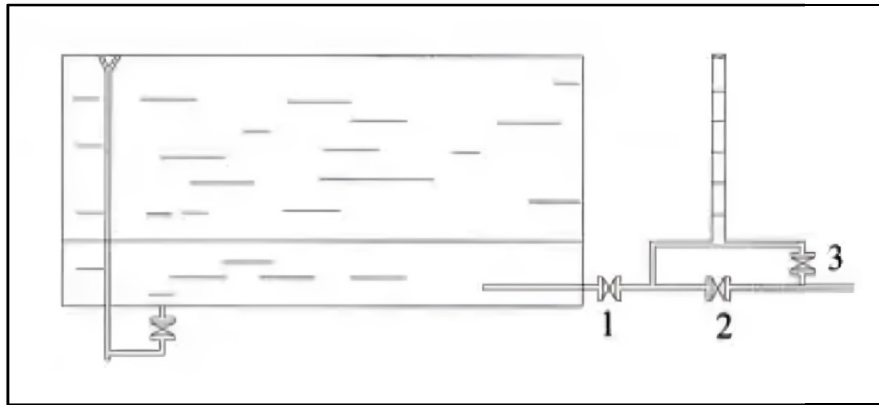


Figure V. 11 :Matérialisations d'incendie. (D'après dupant, Hydraulique urbain TOME II,1979)

➤ Le système à deux prises :

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un gout désagréable.

- ✓ En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.
- ✓ En cas d'incendie, 1 est ouverte

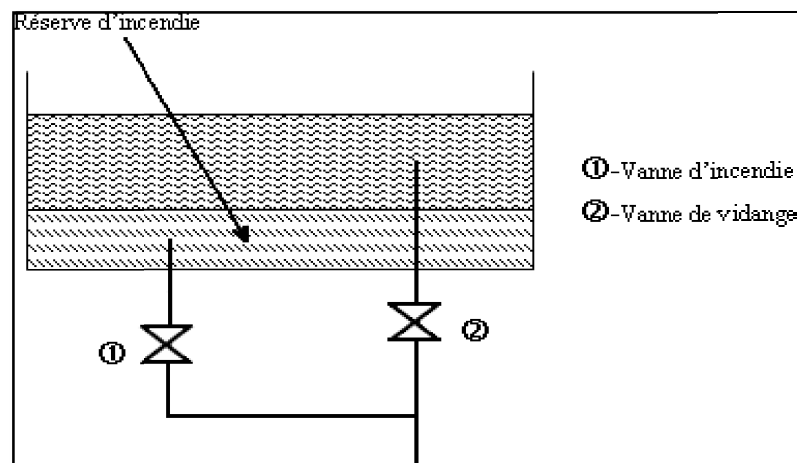


Figure.12: Système à deux prises

(Source : ALIMENTATION EN EAU POTABLE (Adduction) de la daïra de SIDI AICH à partir du piquage sur la conduite de transfert TICHIAF(Wilaya de Bejaïa))

V.6.Choix du type de réservoir :

Pour des capacités réduites , les réservoirs sont parfois , construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint . La hauteur à donner ou plan d'eau inférieur de la cuve impose , très souvent , les conditions de construction du réservoir ,qui peut être : Soit complètement enterré soit semi enterré soit surélevé .

Dans le cas de notre étude , les réservoirs existants sont des réservoirs semi enterré .

- Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :
 - Les facteurs économiques ;
 - La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
 - Les possibilités d'adaptation au réseau ;

V.7.Qualité de l'eau dans les réservoirs :

- Pour maintenir la qualité de l'eau intacte lors de la traversée d'un réservoir , il est nécessaire de :
 - D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi- enterrés.
 - De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins ...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux.
 - De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.
 - Nettoyer au moins une fois par an .

V.8.Capacité pratique des réservoirs :

Au calcul de la capacité du réservoir une réserve de protection contre l'incendie doit toujours être ajoutée et celle-ci doit toujours être disponible.

La réserve minimale prévue est de 120 m³ par réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de 60 m³/h et le temps moyen d'extinction en cas de sinistre est estimé à environ 2 heures).

Pour les zones à risque, cette réserve peut dépasser un volume de 120 m³ .

Les volumes de réservoir les plus couramment utilisés sont : 250 ; 500 ; 1500 ; 2000 ; 5000 ; 10000 ; 12000 m³ etc... La hauteur d'eau dans le réservoir doit être comprise entre 3 et 6 m. Le réservoir de stockage de grande capacité peut atteindre des hauteurs d'eau de 7 à 8 m dans les grandes villes.

Il existe deux méthodes pour déterminer la capacité de la cuve :

- La méthode analytique
- La méthode graphique

Dans notre cas, nous allons opter pour la méthode analytique consiste à déterminer les excès et les insuffisantes à différentes heures de la journée.

V.8.1.Méthode analytique :

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{V.1})$$

D'où :

- ✓ V_T : volume total du réservoir en (m³)
- ✓ V_{inc} : volume d'incendie = 120 m³
- ✓ $V_{\max}$: volume maximal de stockage pour la consommation (m³), il est déterminé par la formule ci-après :

$$V_{\max} = P_{\max} (\%) * (Q_{\max j} / 100) \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- ✓ $Q_{\max j}$: consommation maximale journalière (m³/j);
- ✓ $P\%$: résidu maximal dans le réservoir en (%), déterminé par la relation ci-après :

$$P\% = |R_{\max}| + |R_{\min}| \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- ✓ $|R_{\max}|$: résidu maximum positif;
- ✓ $|R_{\min}|$: résidu maximum négatif.

V.8.1.1Détermination de la capacité de stockage :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on a utilisé la méthode analytique.

➤ Calcul du volume du réservoir nécessaire pour l'horizon actuel et futur.

Compte tenu du fait que la population actuelle ainsi que celle projetée dans trente ans maintiennent le même taux de consommation (annex), il est suffisant d'avoir un seul tableau pour représenter les deux scénarios.

Chapitre V : Etude des réservoirs

Tableau V.1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.

Heures	consommation (%)	refoulement d'eau en %	arrivé d'eau au réservoir	départ d'eau du réservoir	reste dans le réservoir
0 – 1	3,35	0		3,35	4,95
1 – 2	3,25	0		3,25	1,7
2 – 3	3,3	0		3,3	-1,6
3 – 4	3,2	0		3,2	-4,8
4 – 5	3,25	5	1,75		-3,05
5 – 6	3,4	5	1,6		-1,45
6 – 7	3,85	5	1,15		-0,3
7 – 8	4,45	5	0,55		0,25
8 – 9	5,2	5		0,2	0,05
9 – 10	5,05	5		0,05	0
10 – 11	4,85	5	0,15		0,15
11 – 12	4,6	5	0,4		0,55
12 – 13	4,6	5	0,4		0,95
13 – 14	4,55	5	0,45		1,4
14 – 15	4,75	5	0,25		1,65
15 – 16	4,7	5	0,3		1,95
16 – 17	4,65	5	0,35		2,3
17 – 18	4,35	5	0,65		2,95
18 – 19	4,4	5	0,6		3,55
19 – 20	4,3	5	0,7		4,25
20 – 21	4,3	5	0,7		4,95
21 – 22	4,2	5	0,8		5,75
22 – 23	3,75	5	1,25		7
23 – 24	3,7	5	1,3		8,3
				R+max	8,3
				R-min	-4,8

Tableau V.2 : Débit maximum journalière total

HORIZONS	ACTUEL 2024	LONG TERME 2054
Q max j (m3/j) Sougueur	21134,04	42484,722
Reserve d'incendie (m3)	120	120
STOCKAGE ACTUEL(m3)	8000	8000

Tableau V.3 : la capacité de stockage

HORIZONS	ACTUEL 2024	LONG TERME 2054
P%	13,1	13,1
Q max j (m3/j) Sougueur	21134,04	42484,722
Vutile	2768,55924	5565,498582
Vinc	120	120
Vtot	2888,55924	5685,498582
stockage	8000	8000
difference (m3)	5111,44076	2314,501418

V.8.2.Méthode graphique:

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

$$Vu = \Delta V1 + \Delta V2 \quad (V.4)$$

Avec le volume total sera :

$$Vt = Vu + Vinc \quad (V.5)$$

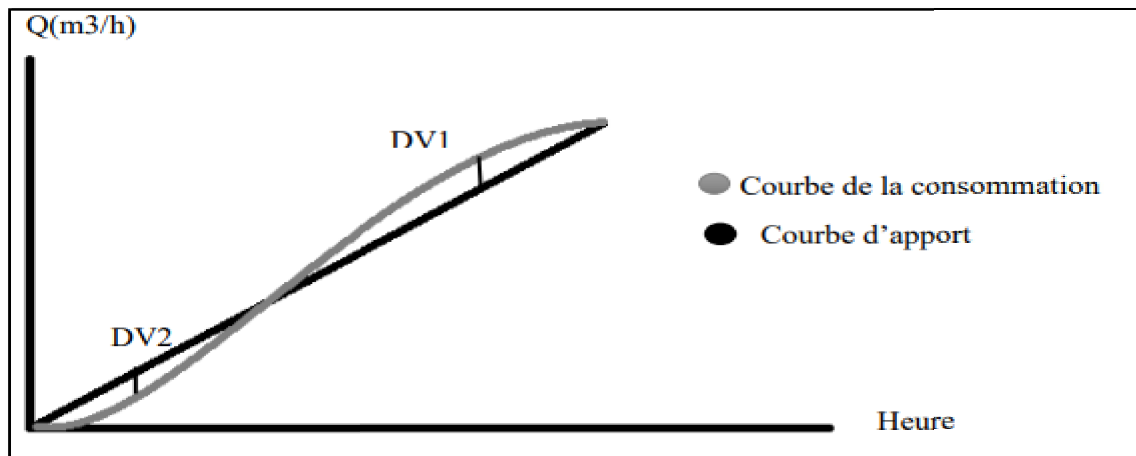


Figure V.13: Courbe de la consommation totale, Courbe d'apport

Tel que :

Vu : volume utile :

$$V = \Delta V1 + \Delta V2 \quad (V.6).$$

$\Delta V1$: écart inférieur entre l'apport et la consommation ;

$\Delta V2$: écarte supérieur l'apport et la consommation ;

V.9. Dimensionnement de réservoir :

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on calcule alors leur dimension à l'aide des formules :

➤ La section du réservoir :

On a :

$$V = S \cdot H \quad (V.7)$$

$$V = ((\pi D^2)/4) \cdot H \quad (V.8)$$

$$\text{Donc :} \quad D = \sqrt{((4 \cdot V)/(\pi \cdot H))} \quad (V.9)$$

Avec : V : volume du réservoir (m³).

D : diamètre du réservoir (m).

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m). La valeur de la hauteur « H » peut varier entre 3 et 6m, Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.

h : hauteur utile optimale d'eau (m), h > 3

Conclusion :

D'après les résultats des calculs, il ressort que la conception des ouvrages existants assurera la capacité de stockage nécessaire à l'approvisionnement régulier en eau potable de cette agglomération .

Chapitre VI :

Dimensionnement de réseau de l'adduction .

Introduction :

L'adduction des eaux consiste à examiner les moyens et les méthodes ,tant sur le plan technique qu' économique ,pour acheminer les eaux prélevées depuis leur source ,soit vers un réservoir de stockage , soit directement vers les zones de consommation.

VI.1 Types d'adduction :

les adductions peuvent être classées :

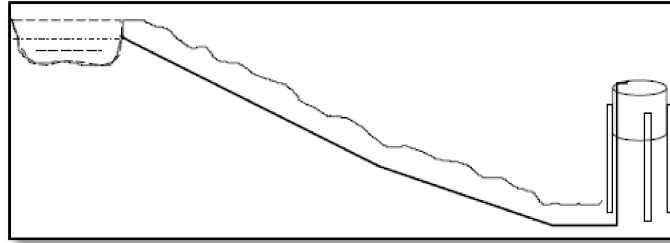


Figure VI.1 : Adduction gravitaire.

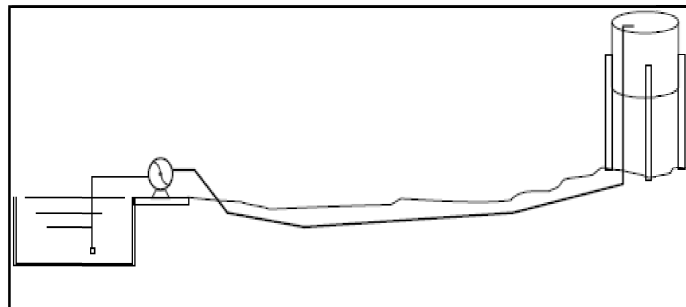


Figure VI.2 :Adduction par refoulement.

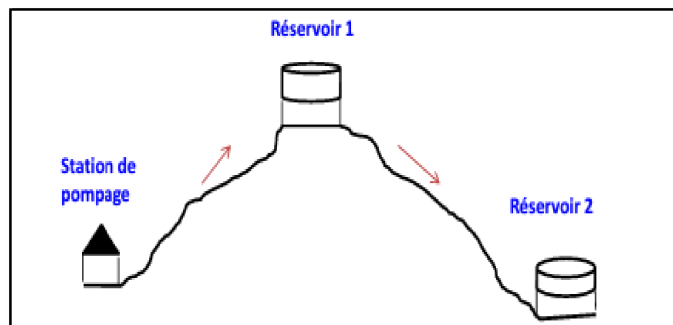


Figure VI.3 : Adduction mixte

VI.1 .1 Adduction gravitaire :

L'adduction gravitaire repose sur l'effet de la gravité . Dans ce mode ,le point de départ de la conduite se trouve à une altitude plus élevée que le point d'arrivée . Cette différence de hauteur permet à l'eau de s'écouler naturellement vers la destination finale grâce a la pesanteur.

VI.1 .2 Adduction par refoulement :

Ce mode d'adduction fonctionne sous pression grâce à des équipements hydromécaniques . Il est employé lorsque la cote du niveau de plan d'eau du point de départ de la conduite est inférieur à la cote piézométrique du niveau de plan d'eau de point d'arrivé .

VI.1 .3 Adduction mixte :

c'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain. C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

VI.2 Choix du tracé :

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique:

- ✓ Recherche le tracé le plus direct de façon à avoir de longs alignements raccordés par des coudes largement ouvertes
- ✓ Tracé aussi court que possible
- ✓ Profil en long aussi régulier que possible qui ne suivre pas forcément le niveau du sol pour limiter les points hauts des sur profondeurs et des sous profondeurs par rapport à la profondeur normale sont parfois inévitables .
- ✓ Maintenir la pente du profil au dessus 2‰
- ✓ Profil étudié pour que l'air soit évacué .
- ✓ Eviter les profils horizontaux en leur substituant un profil avec des montées lentes suivre se descentes rapides
- ✓ Aux points hauts ,des ventouses sont nécessaires , et aussi dans tronçon à faibles pentes suivre d'un tronçon descendant
- ✓ S'assurer que la conduite reste toujours pleine profil piézométrique au dessus du sol.

VI.3 Choix du matériau de la conduite :

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères ;

parmi lesquels:

- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La pression supportée ;
- ✓ Les conditions

- ✓ d'installation ;
- ✓ Le type de sol ;
- ✓ Le revêtement ;
- ✓ La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique).

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de:

- ✓ La disponibilité ;
- ✓ la durée de vie ;
- ✓ Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite:

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet, nous avons opté (pour les conduite d'adduction de refoulement et la conduite d'adduction gravitaire) pour des conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD), en raison

❖ **Des avantages qu'elles présentent :**

- Durée de vie importante ;
- Facilité de pose ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Faible conductivité thermique ;
- Coefficient de rugosité très faible ;
- Résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars) ;
- Résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).

❖ **Les inconvénients :**

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

VI.4 Calcul hydraulique :

La conception de notre système d'adduction a conduit à la création d'un réseau mixte composé de deux parties ,gravitaire et refoulement .Le principe de calcul pour chacune des conduites est le suivant :

VI.4 .1 Méthode de calcul :

VI.4 .1 .1 Cas gravitaire :

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

$$\Delta Ht = \frac{K' * Le * Q B}{D_{av}^m} \quad (VI.1)$$

ΔHt : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

Le : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$Le = Lg + Leq \quad (VI.2)$$

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta Ht = 1,10 * \Delta Hli \quad (IV.3)$$

Donc :

$$Le = 1,10 * Lg \quad (VI.4)$$

ΔHt : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta Hlin$: Perte de charge linéaire (m).

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

Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau VI.1 : Valeurs des coefficients K' , m , β pour les différents types de 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

$$Dav = \sqrt[m]{\frac{K' * Le * Q}{\Delta Ht}} \quad (VI.5)$$

Dans notre cas, on prend : $K'=0,001052$; $B = 1,77$; $m = 4,772$

VI.4 .1 .2 Cas de refoulement :

Estimation du diamètre de la conduite de refoulement

Nous proposons de réaliser une première approximation de notre diamètre à l'aide d'une des deux expressions suivantes :

$$Déc = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (VI.6)$$

$$Déc = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (VI.7)$$

Avec :

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

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

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$Hmt = Hg + \sum \Delta h \quad (VI.8)$$

Hg : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cadre des adductions, les pertes de charge singulières représentent environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,10 * \Delta Hlin \quad (VI.9)$$

$\Delta Hlin$: Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbakh)} \quad (VI.10)$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \frac{L}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)} \quad (VI.11)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{(Formule Colebrook)} \quad (VI.12)$$

Re : Nombre de Reynolds ;

$$Re = (V * D) / \vartheta \quad (VI.13)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ϑ : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Puissance de pompage :

Le calcul de la puissance absorbée par la pompe se fait à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{\rho * g * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (VI.14)$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %) ;

ρ : la masse volumique de l'eau (1 kg/l).

Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du nombre d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (VI.15)$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (VI.16)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

δ : Prix du KWh, varie selon l'heure de la journée $\delta = 3,31$ (d'après Sonelgaz).

Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{VI.17})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ;

i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

A.N : A = 0,0888

VI.4 .2.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Pour déterminer le diamètre avantageux de la conduite gravitaire , les étapes de calculs est

comme suite :

- Calcul de la charge disponible entre les forages et la station de relevage.
- Supposition que la perte de charge est égale à la charge disponible.
- Détermination et normalisation du diamètre avantageux.
- Vérification de l'admissibilité de la vitesse dans la conduite.

VI.4 .2.1 .1 La vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement dans une conduite gravitaire peut être déterminée en utilisant l'équation de continuité, qui s'exprime ainsi :

$$Q = S \cdot V \quad (\text{VI.18})$$

$$Q = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{ ainsi : } V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Avec :

- (Q) : débit maximum journalier (m³/j),
- (S) : section de la canalisation (m²),
- (V) : vitesse d'écoulement (m/s),
- (D) : diamètre de la conduite (m).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : résultats du dimensionnement de la partie gravitaire.

Matériau	Nom de forage	Altitude	Q (l/s)	L(m)	Cote forage (m)	Cote SR (m)	$\Delta H_d(m)$	Dav (m)	D normaliser (mm)	V(m/s)
PEHD	Ben Abdellah	1195	40	2568	1195	1158	37	0,17511	200	1,661
	Forage Tousnina 2- B	1225	40	3033	1225	1158	67	0,16011	200	1,988
	Forage Fadj	1190	40	1008	1190	1158	32	0,14839	160	2,314
	Harmila	1160	40	468,3	1160	1158	2	0,22593	250	0,998
	Souigneur	1230	40	1782	1230	1158	72	0,14108	160	2,56

VI.4 .2.2 Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fait en recherchant le diamètre économique qui optimise le coût total, en équilibrant les dépenses de fonctionnement et les coûts d'investissement. Ainsi, une étude technico-économique est essentielle. En effet, pour un débit donné, une conduite de diamètre plus petit entraînera des pertes de charge plus importantes. Il est donc crucial de déterminer également un diamètre économique pour la conduite de refoulement.

VI.4 .2.2.1 Le diamètre économique

Le diamètre économique moyennant les relations :

- ✓ Bonin
- ✓ Bresse

Tableau VI.3 : Les caractéristiques des forages se Sougueur

Chaine	L ref	Csp	Forage	CT	ND	C ND	Hg	Q	Dec 1 (m)	Dec2 (m)
champ captant Ain Gueramta	1200	1022	khelifa	1095	83	1012	10	17	0,13038405	0,19557607
	2000	1022	Russe	1075	80	995	27	25	0,15811388	0,23717082
	1000	1022	El hamel	1104	84	1020	2	18	0,13416408	0,20124612
	1930	1022	El guettaf	1109	93	1016	6	25	0,15811388	0,23717082
	1600	1022	Chaallal	1086	82	1004	18	40	0,2	0,3
	2550	1022	hdjourat	1107	96	1011	11	25	0,15811388	0,23717082
champ captant Tousnina	1140	1158	oued yat 1	1107	69	1038	120	25	0,15811388	0,23717082
	1600	1158	oued yat 2	1118	73	1045	113	36	0,18973666	0,28460499
	1700	1119	Forage F1 Tousnina	1023	70	953	166	15	0,12247449	0,18371173
	80	1119	Forage F2 Tousnina	1024	75	949	170	17	0,13038405	0,19557607
	530	1119	Forage F3Tousnina	1022	68	954	165	19	0,13784049	0,20676073
	1051	1119	Forage F4 Tousnina	1015	72	943	176	40	0,2	0,3
	39	1119	Forage F5Tousnina	1030	71	959	160	25	0,15811388	0,23717082
	1033	1119	Forage F6Tousnina	1036	66	970	149	23	0,15165751	0,22748626
	1087	1158	BOUGHDAMA	1156	69	1087	71	40	0,2	0,3

Source :SRE Subdivision des ressources en eau(Sougueur)

VI.4 .2.2.2 Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Le tableau suivant représente la variation des *Hmt* en fonction du diamètre (exemple le forage de BOUGHDAMA)

Tableau VI.4 : la variation des *Hmt* en fonction du diamètre (forage de BOUGHDAMA)

Dext (mm)	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	V2/2g	ε/D	λ	ΔH	ΔH_{TOT}	HMT
125	1087	71	40	4,879	1,213	0,00010	0,012	156,503	172,153	243,153
160	1087	71	40	2,978	0,452	0,00008	0,012	43,518	47,870	118,870
200	1087	71	40	1,904	0,185	0,00006	0,011	13,646	15,010	86,010
250	1087	71	40	1,217	0,076	0,00005	0,011	4,285	4,713	75,713
315	1087	71	40	0,767	0,030	0,00004	0,010	1,295	1,425	72,425
400	1087	71	40	0,475	0,012	0,00003	0,010	0,376	0,414	71,414
500	1087	71	40	0,304	0,005	0,00002	0,009	0,119	0,131	71,131

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Les dépenses d'exploitation

Dext mm	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle(KWh)	Dépenses annuelles(DA)
125	40	243,153262	136,304772	995024,832	3293532,19
160	40	118,870204	66,6352398	486437,251	1610107,3
200	40	86,0100839	48,2147956	351968,008	1165014,11
250	40	75,7133988	42,4427681	309832,207	1025544,61
315	40	72,4249071	40,5993337	296375,136	981001,699
400	40	71,4139187	40,0326024	292237,998	967307,773
500	40	71,1306952	39,8738354	291078,999	963471,486

VI.4 .2.2.3 Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.6.

Tableau VI.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Dext mm	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
125	1087	0,0888	1045,76	100942,611	1237683,73
160	1087	0,0888	1710,8	165135,996	2024775,6
200	1087	0,0888	2666,79	257413,505	3156214,23
250	1087	0,0888	4151,4	400716,376	4913288,18
315	1087	0,0888	6613,68	638389,43	7827459,59
400	1087	0,0888	10658,75	1028842,24	12614903,5
500	1087	0,0888	16654,31	1607567,27	19710802,2

VI.4 .2.2.4 Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau V.6

Tableau VI.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Dext mm	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
125	3293532,19	1237683,73	4531215,93
160	1610107,3	2024775,6	3634882,9
200	1165014,11	3156214,23	4321228,34
250	1025544,61	4913288,18	5938832,78
315	981001,699	7827459,59	8808461,29
400	967307,773	12614903,5	13582211,3

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure si dessous :

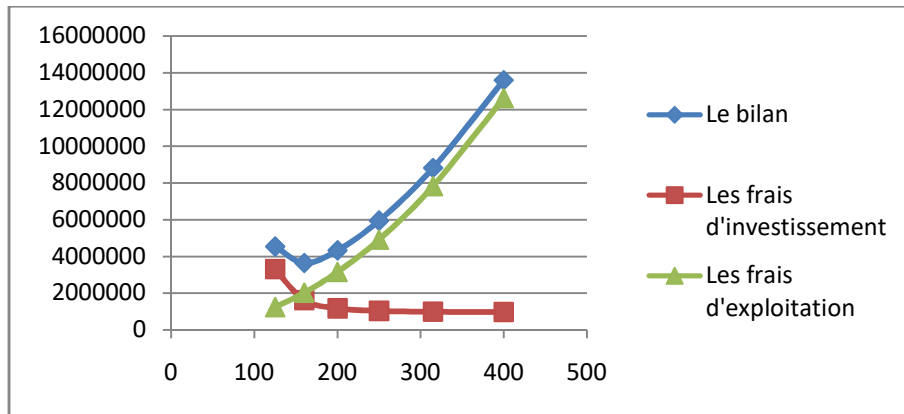


Figure VI.4 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

- ✚ Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, nous optons pour le diamètre **DN 160** dont la vitesse est de **1,99 m/s**.

Tableau VI.8 : Les diamètres économiques des forages existants avant et après le calcul hydraulique.

Forage	Diamètre avant (mm)	Diamètre après(mm)
khelifa	150	110
Russe	250	160
El hamel	150	125
El guettaf	200	160
Chaallal	250	200
hdjourat	125	160
oued yat 1	160	125
oued yat 2	160	160
Forage F1 Tousnina	110	110
Forage F2 Tousnina	100	110
Forage F3Tousnina	100	125
Forage F4 Tousnina	150	200
Forage F5Tousnina	125	125
Forage F6Tousnina	100	125
SP Tousnina -SR	300	315
SR –R4	315	500
SP AIN Gueramta –R1	300	315
BOUGHDAMA	/	160
Ben Abdellah	/	200
Forage Tousnina 2- B	/	160
F7 Tousnina	/	160
Harmila	/	250
Souigneur	/	160

🔧 Tous les diamètres des conduites de réseau d'adduction en PEHD.

VI.5 Etude de pompage :

L'étude de pompage permet de sélectionner la pompe la mieux adaptée à notre système d'adduction pour garantir le débit requis et la hauteur manométrique nécessaire. La pompe sera chargée de refouler un débit Q_p de la bache d'eau vers le réservoir de distribution.

VI.5 .1 Choix du type de pompe

Les critères pour sélectionner le type de pompe sont les suivants :

- ✓ Capacité à assurer le débit requis Q_{app} la hauteur manométrique H_{mt} ;
- ✓ Rendement optimal ;
- ✓ Encombrement réduit ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée possible ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale ;

- ✓ Fabrication en série.

VI.5 .2 Choix du nombre de pompes

Les critères pour déterminer le nombre de pompes nécessaires sont :

- ✓ Nombre minimal de pompes n ;
- ✓ Rendement optimal ;
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale ;
- ✓ Nombre d'étages minimal ;
- ✓ Puissance absorbée minimale.

Pour notre étude, on a :

- La station de pompage de Tousnina regroupe les eaux des Forages du champ captant de Oued mina ,d'autres forages et la source de Sidi Ahmed Benabdellah. Ces eaux sont destinées à l'A.E.P de la ville de Tiaret et de la ville de Sougueur. Cette station est équipée de (06) pompes horizontales de marque

K.S.B de caractéristiques : $Q = 50 \text{ l/s}$; H.M.T = 130 m

- La station de reprise située à 7 km environ de la station de pompage de Tousnina, est équipée de (04) pompes horizontales de marque K.S.B de caractéristiques : $Q = 78.8 \text{ l/s}$; H.M.T = 160 m

- La station de Ain Gueramta regroupe les eaux des forages du champ captant de Oued Soussalem destinées à l'A.E.P de la ville de Sougueur , est équipée de (03) pompes horizontales de marque KSB de caractéristiques :

$Q = 50 \text{ l/s}$; H.M.T = 130 m

la station est équipée aussi par une pompe CAPPRARI de $Q = 60.3 \text{ l/s}$, HMT=131 m.

VI.5 .3 L'utilisation de programme de sélection des pompes CAPPRARI :

Cet outil aide les ingénieurs et les professionnels à choisir la pompe la plus adaptée à leurs besoins en fonction des exigences spécifiques du projet .Voici comment utiliser un sélecteur de pompes comme celui de CAPPRARI pour déterminer la pompe la mieux adaptée :

- Accédez au sélecteur de pompes sur le site de CAPPRARI ;
 - Entrez les paramètre : Débit requis , hauteur de refoulement , et caractéristiques du fluide ;
 - Obtenez les résultats : Le sélecteur propose des modèle adaptés ;
 - Consultez les fiches techniques pour chaque modèle recommandé ;
 - Comparez et choisissez la pompe qui correspond à vos besoins.
- ❖ **La station de pompage de Tousnina :**
- $Q_{app} = 139 \text{ l/s}$; Hmt= 244,12

Le tableau ci-dessous présente les différentes variantes pour le choix de la pompe :

Tableau VI.9 : les variantes pour le choix de la pompe.

De pompes Nombre	Q (m3/h)	H(m)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH)r(m)	rendement %
2	68,2	240	1450	207	2,41	77,7
3	43,9	233	1450	133	2,41	75,8
4	35,8	251	2900	113	3,87	77,8
5	29,2	256	2900	98,4	3,38	76,2
6	23,5	248	2900	75,6	3,49	75,2

D'après le tableau , nous observons que :

- La variante avec quatre pompes a un débit suffisant , une Hmt suffisante , rendement maximal , une puissance absorbé minimale et une (NPSH)r minimale.

✚ Nous choisissons la troisième variante car elle répond à la plupart des critères avec une pompe de secours de même type.

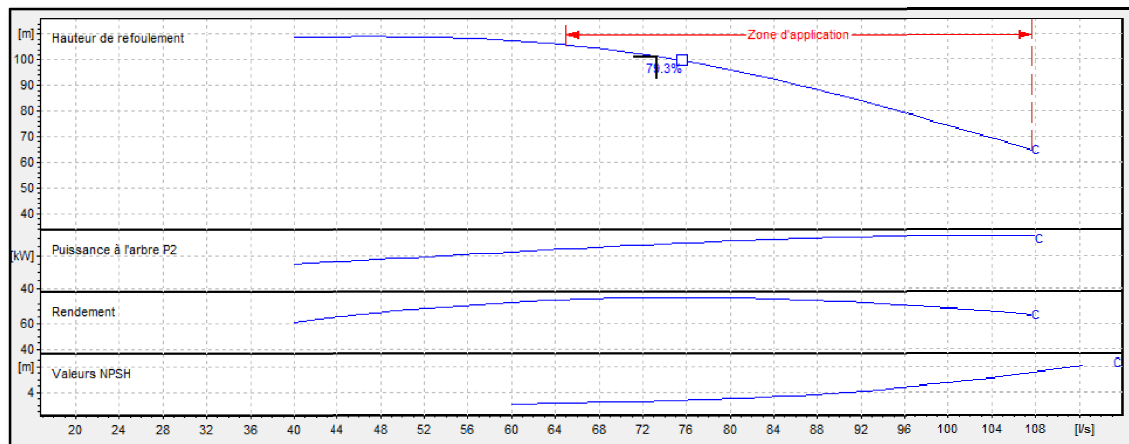


Figure VI.5: représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie

❖ **La station de reprise :**

- $Q_{app} = 440 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 101,26 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous présente les différentes variantes pour le choix de la pompe :

Tableau VI.10 : les variantes pour le choix de la pompe.

De Nombre pompes	Q (m3/h)	H(m)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH)r(m)	rendement %
4	110	101	1450	154	7,56	69,1
5	88	101	1450	112	3,63	78,6
6	73,3	101	1450	93,1	2,59	79,2
7	66,8	105	1450	88,7	2,37	78,1
8	61,6	108	1450	85,1	2,2	76,8

D'après le tableau , nous observons que :

- La variante avec six pompes a un débit suffisant , une Hmt suffisante , rendement maximal , une puissance absorbé minimale et une (NPSH)r minimale.
- ✚ Nous choisissons la troisième variante car elle répond à la plupart des critères avec une pompe de secours de même type.
- ✚ Nous avons ajouté deux pompes au niveau de la station de reprise de Tousnina .

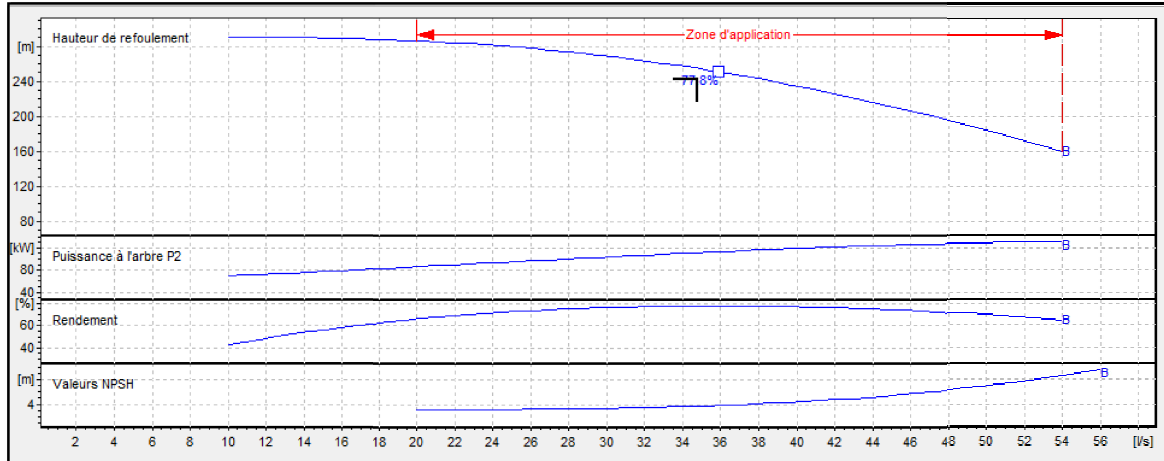


Figure VI.6 représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie

❖ La station de Ain Gueramta :

- $Q_{app} = 150 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 123,11 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous présente les différentes variantes pour le choix de la pompe :

Tableau VI.11 : les variantes pour le choix de la pompe.

De Nombre pompes	Q (m3/h)	H(m)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH)r(m)	rendement %
2	76	124	1450	118	2,71	79,3
3	51	125	1450	86,4	2,95	72,3
4	37,3	123	2900	57,5	4,05	77,7
5	28,5	119	2900	44,9	3,35	76,3
6	28	132	2900	48,3	3,33	75,4

D'après le tableau , nous observons que :

- La variante avec quatre pompes a un débit suffisant , une Hmt suffisante , rendement maximal , une puissance absorbé minimale et une (NPSH)r minimale.
- ✚ Nous choisissons la troisième variante car elle répond à la plupart des critères avec une pompe de secours de même type.

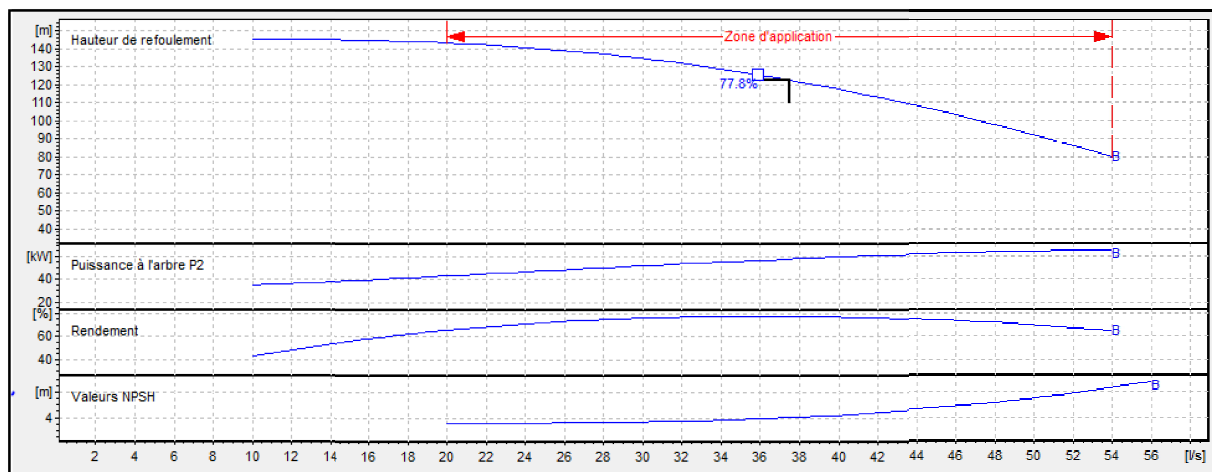


Figure VI.7 : représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie

VI.6 Protection contre le coup de bélier :

Dans le domaine de l'adduction d'eau, la gestion efficace des écoulements et des pressions est essentielle pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement des infrastructures.

Parmi les défis majeurs auxquels les systèmes d'adduction sont confrontés, le coup de bélier est un problème fréquent dans les systèmes d'adduction d'eau, causé par des variations brusques de pression. Ce phénomène peut endommager les conduites et les équipements.

Ce chapitre explore les causes du coup de bélier, ses risques et les solutions pour le prévenir, en mettant l'accent sur l'utilisation de réservoirs d'air dans un système d'adduction.

VI.6.1 Définition :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire caractérisé par un changement soudain dans le régime d'écoulement au sein d'une conduite.

VI.6.2 Causes de coup de bélier :

- Arrêt brusque d'un ou plusieurs groupes d'électropompes : Lorsque la pompe cesse rapidement de fonctionner, la colonne de fluide en mouvement s'arrête brutalement, générant un coup de bélier.
- Démarrage rapide d'un groupe d'électropompes : Un démarrage trop rapide des pompes peut provoquer une augmentation soudaine de la pression dans la conduite.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement : la fermeture rapide d'une vanne peut entraîner une élévation soudaine de la pression en amont.

VI.6.3 Risque associés aux coups de bélier :

Pression élevée (surpression)

Lorsque la somme des surpressions générées par les coups de bélier et la pression initiale de la conduite dépasse la pression maximale admissible (PMA), il y a un risque de fissuration de la conduite et de déboîtement des joints.

Pression négatives (dépression)

Des pressions négatives peuvent apparaître après une forte surpression ou un arrêt momentané de la pompe. Si la pression dans la conduite tombe en dessous de 10 mètres de colonne d'eau (m.c.e), des phénomènes de cavitation peuvent se produire. Ces pressions négatives peuvent entraîner des conséquences telles que l'implosion des conduites ou l'aspiration des joints.

Fatigue de la conduite :

Les alternances entre surpressions et dépressions provoquant la fatigue des conduites , pouvant entraîner des défaillances à long terme .

VI.6 .4 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Pour limiter les variations de pressions dans les conduites , des dispositifs anti-bélier sont utilisés afin de réduire les pics de pression et les surpressions. Parmi ces dispositifs ,on trouve :

- **Volant l'inertie** : permet de stocker et de libérer de l'énergie pour amortir les variations de pression .
- **Ventouses** : Contribuent à éliminer les poches d'air qui peuvent aggraver les coups de bélier.
- **Réservoir d'air** : Absorbent les variations de pression en agissant comme des amortisseurs .

Dans ce projet , nous proposons d'utiliser des réservoirs d'air comme moyen de protection des installations contre le coup de bélier .Ces réservoirs permettent d'absorber les pics de pression et d'assurer une gestion plus efficace des variations transitoires de pression .

VI.6 .5 Etude du coup de bélier :

Remarque :

Notre système d'adduction d'eau repose sur des différents types d'adduction .Nous allons étudier le phénomène du coup de bélier dans ce contexte spécifique . le linéaire de la conduite d'adduction à partir du champ captant de Tousnina est de 6830 ml en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) avec un diamètre 315 mm et 1266 ml en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) avec un diamètre de 500 mm. Et la conduite d'adduction à partir du champ captant de Ain Gueramta est de 2013,25 ml en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de classe PN 16 avec un diamètre 315 mm .

Tableau VI.12 : les caractéristiques de la conduites de refoulement

Matériaux de conduite	Q (l /s)	DN(mm)	Lref (m)	S(m 2)	Hg (m)	Hmt (m)
PEHD	139	315	6830	0,05217176	136	244,115346
PEHD	440	500	1266	0,13144404	73	101,265116
PEHD	150	315	2013,25	0,05217176	86	123,112248

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule suivante :

$$C = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad (VI.19)$$

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: $1,2 \cdot 10^9$ Pa.

e : Épaisseur de la conduite (m) .

K: Coefficient d'élasticité de l'eau : $K=2,16 \cdot 10^9$ Pa

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.20})$$

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g : l'accélération de pesanteur.

La charge statique absolue:

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.21})$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.22})$$

D'où :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} ; h_0 = \frac{V_0^2}{2g} ; \frac{h_0}{Z_0} \left\} \text{Abaque de VIBERT} \quad \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{\max}}{Z_0} \text{ (voir l'annexe)}$$

Avec :

- U_0 : volume de l'air en m³ ;
- V_0 : vitesse d'écoulement m/s ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- S : section de la conduite ;

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \quad (\text{VI.23})$$

Les résultats du calcul par la méthode de VIBERT sont dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13 : La charge statique absolue

Les conduites	Matériaux de conduite	DN(mm)	Lref (m)	S(m ²)	Hg (m)	Zo (m)
Spt – sr	PEHD	315	6830	0,05217176	136	146
Sr – R1	PEHD	500	1266	0,13144404	73	83
Spa- R2	PEHD	315	2013,25	0,05217176	86	96

Tel que :

Sp-t : Station de pompage de Tousnina

Sr : Station de reprise de Tousnina

Sp-a : Station de pompage de Ain Gueramta

R : Réservoir

Tableau VI.15 : La charge maximale absolue

C (m/s)	Vo (m/s)	b	Zmax (m)	ho (m)	Zmax/Zo	ho/Zo	Uo/LS
322,057	1,785	58,585	204,585	0,1623	1,4013	0,0011	0,0200
322,068	2,242	73,607	156,607	0,2562	1,8868	0,0031	0,0180
322,057	2,242	73,605	169,605	0,2562	1,7667	0,0027	0,0190

Tableau VI.16 : calcul du volume du réservoir anti-bélier.

Les conduites	Uo/LS	U0 (m^3)	Zmin/Zo	Umax (m^3)	30%Umax (m^3)
Spt - sr	0,02	5,48	0,725	7,56	9,83
Sr - R1	0,018	2,99	0,6	4,99	6,48
Spa- R2	0,019	1,99	0,58	3,44	4,47

📊 On a majoré le volume d'air pour la sécurité par (30 %)

Conclusion :

Ce chapitre est essentiel pour assurer une distribution d'eau efficace et sure .Il traite de l'adduction et du pompage pour un approvisionnement fiable , tout en intégrant des solutions de protection contre les coups de bélier pour prévenir les dommages aux conduites .Sur cette base , nous sommes parvenus à l'ajout de 6 nouveaux forages et deux pompes au niveau de la station de reprise de Tousnina .

Chapitre VII : Pose de canalisation et organisation de chantier .

Introduction :

La pose de canalisations et l'organisation du chantier sont des étapes cruciales pour la construction de réseaux d'eau fiables et durables .Une installation correcte des tuyaux assure un fonctionnement optimal du réseau , tandis qu'une gestion efficace du chantier garantit le respect des délais et la sécurité des opérations .Ce chapitre explore les méthodes et les pratiques essentielles pour réussir ces étapes clés , en mettant l'accent sur la qualité du travail et l'efficacité de la coordination sur le site .

VII .1 La pose de canalisation :

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux surpressions. La pose de la conduite est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lorsque vous le faites .

Le principe de pose des canalisations reste fondamentalement le même ,mais les techniques varient selon le type de sol pour optimiser la résistance aux contraintes exercées sur les conduites .

Généralement , les canalisations sont installées en tranchée ,sauf dans certains cas ou elles sont posées en surface ,nécessitant une protection et un entretien rigoureux .

- ✓ La tranchée doit être suffisamment large pour permettre un accès adéquat aux joints et autres composants .
- ✓ Le fond de la tranchée doit être nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite
- ✓ L'épaisseur du remblai au dessus de la conduite varie en fonction des conditions climatiques : environ 1m dans les région tempérées et de 1,25 à 1,5 m dans les régions à climat rigoureux
- ✓ Les conduites doivent être posées avec une légère pente ,souvent imperceptible à l'œil nue ,et des changements de pente doivent être réalisés tous les 200 à 400 m pour créer des points bas permettant la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air , assurant ainsi un fonctionnement efficace du système .

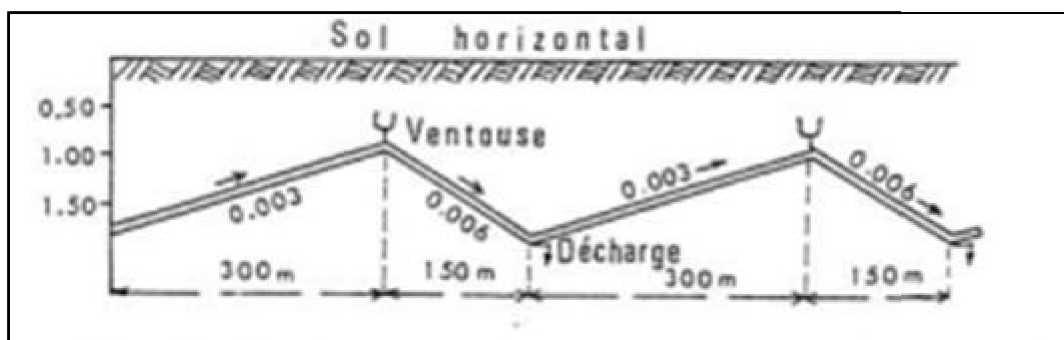


Figure VII.1 : Schéma favorable de pose de canalisation (DUPANT-TOME2)

Lors de l'installation, les canalisations doivent être espacées selon les distances prescrites comme suit :

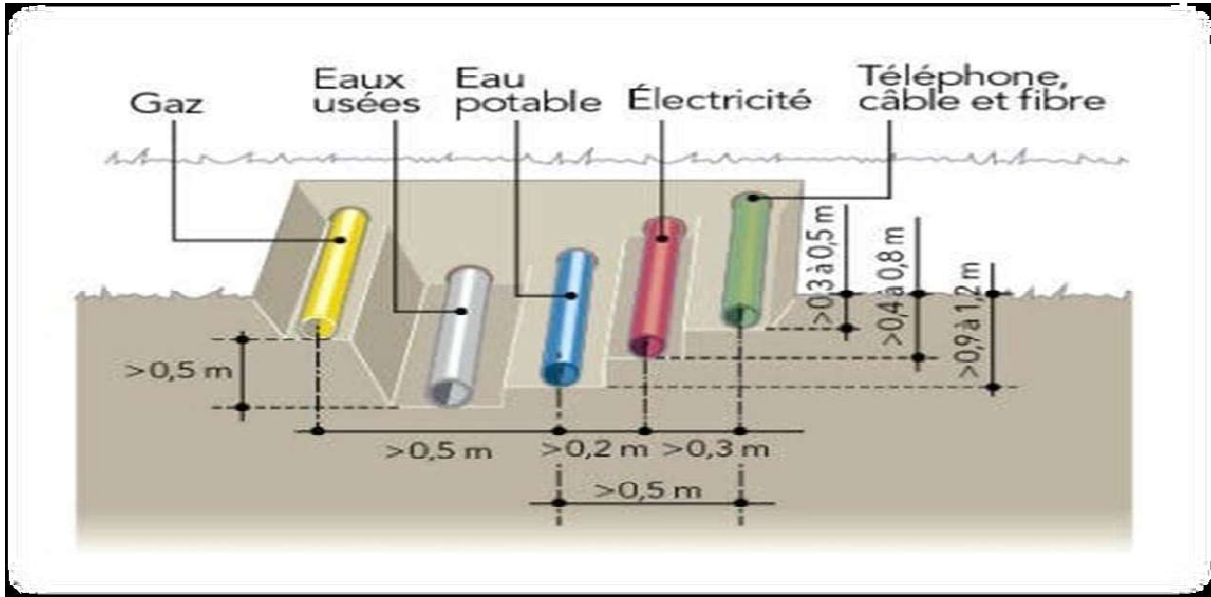


Figure VII.2 : position des différentes canalisations par rapport à la canalisation d'AEP.

VII .1.2. Pose de canalisation en tranchée :

Remarque : Pour notre projet les conduites seront posées dans un terrain ordinaire.

VII .1.1.a. Pose de canalisation en terrain ordinaire :

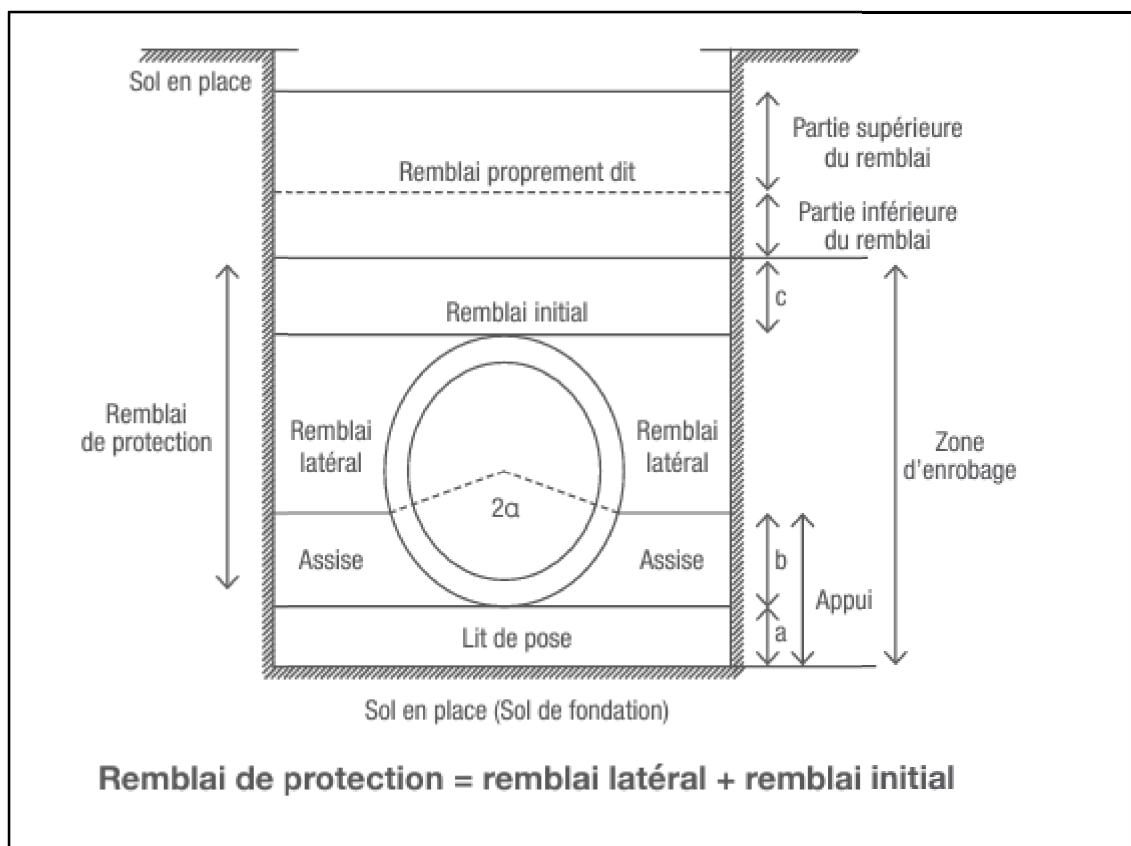
Il est essentiel de choisir les engins et le matériel les mieux adaptés à chaque situation pour garantir un rendement optimal et une rentabilité maximale.

- **Largeur de la tranchée :** Dépend du diamètre de la conduite et de la nature du sol . Elle doit être suffisante pour permettre la pose et l'entretien de la conduite .
- **Préparation du fond :** Le fond de la tranchée doit être dégagé de toutes pierres et nivelé. Il doit ensuite être recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm pour assurer une base stable .
- **Profondeur de la tranchée :** Doit être suffisante pour protéger la conduite contre les écrasements dus aux charges et aux surcharges , ainsi que pour éviter le gel en hiver . Une profondeur minimale de 1 mètre est requise jusqu'à la partie supérieure de la conduite .
- **Espacement pour le travail :** Prévoir un espacement de 50 cm de chaque côté de la conduite pour permettre un travail facile et sécurisé par les ouvriers.

Tableau VII.1: Hauteur des couches de remblai

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

- **Eliminer les grosses pierres** :Retirer les grosses pierres des déblais situé près de la tranchée pour éviter tout risque de chute accidentelle sur la canalisation une fois installée
- **Niveler le fond de la tranchée** : Assurer un nivellement précis du fond de la tranchée afin de maintenir une pente uniforme entre les points de changement de pente prévus



Figures VII. 3 : Pose de canalisation en tranchée (D'après le guide technique de pose 2019)

- Avec un Grillage avertisseur.

VII.2 Accessoires du réseau d'AEP :

VII.2.1 Les robinets-vannes :

Les robinets – vannes servent à réguler ou à arrêter le passage de l'eau .Egalement connus sous le nom de vannes de sectionnement ,on distingue plusieurs types :

VII.2.2 Vannes à opercule :

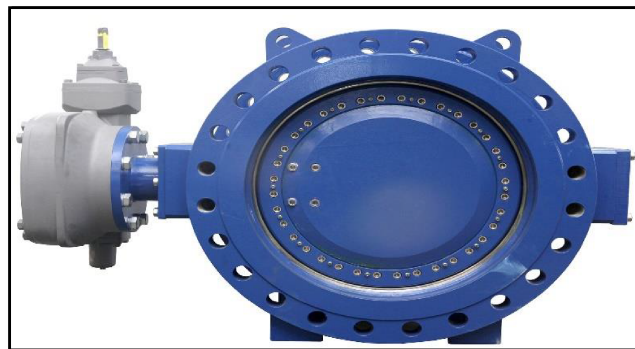
Pour les diamètre inférieurs à 300mm ,ces vannes doivent être complètement ouvertes ou complètement fermées .Elles peuvent être actionnées par un volant ,une tige d'extension ou électriquement .Elles sont installées à chaque nœud en suivant la règle (n-1) , ou n : le nombre de branches .



Figures VII. 4 : Vanne à opercule

VII.2.3 Vannes à papillon :

Pour les diamètre supérieur ou égaux à 300 mm , ces vannes sont souvent utilisées au niveau des réservoirs d'eau .Elles se ferment sous la pression de l'eau et sont placées en amont de la conduite .



Figures VII. 5 : Robinet à papillon.

VII.2.4 Vannes de réduction de pression :

Ces vannes permettent de réguler la pression à un niveau souhaité ou de réduire une pression prédéterminée .Installées à l'entrée du réseau ,elles protègent l'installation contre les excès de pression ,les bruits et les coups de bélier .

VII.2.5 Vannes de vidanges :

Situées aux points les plus bas de la conduite , ces vannes permettent la vidange de la canalisation .Elles sont installées dans un regard en maçonnerie pour faciliter l'entretien.

VII.2.6 Les clapets anti –retours :

Les clapets anti -retour sont des dispositifs simples qui fonctionnent comme des portes , permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens .

VII.2.7 Les ventouses :

Les ventouses sont installées aux points les plus hauts du réseau pour éviter la formation de poches d'air dans les conduites. Elles permettent l'évacuation de l'air accumulé lors de la vidange des canalisations , prévenant ainsi les problèmes associés à l'air emprisonné.



Figures VII. 6: Ventouse.

VII.2.8 Les bouches et poteaux d'incendie :

Etre alimentés par des conduites de même diamètre assurant un débit minimal de 17l/s avec une pression de 1bar . Les diamètres des bouches et poteaux sont standardisées à 80 ,100 ou 150 mm.

Etre situés au bord des rues pour réduire la longueur des branchements nécessaires à la conduite de distribution .

Etre espacés de 100 à 200 mètres et répartis en fonction des risques ,pour garantir une couverture adéquate en cas d'incendie .



Figures VII.7 : Bouches et poteaux d'incendie.

VII.3 Les pièces spéciales de raccordement :

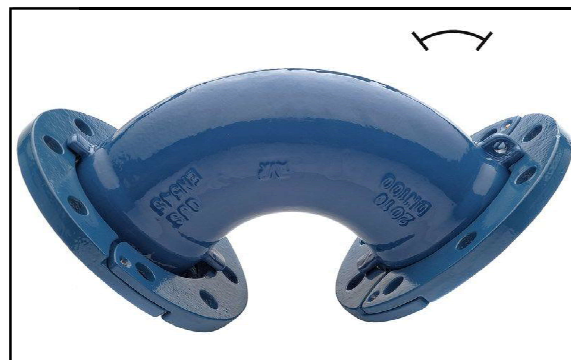
Une variété de raccords en polyéthylène est disponible pour :

- Dévier une partie d'écoulement .
- Changer le diamètre de la conduite .
- Modifier la direction de la conduite .
- Assembler les tubes .

Pour notre réseau ,les pièces spéciales nécessaires comprennent :

VII.3 .1 Les Coudes :

Les coudes sont essentiels pour les réseaux maillés et ramifiés , permettant le changement de direction des conduites . Ils sont généralement soutenus par des massifs de butées bien dimensionnés pour assurer leur stabilité.



Figures VII.8 : Coude à brides.

VII.3 .2 Les Cônes :

Les cônes sont utilisés pour connecter des conduites de diamètre différents et sont également installés à l'entrée et à la sortie des pompes .On trouve plusieurs types de cônes :

- Cônes à deux emboitements
- Cônes à deux brides
- Cônes à emboitement et bride

VII.3.3 Les Tés :

Les tés permettent soit de prélever un débit d'une conduite , soit d'ajouter un débit supplémentaire . Ils se présentent sous plusieurs formes :

- Tés à trois emboitements
- Tés à deux emboitement et bride

Ils sont utilisés dans les réseau maillés , ramifié , et pour les canalisations d'adduction dans le cadre de piquages.



Figures VII.9 : Té à brides.

Source : (<https://geniehydraulique.com/wp-content/uploads/2021/01/15022.jpg>).

VII.3.4 Les Crois de jonction :

Les crois de jonction sont utilisés pour croiser des conduites perpendiculaires . Ils peuvent avoir des diamètres différents pour chaque manchon .Les types disponibles incluent :

- Crois à brides
- Crois à manchons et brides
- Ces pièces sont couramment trouvées dans les réseaux maillés et ramifiés



Figures VII.10 : Croix de fonte à brides.

Source : (https://files.avkvalves.com/updated-ftp/images800/712_1510_p_178039.jpg).

VII.3 .5 Les Manchons :

Les manchons sont principalement utilisés pour l'assemblage des accessoires (comme les robinets – vannes) et les joints . Ils se présentent sous diverses formes :

- Manchons à bouts lisses des deux cotés
- Manchons à deux emboitements et bout lisse
- Manchons à emboitement et bride



Figures VII.11 : Manchons en polypropylène.

Source : (https://www.adgvalve.com/1181-large_default/manchon-en-polypropylene-pour-tube-pe.jpg).

VII.4 Les Organes de Mesure :

Pour notre projet , les organes de mesure seront installés à la sortie et à l'entrée du réservoir ainsi qu'à l'entrée du réseau pour surveiller les pressions et les débits .

VII.4 .1 Mesure de Débit

- Débitmètre à Organe Déprimogène : Mesure basée sur une différence de pression créée par un rétrécissement dans la conduite , augmentant la vitesse d'écoulement .Les appareils courants incluent le diaphragme , la tuyère et le venturi .
- Débitmètre Ultrasonique : Utilise des ondes ultrasonores pour mesurer la vitesse du fluide en fonction du temps nécessaire pour que le signal parcoure une certaine distance .
- Des compteurs seront installés à l'entrées et à la sortie du réservoir .

VII.4.2 Mesure de Pression :

- Manomètre à Soufflet : Composé d'un élément élastique en forme de soufflet qui se déforme sous la pression .Il est résistant au gel mais sensible aux vibrations et à la surchauffe .
- Manomètre à Aiguilles : Utilise un secteur denté ou un levier pour déplacer l'aiguille , offrant une facilité d'étalonnage mais une usure rapide en cas de vibrations .

VII.5 Réservoir Anti-Bélier :

Le réservoir anti –bélier , ou réservoir d'air , est conçu pour protéger les installations de refoulement contre les surpressions et dépressions , en étant particulièrement efficace pour prévenir les coups de bélier .

VII.6 Organisation de chantier :

L'organisation de chantier est essentiel pour le bon déroulement des projets de construction . Elle englobe la planification ,la coordination et la gestion des ressources nécessaires .Un élément clé de cette organisation est devis quantitatif estimatif , qui fournit une évaluation précise des quantités et des couts des matériaux et des travaux .Ce devis permet de préparer un budget réaliste et de planifier efficacement les étapes du chantier .Dans ce chapitre ,nous explorerons comment intégrer le devis quantitatif estimatif dans l'organisation du chantier .

VII.6.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable :

Pour construire un réseau d'alimentation d'eau , les travaux de déroulent en plusieurs étapes essentielles :

- **Implantation du tracé des tranchées :**

Définir avec précision le chemin des tranchées sur le terrain en utilisant des outils de mesure appropriés pour assurer la conformité aux plans

- **Excavation des tranchées :**

Creuser les tranchées en suivant le tracé établi , en utilisant des machines comme les pelles mécaniques pour enlever le sol et préparer l'emplacement des conduites

- **Pose des conduites :**

Installer les tuyaux dans les tranchées creusées ,en veillant à respecter les normes de placement et de connexion des conduites .

- **Epreuve des joints et des conduites :**

Tester les conduites pour détecter toute fuite en effectuant des tests de pression ou d'autres vérifications nécessaires pour assurer l'étanchéité du réseau

- **Déblaiement et remblaiement des tranchées :**

Après les tests , remplir les tranchées avec les matériaux retirés ou des matériaux de remblai adaptés , puis compacter le sol pour stabiliser la surface .

- **Définition des engins utilisés :**

Sélectionner et utiliser les équipements nécessaires pour chaque étape des travaux ,tels que les bulldozers , les rouleaux compresseurs , et les camions .

- **Planification des travaux :**

Etablir un plan détaillé pour la réalisation du projet ,coordonner les différentes étapes , et gérer les ressources et le calendrier pour assurer le bon déroulement des travaux .

- **Matérialisation de l'axe :**

Pour matérialiser l'axe de la tranchée sur le terrain , nous utilisons des jalons alignés en ligne droite et espacés de 50 mètres . Ces processus implique la mesure des distances sur le plan en se référant à des repères fixes ou des bornes .Ainsi ,nous pouvons assurer que la direction et les extrémités de l'axe sont clairement définies et conformes aux plans de construction .

- **Nivellement de la plate-forme de pose :**

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre plusieurs points sur un terrain afin de définir son relief .Ce processus fixe l'altitude de divers points par rapport à un niveau de base appelé le plan de comparaison .pour les terrains avec des obstacles , nous utilisons des méthodes de nivellement par cheminement combinées avec des calculs simples .Cela nous permet de déterminer précisément la hauteur de chaque point et d'établir la profondeur nécessaire pour les tranchées .

VII.6.2 Les engins utilisés :

Pour optimiser les délais de réalisation du projet ,il est essentiel de sélectionner les bons engins .Le choix des équipements adéquats , tels que les pelles mécaniques , bulldozers , les rouleaux compresseurs , et les camions , joue un rôle crucial dans l'efficacité et la rapidité des travaux . Utiliser les engins appropriés permet de respecter les délais tout en assurant une qualité de construction optimale.

Tableau VII.2: les engins utilisés dans le projet

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Un Dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion-citerne	Arroser le remblai avant le compactage
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai
Un compacteur à rouleau Lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm.
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôler le compactage des tranchées.
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support
Niveleuse	Décaper la terre végétale sur faible épaisseur 30cm et terrassement en terrain léger

Pour décaper la couche de terre végétale avant de commencer les travaux d'excavation , il est essentiel de connaître le volume de la terre à enlever .Ce volume est généralement calculé en utilisant une formule qui prend en compte les dimensions de la surface à adapter .La formule de la base pour déterminer le volume de terre végétale à décaper est :

$$V=L \times b \times h \quad \text{(VII.1)}$$

V : est le volume de terre végétale à décaper,

L : est la longueur de la surface à décaper,

b : est la largeur de la surface à décaper,

h :est l'épaisseur de la couche de terre végétale à enlever(10cm).

Tableau VII.3: Le volume de décapage

	Tronçons	Diamètres	Longueur	b	V décapage
Distribution	1-5	315	668,4	0,915	61,1586
	1-6	315	408,8	0,915	37,4052
	1-12	400	610,8	1	61,08
	2-3	90	498,2	0,69	34,3758
	2-13	63	451	0,663	29,9013
	2-21	160	619,6	0,76	47,0896
	3-4	200	644,3	0,8	51,544
	3-14	110	372,5	0,71	26,4475
	3-21	125	531,5	0,725	38,53375
	4-15	125	431	0,725	31,2475
	4-17	315	450,2	0,915	41,1933
	4-22	250	682,6	0,85	58,021
	5-12	125	517,6	0,725	37,526
	5-16	250	1018	0,85	86,53
	6-7	250	780,7	0,85	66,3595
	6-9	250	404,7	0,85	34,3995
	7-9	315	616,2	0,915	56,3823
	7-20	315	716,5	0,915	65,55975
	8-9	315	710,2	0,915	64,9833
	8-10	160	444,1	0,76	33,7516
	8-11	250	455,7	0,85	38,7345
	8-22	400	352,6	1,1	38,786
	9-10	250	751,9	0,85	63,9115
	9-20	315	426,5	0,915	39,02475

Tableau VII.4: Le volume de décapage.(suite)

Distribution	10-12	110	212	0,71	15,052
	11-18	200	594,3	0,8	47,544
	11-20	315	704,7	0,915	64,48005
	12-17	400	218,5	1	21,85
	13-14	250	606,7	0,85	51,5695
	14-15	250	760	0,85	64,6
	15-16	315	348,1	0,915	31,85115
	16-17	315	764,5	0,915	69,95175
	18-19	125	450,8	0,725	32,683
	19-21	250	126,7	0,85	10,7695
	19-22	315	211	0,915	19,3065
	R4-1	500	1125	1,1	123,75
	R1-20	500	1007,3648	1,1	110,810128
Adduction	khelifa	110	1200	0,71	85,2
	Russe	160	2000	0,76	152
	El hamel	125	1000	0,725	72,5
	El guettaf	160	1930	0,76	146,68
	Chaallal	200	1600	0,8	128
	hdjourat	160	2550	0,76	193,8
	oued yat 1	125	1140	0,725	82,65
	oued yat 2	160	1600	0,76	121,6
	Forage F1 Tousnina	110	1700	0,71	120,7
	Forage F2 Tousnina	110	80	0,71	5,68
	Forage F3Tousnina	125	530	0,725	38,425
	Forage F4 Tousnina	200	1051	0,8	84,08
	Forage F5Tousnina	125	39	0,725	2,8275
	Forage F6Tousnina	125	1033	0,725	74,8925

Tableau VII.5: Le volume de décapage.(suite)

Adduction	SP Tousnina -SR	315	6830	0,915	624,945
	SR -A	500	1266	1,1	139,26
	A-R4	500	79,34	1,1	8,7274
	A-R5	500	100,87	1,1	11,0957
	SP AIN Gueramta -B	315	2013,25	0,915	184,212375
	B-R1	315	34,94	0,915	3,19701
	B-R2	315	76,86	0,915	7,03269
	BOUGHDAMA	160	1087	0,76	82,612
	Ben Abdellah	200	2568	0,8	205,44
	Forage Tousnina 2- B	160	3033	0,76	230,508
	F7 Tousnina	160	1008	0,76	76,608
	Harmila	250	468,3	0,85	39,8055
	Souigneur	160	1782	0,76	135,432

D'après ce tableau, le volume total du décapage est : **4866,0745 m³**

VII.6. 3 Excavation des tranchées

L'excavation des tranchées , réalisée mécaniquement ou manuellement selon le terrain ,doit atteindre une profondeur minimale de 1 mètre :

- Maintenir le fraîcheur de l'eau lors des chaleurs .
- Faciliter le travail de la terre .
- Protéger les canalisations contre le gel

La largeur doit permettre un travail facile et augmente avec le diamètre des conduites .Les tranchées sont creusées en tronçons successifs , en commençant par les point hauts pour faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration .Une pelle mécanique est souvent utilisée pour cette tâche afin de garantir une excavation efficace .

Pour l'excavation des tranchées, il est essentiel de déterminer les paramètres suivants :

- Profondeur de la tranchée (H tr)
- Largeur de la tranchée (b) .

Profondeur de la tranchée (H tr) :

La profondeur de la tranchée est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Htr = D+h+h1} \quad \mathbf{(VII.2)}$$

Ou :

Htr : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

H : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite (0,85)

H1 : épaisseur du lit de pose (0,2)

Pour les valeurs données :

$$\mathbf{Htr = D+1m} \quad \mathbf{(VII.3)}$$

Largeur de tranchée (b)

La largeur de la tranchée est calculée en ajoutant 30 cm de chaque coté de la conduite :

$$b = D + 0,6 \quad (\text{VII.4})$$

ou :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

Volume de déblais d'excavation ($V_{\text{Déblais}}$)

Le volume de déblais extrait lors de l'excavation est donné par :

$$V_{\text{déblais}} = H_{\text{tr}} \times b \times L \quad (\text{VII.5})$$

Ou :

$V_{\text{déblais}}$: volume de déblais (m³)

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

b : largeur de la tranchée (m)

L : longueur de la tranchée (m)

Tableau VII.6: Le volume de déblais.

	Tronçons	Diamètres	Longueur	b	H tr	V déblais
Distribution	1-5	315	668,4	0,915	1,315	804,23559
	1-6	315	408,8	0,915	1,315	491,87838
	1-12	400	610,8	1	1,4	855,12
	2-3	90	498,2	0,69	1,09	374,69622
	2-13	63	451	0,663	1,063	317,850819
	2-21	160	619,6	0,76	1,16	546,23936
	3-4	200	644,3	0,8	1,2	618,528
	3-14	110	372,5	0,71	1,11	293,56725
	3-21	125	531,5	0,725	1,125	433,504688
	4-15	125	431	0,725	1,125	351,534375
	4-17	315	450,2	0,915	1,315	541,691895
	4-22	250	682,6	0,85	1,25	725,2625
	5-12	125	517,6	0,725	1,125	422,1675
	5-16	250	1018	0,85	1,25	1081,625
	6-7	250	780,7	0,85	1,25	829,49375
	6-9	250	404,7	0,85	1,25	429,99375
	7-9	315	616,2	0,915	1,315	741,427245
	7-20	315	716,5	0,915	1,315	862,110713
	8-9	315	710,2	0,915	1,315	854,530395
	8-10	160	444,1	0,76	1,16	391,51856
	8-11	250	455,7	0,85	1,25	484,18125
	8-22	400	352,6	1,1	1,4	543,004
	9-10	250	751,9	0,85	1,25	798,89375
	9-20	315	426,5	0,915	1,315	513,175463

Tableau VII.7: Le volume de déblais suite)

Distribution	10-12	110	212	0,71	1,11	167,0772
	11-18	200	594,3	0,8	1,2	570,528
	11-20	315	704,7	0,915	1,315	847,912658
	12-17	400	218,5	1	1,4	305,9
	13-14	250	606,7	0,85	1,25	644,61875
	14-15	250	760	0,85	1,25	807,5
	15-16	315	348,1	0,915	1,315	418,842623
	16-17	315	764,5	0,915	1,315	919,865513
	18-19	125	450,8	0,725	1,125	367,68375
	19-21	250	126,7	0,85	1,25	134,61875
	19-22	315	211	0,915	1,315	253,880475
	R4-1	500	1125	1,1	1,5	1856,25
	R1-20	500	1007,3648	1,1	1,5	1662,15192
Adduction	khlifa	110	1200	0,71	1,11	945,72
	Russe	160	2000	0,76	1,16	1763,2
	El hamel	125	1000	0,725	1,125	815,625
	El guettaf	160	1930	0,76	1,16	1701,488
	Chaallal	200	1600	0,8	1,2	1536
	hdjourat	160	2550	0,76	1,16	2248,08
	oued yat 1	125	1140	0,725	1,125	929,8125
	oued yat 2	160	1600	0,76	1,16	1410,56
	Forage F1 Tousnina	110	1700	0,71	1,11	1339,77
	Forage F2 Tousnina	110	80	0,71	1,11	63,048
	Forage F3Tousnina	125	530	0,725	1,125	432,28125
	Forage F4 Tousnina	200	1051	0,8	1,2	1008,96
	Forage F5Tousnina	125	39	0,725	1,125	31,809375
	Forage F6Tousnina	125	1033	0,725	1,125	842,540625

Tableau VII.8: Le volume de déblais.(suite)

Adduction	SP Tousnina -SR	315	6830	0,915	1,315	8218,02675
	SR -A	500	1266	1,1	1,5	2088,9
	A-R4	500	79,34	1,1	1,5	130,911
	A-R5	500	100,87	1,1	1,5	166,4355
	SP AIN Gueramta -B	315	2013,25	0,915	1,315	2422,39273
	B-R1	315	34,94	0,915	1,315	42,0406815
	B-R2	315	76,86	0,915	1,315	92,4798735
	BOUGHDAMA	160	1087	0,76	1,16	958,2992
	Ben Abdellah	200	2568	0,8	1,2	2465,28
	Forage Tousnina 2-B	160	3033	0,76	1,16	2673,8928
	F7 Tousnina	160	1008	0,76	1,16	888,6528
	Harmla	250	468,3	0,85	1,25	497,56875
	Souigneur	160	1782	0,76	1,16	1571,0112
						60586,6321

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de : **60586,6321 m³**

VII.6.4 Volume des Remblais Compactés :

Le volume des remblais compactés est calculé en soustrayant le volume occupé par la conduite, le lit de sable, et l'enrobage du volume total des déblais. La formule est la suivante :

$$\mathbf{V_r = V \text{ déblais} - V_s - V_e - V_c} \quad \textbf{(VII.6)}$$

où :

- Vr: volume des remblais compactés (m³)
- V déblais: volume total des déblais (m³)
- Vs: volume du lit de sable (m³)
- Ve : volume de l'enrobage (m³)
- Vc: volume occupé par la conduite (m³)

Pour déterminer ces volumes :

- **Volume de la Conduite (Vc) :**

$$\mathbf{V_c = \frac{L \times \pi \times D^2}{4}} \quad \textbf{(VII.7)}$$

où D est le diamètre de la conduite et L est la longueur de la tranchée.

- **Volume du Lit de Sable (Vs) :**

$$\mathbf{V_s = e_s \times b \times L} \quad \textbf{(VII.8)}$$

Avec :

Vs : Volume de lit de sable (m3) .

es : épaisseur de sable (m). es = 20 cm

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

• **Volume de l'Enrobage (Ve) :**

$$V_e = en \times b \times L \quad (VII.9)$$

Avec :

Ve: Volume d'enrobage (m3) .

en: épaisseur de l'enrobage (m). en = 20 cm

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9: Le volume de remblais

	Tronçons	Diamètres	Longueur	V déblais	Vs	Vc	Ve	V remblais
Distribution	1-5	315	668,4	804,24	122,32	52,06	122,32	507,54
	1-6	315	408,8	491,88	74,81	31,84	74,81	310,42
	1-12	400	610,8	855,12	122,16	76,72	122,16	534,08
	2-3	90	498,2	374,70	68,75	3,17	68,75	234,03
	2-13	63	451	317,85	59,80	1,41	59,80	196,84
	2-21	160	619,6	546,24	94,18	12,45	94,18	345,43
	3-4	200	644,3	618,53	103,09	20,23	103,09	392,12
	3-14	110	372,5	293,57	52,90	3,54	52,90	184,24
	3-21	125	531,5	433,50	77,07	6,52	77,07	272,85
	4-15	125	431	351,53	62,50	5,29	62,50	221,26
	4-17	315	450,2	541,69	82,39	35,07	82,39	341,85
	4-22	250	682,6	725,26	116,04	33,49	116,04	459,69
	5-12	125	517,6	422,17	75,05	6,35	75,05	265,71
	5-16	250	1018	1081,63	173,06	49,95	173,06	685,56
	6-7	250	780,7	829,49	132,72	38,30	132,72	525,75
	6-9	250	404,7	429,99	68,80	19,86	68,80	272,54
	7-9	315	616,2	741,43	112,76	48,00	112,76	467,90
	7-20	315	716,5	862,11	131,12	55,81	131,12	544,06
	8-9	315	710,2	854,53	129,97	55,32	129,97	539,28
	8-10	160	444,1	391,52	67,50	8,92	67,50	247,59
	8-11	250	455,7	484,18	77,47	22,36	77,47	306,89
	8-22	400	352,6	543,004	77,57	69,20	77,57	318,664
	9-10	250	751,9	798,89	127,82	36,89	127,82	506,36
	9-20	315	426,5	513,18	78,05	33,22	78,05	323,86

Tableau VII.10: Le volume de remblais (suite)

Distribution	10-12	110	212	167,08	30,10	2,01	30,10	104,86
	11-18	200	594,3	570,53	95,09	18,66	95,09	361,69
	11-20	315	704,7	847,91	128,96	54,89	128,96	535,10
	12-17	400	218,5	305,90	43,70	27,44	43,70	191,06
	13-14	250	606,7	644,62	103,14	29,77	103,14	408,57
	14-15	250	760	807,50	129,20	37,29	129,20	511,81
	15-16	315	348,1	418,84	63,70	27,11	63,70	264,32
	16-17	315	764,5	919,87	139,90	59,55	139,90	580,51
	18-19	125	450,8	367,68	65,37	5,53	65,37	231,42
	19-21	250	126,7	134,62	21,54	6,22	21,54	85,32
	19-22	315	211	253,88	38,61	16,44	38,61	160,22
	R-1	500	1125	1856,25	247,50	220,78	247,50	1140,47
	R-20	500	1007,3648	1662,15	221,62	197,70	221,62	1021,22
Adduction	khelifa	110	1200	945,72	170,40	11,40	170,40	593,52
	Russe	160	2000	1763,20	304,00	40,19	304,00	1115,01
	El hamel	125	1000	815,63	145,00	12,27	145,00	513,36
	El guettaf	160	1930	1701,49	293,36	38,79	293,36	1075,98
	Chaallal	200	1600	1536,00	256,00	50,24	256,00	973,76
	hdjourat	160	2550	2248,08	387,60	51,24	387,60	1421,64
	oued yat 1	125	1140	929,81	165,30	13,98	165,30	585,23
	oued yat 2	160	1600	1410,56	243,20	32,15	243,20	892,01
	Forage F1 Tousnina	110	1700	1339,77	241,40	16,15	241,40	840,82
	Forage F2 Tousnina	110	80	63,05	11,36	0,76	11,36	39,57
	Forage F3Tousnina	125	530	432,28	76,85	6,50	76,85	272,08
	Forage F4 Tousnina	200	1051	1008,96	168,16	33,00	168,16	639,64
	Forage F5Tousnina	125	39	31,81	5,66	0,48	5,66	20,02
	Forage F6Tousnina	125	1033	842,54	149,79	12,67	149,79	530,30

Tableau VII.11: Le volume de remblais (suite)

Adduction	SP Tousnina - SR	315	6830	8218,03	1249,89	532,00	1249,89	5186,25
	SR -A	500	1266	2088,90	278,52	248,45	278,52	1283,41
	A-R4	500	79,34	130,91	17,45	15,57	17,45	80,43
	A-R5	500	100,87	166,44	22,19	19,80	22,19	102,26
	SP AIN Gueramta -B	315	2013,25	2422,39	368,42	156,82	368,42	1528,73
	B-R1	315	34,94	42,04	6,39	2,72	6,39	26,53
	B-R2	315	76,86	92,48	14,07	5,99	14,07	58,36
	BOUGHDAM A	160	1087	958,30	165,22	21,84	165,22	606,01
	Ben Abdellah	200	2568	2465,28	410,88	80,64	410,88	1562,88
	Forage Tousnina 2- B	160	3033	2673,89	461,02	60,95	461,02	1690,91
	F7 Tousnina	160	1008	888,65	153,22	20,26	153,22	561,96
	Harmila	250	468,3	497,57	79,61	22,98	79,61	315,37
	Souigneur	160	1782	1571,01	270,86	35,81	270,86	993,47

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de : **38110,584**

Tableau VII.12 : Devis estimatif global.

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant (DA)
terrassament	Décapage de la terre végétale	m³	500	4866,0745	2433037,25
	Déblai	m³	600	60586,6321	36351979,3
	remblai	m³	500	38149,37	19074684,4
	lit de sable	m³	1 500	9732,15	14598223,5
Conduites du réseau de distribution	Conduite PEHD PN 16 Φ63	ml	273	451	123123
	Conduite PEHD PN 16 Φ90	ml	554,06	498,2	276032,692
	Conduite PEHD PN 16 Φ110	ml	806,06	584,5	471142,07
	Conduite PEHD PN 16 Φ125	ml	1045,76	1930,9	2019257,98
	Conduite PEHD PN 16 Φ160	ml	1710,8	444,1	759766,28
	Conduite PEHD PN 16 Φ200	ml	2666,79	594,3	1584873,3
	Conduite PEHD PN 16 Φ250	ml	4151,4	126,7	525982,38
	Conduite PEHD PN 16 Φ315	ml	6613,68	6025,1	39848083,4
	Conduite PEHD PN 16 Φ400	ml	10658,75	537,16	5725454,2
	Conduite PEHD PN 10 Φ500	ml	16654,31	649 ,91	10823803

Tableau VII.13: Devis estimatif global.(suite)

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Montant (DA)
Les conduites d'adduction	Conduite PEHD PN 16 Ø110	ml	806,06	2980	2402058,8
	Conduite PEHD PN 16 Ø125	ml	1045,76	3742,00	3913233,92
	Conduite PEHD PN 16 Ø160	ml	1710,80	5823,00	9961988,4
	Conduite PEHD PN 16 Ø200	ml	2666,79	5219,00	13917977
	Conduite PEHD PN 16 Ø250	ml	4151,40	468,30	1944100,62
	Conduite PEHD PN 16 Ø315	ml	6613,68	8955,05	59225835,1
	Conduite PEHD PN 16 Ø500	ml	16654,31	1446	24085629,7

Tableau VII.14 : Devis estimatif global.(suite)

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Prix unitaire (DA)	Nombre	Montant (DA)
Les accessoires	Vanne de sectionnement	u	39 617,08	50	1980854
	Bouche d'incendie	u	52 814,89	56	2957633,84
	Vanne de vidange	u	15000	15	225000
	Ventouse	u	20787,22	17	353382,74
Les équipements des forages	clapet anti routeur	u	6521,68	6	39130,08
	système anti béliet	u	452000	3	1356000
	Armoire électrique	u	165000	6	990000
	Détecteur de niveau	u	35000	6	210000
	Manomètre	u	10000	6	60000
	équipement de station de pompage	u	4119981	1	4119980,6
MONTANT HTC (DA)					262729725,8
TVA 17 % (DA)					44664053,2
Totale TTC (DA)					307393779

VII.6.5 Le rendement d'exploitation de la pelle :

Pour calculer le rendement d'exploitation de la pelle (**Rp**) à l'aide des paramètres donnés, utilisez la formule suivante

$$R_p = \frac{3600 * q * K_r * K_t}{T_c * K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{VII.6})$$

Ou :

q = 1 m³ (capacité du gobe)

K_r=0,85 (coefficient de remplissage)

K_t=0,8 (coefficient d'utilisation du temps)

K_f=1,1 (coefficient de foisonnement)

T_c=20 s (durée d'un cycle de remplissage du gobe)

Donc, le rendement d'exploitation de la pelle est d'environ **111,27 m³/h**.

Si on souhaite calculer le rendement quotidien de la pelle en mètres cubes par jour (Rp) en supposant une durée de travail de 8 heures par jour

$$111,27 \text{ m}^3\text{/h} \times 8 \text{ h/jour} = 890,16 \text{ m}^3\text{/jour}$$

VII.6.6 Planifications des travaux :

La planification des travaux sur un chantier est essentiel pour assurer une exécution efficace et ordonnée des tâches .Voici un aperçu des deux principales méthode de planification mentionnées dans votre texte , ainsi que les objectifs associé à une bonne

VII.6.7 planification Méthode du réseau (CPM) :

La méthode du réseau est une technique de planification qui utilise un réseau de tâches pour représenter les différentes activités nécessaires à la réalisation d'un projet .Ce réseau est composé de :

- Nœud :Représentent les tâches ou les événements.
- Flèches :Représentent les dépendances ou la relations entre les tâches.
- **Objectifs de la planification des travaux :**
 - Ordres correct : assurer que les tâches sont effectuées dans la bonne séquence pour éviter les conflits et les blocages.
 - Absence de retard : minimiser les retards en anticipent les problèmes et en utilisant les méthodes de planification pour prévoir et résoudre les conflits .
 - Définition des tâches et durées : identifier toutes les tâches nécessaires et estimer leur durée avec précision pour établir un planning réaliste .
 - Economie : optimiser l'utilisation se ressources et du temps pour réduire les cout et maximiser l'efficacité .

En utilisant ces méthodes de planification , vous pouvez gérer efficacement les projets de construction , en assurant une exécution fluide et en atteignant les objectifs dans les délais impartis.

Tableau VII.15: Détermination délai de réalisation

OPERATION	TR
A	20
B	40
C	30
D	50
E	40
F	30
G	20

Tel que :

A : Décapage de la couche de goudron

B : Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards

C : Pose du lit de sable

D : Pose des conduites

E : Montage et raccordement des conduites

F : Remblayage des tranchées

G : Nivellement et compactage

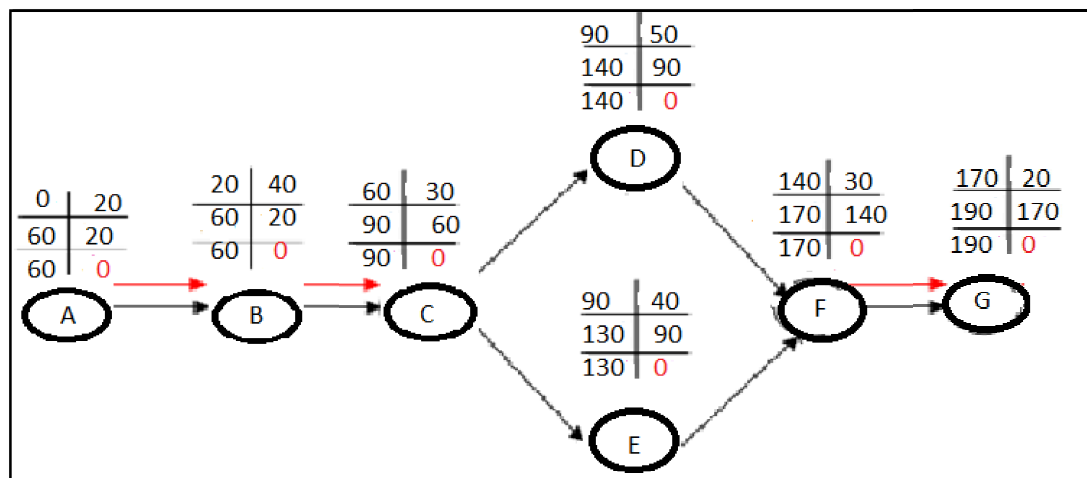


Figure VII. 12 : Réseau à noeud.

La Durée Totale du Projet (DTP) est de 190 jours. Cela signifie que la durée totale du projet est déterminée par la durée de ce chemin critique est : A→B→C→D→F→G

Conclusion :

la pose de canalisation nécessite une planification minutieuse pour respecter les délais .Le chemin critique ,qui dure 190 jours ,montre les taches cruciales à suivre sans retard .Une organisation efficace du chantier et un devis estimatif de **309950425** DA essentiels pour gérer les couts et la ressources ,assurant ainsi le bon déroulement du projet .

Chapitre VIII: Protection et sécurité du travail

Introduction :

La sécurité sur les chantiers est primordiale pour protéger les travailleurs et éviter les accidents . Ce chapitre présente les mesures de sécurité essentielles , les équipements de protection nécessaires et les pratiques recommandées pour garantir un environnement de travail sur et conforme aux normes.

VIII .1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Les accidents sur les chantiers hydrauliques peuvent être causés par deux principaux facteurs :

VIII .1 .1 Facteurs Humains :

- Manque de surveillance : Absences de contrôle sur les activités .
- Fatigue : Equipement des travailleurs et superviseurs .
- Encombrement : Espace de travail trop chargé .
- Erreurs : Mauvaises décisions ou jugement .
- Rythme inapproprié : Travailler trop vite trop lentement .

VIII .1 .2 Facteurs Matériels :

- Equipements : Problèmes avec les outils et machines .
- Matériaux : Qualité des matériaux utilisés .
- Complexité des tâches : Difficulté des opérations .
- Installations : Risques liés aux équipement mécaniques et électriques .

Les accidents peuvent survenir à différentes étapes du projet , du terrassement aux travaux de finition ,y compris les installations électriques et les tâches de maintenance .

VIII .2 Actions dangereuses à éviter :

- Manipulations risquées : intervenir sur des machines en fonctionnement ou des installations sous pression /tension .
- Absence de sécurité : Ne pas utiliser les équipements de protection ou neutraliser les dispositifs de sécurité .
- Mauvaise utilisation : utiliser incorrectement les outils ou travailler dans des positions dangereuses .
- Comportement imprudent : plaisanter ou se disputer sur le chantier.

VIII .3 Mesures préventives :

VIII .3 .1 Protection individuelle :

Utiliser toujours les équipements de protection personnelle appropriés (casques , gants, chaussures de sécurité , lunettes).

➤ Equipement de protection de la tête :

Le casque est essentiel pour protéger la tête des chutes et des impacts sur les chantiers. Il doit être remplacé à la date limite d'utilisation. Les casques varient : certains incluent une visière, un masque intégré ou une cagoule. Les casques complets sont nécessaires pour des professions comme la protection anti-heurt .



Figure VIII.1: Equipement de protection de la tête

➤ **Vêtements de travail :**

Les vêtements de travail peuvent avoir différentes propriétés en fonction de l'objectif poursuivi. Ils peuvent protéger des intempéries, du froid mais aussi du feu. De manière générale



Figure VIII.2 : Vêtements de travail

➤ **Protection contre les Chutes :**

Les chutes de hauteur, en plus des chutes de plain-pied, peuvent entraîner des accidents graves. Pour les prévenir, il est essentiel d'utiliser un équipement complet : harnais, longes, cordages, point d'ancrage et connecteurs.



Figure VIII.3 : Protection des chutes

➤ **Gants de Protection :**

Les gants de protection protègent les mains des blessures causées par les machines, les outils ou les produits chimiques.



Figure VIII.4 : Gants de protection

➤ **Chaussures de Sécurité :**

Les chaussures de sécurité protègent les pieds contre les perforations, coupures et chocs. Elles peuvent être dotées de semelles antidérapantes et/ou d'embouts renforcés selon les besoins.



Figure VIII.5 : Chaussures de sécurité

VIII .3 .2 Autre protections :

- Sécurisation des tranchées : Entourer les tranchées de clôtures visibles et prévenir les personnes avant de commencer les travaux
- Séparation des travailleurs : Maintenir une distance de sécurité entre les personnes utilisant des outils manuels.

Conclusion :

La sécurité sur les chantiers d'hydraulique pour l'alimentation en eau potable est essentielle protéger les travailleurs .Ce chapitre présente les mesures de sécurité indispensables, les équipements de protection nécessaires et les pratiques à suivre pour éviter les accidents.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'étude sur le système d'alimentation en eau potable de la commune de Sougueur a mis en lumière la nécessité urgente d'améliorer les infrastructures pour garantir un accès à de l'eau de qualité. À travers une analyse détaillée des besoins en eau et une évaluation approfondie des infrastructures existantes, nous avons identifié plusieurs points faibles critiques dans le dispositif actuel. Ces lacunes, telles que des fuites dans le réseau, une capacité de stockage insuffisante, et une dépendance excessive à des sources uniques, compromettent la fiabilité et la qualité de l'approvisionnement en eau pour la population.

Les recommandations proposées visent à optimiser le système d'approvisionnement, avec un accent particulier sur l'initiative d'installer six forages à la station de relevage Tousnina. Cette initiative est cruciale pour plusieurs raisons. Tout d'abord, l'ajout de forages augmentera considérablement la capacité d'extraction d'eau, ce qui est essentiel pour répondre aux besoins croissants de la population de Sougueur. En effet, la demande en eau a augmenté en raison de la croissance démographique et du développement urbain. Ces forages offriront une réponse adaptée en garantissant un approvisionnement constant, même pendant les périodes de forte consommation.

La mise en œuvre de ce projet nécessite des travaux de terrassement adéquats et l'adoption de mesures de sécurité rigoureuses pour protéger les intervenants. La sécurité des travailleurs est primordiale, car les travaux de forage et de construction peuvent présenter des risques importants. En intégrant des protocoles de sécurité dans chaque étape du processus, nous nous assurons que les opérations se déroulent sans incidents, ce qui est essentiel pour la réussite du projet.

Bibliographie

1. **BONIN, J.** (1982). *Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine*. Éditions Eyrolles, Paris, France.
 2. **BERNARD, F., TOURANCHEAU, A. L., & VIVIER, L.** (1969). *Éléments de construction à l'usage de l'ingénieur*, Tome VI (Organes pour fluide). 4e édition. Dunod.
 3. **DUPONT, A.** (1979). *Hydraulique urbaine, Tome 2 : Ouvrage de transport - Élévation et distribution des eaux*. Éditions Eyrolles, Paris, France.
 4. **LEWIS, A. ROSS** (2003). *Manuel d'utilisation de logiciel EPANET* (version française).
 5. **OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU** (2005). *La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable : Enjeux et recommandations*. Janvier 2005.
 6. **SAOUDI, Sara** (2022). *Dimensionnement du réseau d'AEP de la cité Ben Youb, Baraki (W. Alger)*.
 7. **Catalogue des conduites en PEHD PIPE SETIF.**
 8. **SALAH, B.** (1993). *Polycopie d'alimentation en eau potable*. Édition ENSH, Soumaa.
 9. **MOUSSA, M.** (2002). *Alimentation en eau potable*. Édition ENIT, Tunis.
-

Mémoires de fin d'études

1. **BOUTOUREA, S.** (2020). *Réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville de Bougara (W. Blida)*. Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
2. **CHABANE, N.** (2020). *Étude d'alimentation en eau potable de la région Draâ Laatache, commune de Bouira*. Mémoire de licence professionnelle en Génie de l'eau, Université Akli Mohand Oulhadj Bouira.
3. **AIT SLIMANE, Djamila** (2018). *Calcul du coup de bélier dans les conduites enterrées* [Thèse de master, ENSH].
4. **RASSOUL, Y.** (2020). *Alimentation en eau potable du secteur Oussama (W. Bejaia)*.
5. **YAICI, R.** (2020). *Conception du réseau d'APE de la région de Bounejdamen, commune d'El-Kseur (W. Bejaia)*.
6. **BOUZARI, S.** (2023). *Diagnostic et reabilitation du reseau d'aep de la ville de chebli (w.blida)*. Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH

ANNEXE N°1 :

Tableau III. 11 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe).

	Altitude	Demande Base	Pression
ID Noeud	m	LPS	m
Noeud n1	1116,20774	35,4625	88,73
Noeud n2	1103,24827	25,6843	97,1
Noeud n3	1143,04354	27,9288	57,37
Noeud n4	1144,19669	33,9498	57,73
Noeud n5	1157,10982	33,4959	45,24
Noeud n6	1154,07302	18,5916	48,26
Noeud n7	1144,81692	11,0056	59,82
Noeud n8	1148,9748	17,5453	53,47
Noeud n9	1135,06091	33,8778	67,31
Noeud n10	1139,15168	27,6335	63,41
Noeud n11	1157,24877	24,0319	46,79
Noeud n12	1157,80228	45,9524	49,7
Noeud n13	1144,89916	18,6387	60,29
Noeud n14	1127,14505	22,7481	76,96
Noeud n15	1124,20408	27,6434	81,68
Noeud n16	1088,00489	6,3932	108,96
Noeud n19	1119,18692	46,9766	78,26
Noeud n20	1153,03857	16,8823	49,36
Noeud n21	1140,14971	24,6278	62,13
Noeud n22	1133,95555	21,8851	69,82
Noeud n23	1122,10685	20,8438	81,42
Noeud n24	1118,38829	24,5371	82,58
Noeud n25	1118,82404	6,8805	82,45
Noeud n26	1128,10062	29,5703	69,42
Noeud	1164,20801	6,3907	39,82

n27			
Réservoir 1	1234	Sans Valeur	2
Réservoir 2	1208	Sans Valeur	2

ANNEXE N°2 :

Tableau III. 12 : Caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	M	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau p2	555,4	163,6	24,45	1,16	8,26
Tuyau p3	124,2	187,4	-42,74	1,55	12,13
Tuyau p4	220,5	187,4	2,53	0,09	0,06
Tuyau p5	179,9	163,6	29,95	1,42	12,2
Tuyau p6	491	130,8	0,98	0,07	0,07
Tuyau p7	503,9	383,8	-134,69	1,16	2,92
Tuyau p8	333,8	383,8	210,7	1,82	6,92
Tuyau p9	870,9	187,4	29,4	1,07	5,91
Tuyau p10	415,2	130,8	-7,37	0,55	2,63
Tuyau p11	223,6	163,6	24,04	1,14	8
Tuyau p12	257,8	90	-6,39	1	13,14
Tuyau p13	648,3	383,8	123,86	1,07	2,48
Tuyau p14	207,4705	187,4	34,16	1,24	7,88
Tuyau p18	1125	383,8	-409,91	3,54	25,33
Tuyau p21	1007,3648	387,4	199,27	1,69	5,92
Tuyau p23	932	163,6	-14,81	0,7	3,18
Tuyau p39	435,1	130,8	2,19	0,16	0,28
Tuyau p50	179,7	187,4	34,04	1,23	7,83
Tuyau p51	163	383,8	96,47	0,83	1,54
Tuyau p52	278,5	163,6	8,66	0,41	1,17

Tuyau p53	242,8	285,6	72,18	1,13	3,92
Tuyau p54	631,8	163,6	12,27	0,58	2,23
Tuyau p55	222,5	130,8	-7,63	0,57	2,8
Tuyau p56	753,3	187,4	25,99	0,94	4,68
Tuyau p57	13,64	187,4	58,16	2,11	22,04
Tuyau p58	45,71	187,4	87,89	3,19	49,29
Tuyau p59	218,1	138	-22,85	1,53	17,22
Tuyau p60	765,3	138	12,89	0,86	5,76
Tuyau p61	479,5	383,8	89,58	0,77	1,34
Tuyau p63	268,3	187,4	5,78	0,21	0,28
Tuyau p64	259,3	187,4	-6,63	0,24	0,36
Tuyau p65	257,7	383,8	6,39	0,06	0,01
Tuyau p66	209	187,4	-6,17	0,22	0,32
Tuyau p67	2,592	187,4	184,69	6,7	212,45
Tuyau p68	261,3	383,8	143,73	1,24	3,31
Tuyau p69	427,1	187,4	4,96	0,18	0,22
Tuyau p70	130,9	187,4	-17,47	0,63	2,2
Tuyau 1	38,1945	187,4	15,08	0,55	1,67

ANNEXE N°3 :

Tableau III. 13 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe +incendie).

	Altitude	Demande Base	Pression
ID Noeud	m	LPS	m
Noeud n1	1116,20774	35,4625	87,94
Noeud n2	1103,24827	25,6843	96,26
Noeud n3	1143,04354	27,9288	56,56
Noeud n4	1144,19669	33,9498	56,92
Noeud n5	1157,10982	33,4959	44,01

Noeud n6	1154,07302	35,5916	46,94
Noeud n7	1144,81692	11,0056	58,97
Noeud n8	1148,9748	17,5453	52,36
Noeud n9	1135,06091	33,8778	66,24
Noeud n10	1139,15168	27,6335	62,6
Noeud n11	1157,24877	24,0319	46,1
Noeud n12	1157,80228	45,9524	48,94
Noeud n13	1144,89916	18,6387	59,46
Noeud n14	1127,14505	22,7481	76,12
Noeud n15	1124,20408	27,6434	80,9
Noeud n16	1088,00489	6,3932	108,12
Noeud n19	1119,18692	46,9766	77,42
Noeud n20	1153,03857	16,8823	48,13
Noeud n21	1140,14971	24,6278	61,11
Noeud n22	1133,95555	21,8851	68,95
Noeud n23	1122,10685	20,8438	80,55
Noeud n24	1118,38829	24,5371	81,73
Noeud n25	1118,82404	6,8805	81,59
Noeud n26	1128,10062	29,5703	68,58
Noeud n27	1164,20801	6,3907	39,14
Réservoir 1	1234	Sans Valeur	2
Réservoir 2	1208	Sans Valeur	2

ANNEXE N°4 :

Tableau III. 14 : Caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe+incendie).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	M	mm	LPS	m/s	m/km

Tuyau p2	555,4	163,6	24,56	1,17	8,34
Tuyau p3	124,2	187,4	-42,8	1,55	12,17
Tuyau p4	220,5	187,4	7,7	0,28	0,48
Tuyau p5	179,9	163,6	31,75	1,51	13,65
Tuyau p6	491	130,8	3,28	0,24	0,59
Tuyau p7	503,9	383,8	-140,63	1,22	3,17
Tuyau p8	333,8	383,8	214,01	1,85	7,13
Tuyau p9	870,9	187,4	30,78	1,12	6,46
Tuyau p10	415,2	130,8	-7,4	0,55	2,64
Tuyau p11	223,6	163,6	24,43	1,16	8,25
Tuyau p12	257,8	90	-6,39	1	13,14
Tuyau p13	648,3	383,8	124,7	1,08	2,52
Tuyau p14	207,4705	187,4	39,68	1,44	10,52
Tuyau p18	1125	383,8	-415,45	3,59	26,01
Tuyau p21	1007,3648	387,4	210,73	1,79	6,6
Tuyau p23	932	163,6	-14,87	0,71	3,21
Tuyau p39	435,1	130,8	-1,8	0,13	0,2
Tuyau p50	179,7	187,4	36,51	1,32	8,95
Tuyau p51	163	383,8	95,91	0,83	1,52
Tuyau p52	278,5	163,6	9,08	0,43	1,27
Tuyau p53	242,8	285,6	72,63	1,13	3,97
Tuyau p54	631,8	163,6	12,6	0,6	2,35
Tuyau p55	222,5	130,8	-7,51	0,56	2,72
Tuyau p56	753,3	187,4	25,94	0,94	4,66
Tuyau p57	13,64	187,4	57,99	2,1	21,9
Tuyau p58	45,71	187,4	87,67	3,18	49,05
Tuyau p59	218,1	138	-22,8	1,52	17,15

Tuyau p60	765,3	138	12,94	0,86	5,79
Tuyau p61	479,5	383,8	89,69	0,78	1,34
Tuyau p63	268,3	187,4	3,78	0,14	0,13
Tuyau p64	259,3	187,4	-10,42	0,38	0,84
Tuyau p65	257,7	383,8	6,39	0,06	0,01
Tuyau p66	209	187,4	-6,17	0,22	0,32
Tuyau p67	2,592	187,4	187,97	6,82	219,97
Tuyau p68	261,3	383,8	145,22	1,26	3,37
Tuyau p69	427,1	187,4	3,13	0,11	0,09
Tuyau p70	130,9	187,4	-23,31	0,84	3,8
Tuyau 1	38,1945	187,4	24,61	0,89	4,21

ANNEXE N°5 :

Tableau III. 15 : : Synthèse du diagnostic physique et hydraulique

	Longueur	Diamètre	Matériaux	hydraulique	physique	observation
Tuyau p2	555,4	163,6	PEHD	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p3	124,2	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p4	220,5	187,4	FONTE	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p5	179,9	163,6	PEHD	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p6	491	130,8	PEHD	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p7	503,9	383,8	FONTE	Bon	Mauvais	A changer
Tuyau p8	333,8	383,8	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p9	870,9	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p10	415,2	130,8	PEHD	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p11	223,6	163,6	PEHD	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p12	257,8	90	PEHD	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p13	648,3	383,8	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p14	207,4705	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau	1125	383,8	FONTE	Mauvais	Bon	A maintenir

p18						
Tuyau p23	932	163,6	PEHD	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p39	435,1	130,8	PEHD	Mauvais	Mauvais	A changer
Tuyau p50	179,7	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p51	163	383,8	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p52	278,5	163,6	PEHD	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p53	242,8	285,6	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p54	631,8	163,6	PEHD	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p55	222,5	130,8	PEHD	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p56	753,3	187,4	FONTE	Bon	Mauvais	A changer
Tuyau p57	13,64	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p58	45,71	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p59	218,1	138	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p60	765,3	138	FONTE	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p61	479,5	383,8	FONTE	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p63	268,3	187,4	FONTE	Mauvais	Bon	A maintenir
Tuyau p64	259,3	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p65	257,7	383,8	FONTE	Bon	Mauvais	A changer
Tuyau p66	209	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p67	2,592	187,4	FONTE	Mauvais	Bon	A changer
Tuyau p68	261,3	383,8	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p69	427,1	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau p70	130,9	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau 1	38,1945	187,4	FONTE	Bon	Bon	A maintenir
Tuyau 2	1007,3648	387,4	FONTE	Mauvais	Bon	A maintenir

ANNEXE N°6 :

Tableau IV.17 : la variation des *Hmt* en fonction du diamètre (tous les forages)

Dint (mm)	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,074	1200	10	17	2,674	0,00136	0,022	287,845	316,630	326,630
0,090	1200	10	17	1,790	0,00111	0,020	99,418	109,360	119,360
0,102	1200	10	17	1,386	0,00098	0,020	51,044	56,148	66,148
0,131	1200	10	17	0,846	0,00076	0,019	14,015	15,416	25,416
0,164	1200	10	17	0,541	0,00061	0,018	4,346	4,781	14,781
0,205	1200	10	17	0,346	0,00049	0,017	1,351	1,486	11,486
0,258	1200	10	17	0,218	0,00039	0,016	0,404	0,445	10,445
Russe	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,090	2000	27	25	2,632	0,00111	0,020	358,342	394,176	421,176
0,102	2000	27	25	2,038	0,00098	0,020	183,982	202,380	229,380
0,131	2000	27	25	1,244	0,00076	0,019	50,514	55,565	82,565
0,164	2000	27	25	0,796	0,00061	0,018	15,666	17,233	44,233
0,205	2000	27	25	0,510	0,00049	0,017	4,868	5,355	32,355
0,258	2000	27	25	0,321	0,00039	0,016	1,457	1,602	28,602
0,327	2000	27	25	0,199	0,00031	0,015	0,419	0,461	27,461
El hamel	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,074	1000	2	18	2,831	0,00136	0,022	268,921	295,813	297,813
0,090	1000	2	18	1,895	0,00111	0,020	92,882	102,170	104,170
0,102	1000	2	18	1,468	0,00098	0,020	47,688	52,457	54,457
0,131	1000	2	18	0,896	0,00076	0,019	13,093	14,403	16,403
0,164	1000	2	18	0,573	0,00061	0,018	4,061	4,467	6,467
0,205	1000	2	18	0,367	0,00049	0,017	1,262	1,388	3,388
0,258	1000	2	18	0,231	0,00039	0,016	0,378	0,415	2,415
El guettaf	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,090	1930	6	25	2,632	0,00111	0,020	345,800	380,380	386,380
0,102	1930	6	25	2,038	0,00098	0,020	177,543	195,297	201,297
0,131	1930	6	25	1,244	0,00076	0,019	48,746	53,620	59,620
0,164	1930	6	25	0,796	0,00061	0,018	15,118	16,630	22,630
0,205	1930	6	25	0,510	0,00049	0,017	4,698	5,168	11,168
0,258	1930	6	25	0,321	0,00039	0,016	1,406	1,546	7,546
0,327	1930	6	25	0,199	0,00031	0,015	0,404	0,445	6,445
Chaallal	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,102	1600	18	40	3,261	0,00098	0,020	376,796	414,475	432,475

	0,131	1600	18	40	1,990	0,00076	0,019	103,452	113,798	131,798
	0,164	1600	18	40	1,274	0,00061	0,018	32,085	35,293	53,293
	0,205	1600	18	40	0,815	0,00049	0,017	9,970	10,967	28,967
	0,258	1600	18	40	0,514	0,00039	0,016	2,983	3,281	21,281
	0,327	1600	18	40	0,318	0,00031	0,015	0,858	0,944	18,944
	0,409	1600	18	40	0,204	0,00024	0,015	0,268	0,295	18,295
hdjourat	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)	
	0,090	2550	11	25	2,632	0,00111	0,020	456,886	502,574	513,574
	0,102	2550	11	25	2,038	0,00098	0,020	234,577	258,035	269,035
	0,131	2550	11	25	1,244	0,00076	0,019	64,405	70,846	81,846
	0,164	2550	11	25	0,796	0,00061	0,018	19,975	21,972	32,972
	0,205	2550	11	25	0,510	0,00049	0,017	6,207	6,828	17,828
	0,258	2550	11	25	0,321	0,00039	0,016	1,857	2,043	13,043
	0,327	2550	11	25	0,199	0,00031	0,015	0,534	0,587	11,587
oued yat 1	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)	
	0,090	1140	120	25	2,632	0,00011	0,012	124,029	136,431	256,431
	0,102	1140	120	25	2,038	0,00010	0,012	64,115	70,526	190,526
	0,131	1140	120	25	1,244	0,00008	0,012	17,828	19,611	139,611
	0,164	1140	120	25	0,796	0,00006	0,011	5,590	6,149	126,149
	0,205	1140	120	25	0,510	0,00005	0,011	1,755	1,931	121,931
	0,258	1140	120	25	0,321	0,00004	0,010	0,531	0,584	120,584
	0,327	1140	120	25	0,199	0,00003	0,010	0,154	0,170	120,170
oued yat 2	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)	
	0,102	1600	113	36	2,935	0,00010	0,012	186,594	205,254	318,254
	0,131	1600	113	36	1,791	0,00008	0,012	51,886	57,074	170,074
	0,164	1600	113	36	1,146	0,00006	0,011	16,269	17,896	130,896
	0,205	1600	113	36	0,734	0,00005	0,011	5,109	5,620	118,620
	0,258	1600	113	36	0,462	0,00004	0,010	1,544	1,699	114,699
	0,327	1600	113	36	0,287	0,00003	0,010	0,449	0,494	113,494
	0,409	1600	113	36	0,183	0,00002	0,009	0,142	0,156	113,156
Forage F1 Tousnina	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)	
	0,074	1700	166	15	2,359	0,00136	0,022	317,476	349,224	515,224
	0,090	1700	166	15	1,579	0,00111	0,020	109,653	120,618	286,618
	0,102	1700	166	15	1,223	0,00098	0,020	56,299	61,928	227,928
	0,131	1700	166	15	0,746	0,00076	0,019	15,457	17,003	183,003
	0,164	1700	166	15	0,478	0,00061	0,018	4,794	5,273	171,273
	0,205	1700	166	15	0,306	0,00049	0,017	1,490	1,639	167,639
	0,258	1700	166	15	0,193	0,00039	0,016	0,446	0,490	166,490
Forage F2 Tousnina	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)	

0,074	80	170	17	2,674	0,00014	0,013	11,522	12,674	182,674
0,090	80	170	17	1,790	0,00011	0,012	4,025	4,427	174,427
0,102	80	170	17	1,386	0,00010	0,012	2,080	2,289	172,289
0,131	80	170	17	0,846	0,00008	0,012	0,579	0,636	170,636
0,164	80	170	17	0,541	0,00006	0,011	0,181	0,200	170,200
0,205	80	170	17	0,346	0,00005	0,011	0,057	0,063	170,063
0,258	80	170	17	0,218	0,00004	0,010	0,017	0,019	170,019
Forage F3Tousnina	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,074	530	165	19	2,988	0,00014	0,013	95,351	104,886	269,886
0,090	530	165	19	2,000	0,00011	0,012	33,306	36,636	201,636
0,102	530	165	19	1,549	0,00010	0,012	17,217	18,939	183,939
0,131	530	165	19	0,945	0,00008	0,012	4,787	5,266	170,266
0,164	530	165	19	0,605	0,00006	0,011	1,501	1,651	166,651
0,205	530	165	19	0,387	0,00005	0,011	0,471	0,519	165,519
0,258	530	165	19	0,244	0,00004	0,010	0,143	0,157	165,157
Forage F4Tousnina	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,102	1051	176	40	3,261	0,00010	0,012	151,320	166,452	342,452
0,131	1051	176	40	1,990	0,00008	0,012	42,077	46,285	222,285
0,164	1051	176	40	1,274	0,00006	0,011	13,194	14,513	190,513
0,205	1051	176	40	0,815	0,00005	0,011	4,143	4,557	180,557
0,258	1051	176	40	0,514	0,00004	0,010	1,252	1,378	177,378
0,327	1051	176	40	0,318	0,00003	0,010	0,364	0,400	176,400
0,409	1051	176	40	0,204	0,00002	0,009	0,115	0,126	176,126
Forage F5Tousnina	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,074	39	160	25	3,932	0,00136	0,022	20,231	22,254	182,254
0,090	39	160	25	2,632	0,00111	0,020	6,988	7,686	167,686
0,102	39	160	25	2,038	0,00098	0,020	3,588	3,946	163,946
0,131	39	160	25	1,244	0,00076	0,019	0,985	1,084	161,084
0,164	39	160	25	0,796	0,00061	0,018	0,305	0,336	160,336
0,205	39	160	25	0,510	0,00049	0,017	0,095	0,104	160,104
0,258	39	160	25	0,321	0,00039	0,016	0,028	0,031	160,031
Forage F6Tousnina	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,090	1033	149	23	2,421	0,00011	0,012	95,125	104,637	253,637
0,102	1033	149	23	1,875	0,00010	0,012	49,173	54,091	203,091
0,131	1033	149	23	1,145	0,00008	0,012	13,673	15,041	164,041
0,164	1033	149	23	0,732	0,00006	0,011	4,287	4,716	153,716
0,205	1033	149	23	0,469	0,00005	0,011	1,346	1,481	150,481
0,258	1033	149	23	0,295	0,00004	0,010	0,407	0,448	149,448
0,327	1033	149	23	0,183	0,00003	0,010	0,118	0,130	149,130
SP Tousnina -	Lref	Hg	Q (l/s)	V	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH	HMT(m)

SR	(m)	(m)		(m ² /s)				TOT(m)	
0,205	6830	136	139	2,833	0,00005	0,011	325,119	357,631	493,631
0,258	6830	136	139	1,785	0,00004	0,010	98,287	108,115	244,115
0,327	6830	136	139	1,107	0,00003	0,010	28,551	31,406	167,406
0,409	6830	136	139	0,708	0,00002	0,009	9,015	9,917	145,917
0,516	6830	136	139	0,446	0,00002	0,009	2,732	3,005	139,005
0,581	6830	136	139	0,351	0,00002	0,009	1,474	1,622	137,622
0,655	6830	136	139	0,277	0,00002	0,009	0,795	0,875	136,875
SR -A	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m ² /s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,205	1266	73	440	8,968	0,00049	0,017	954,564	1050,020	1123,020
0,258	1266	73	440	5,649	0,00039	0,016	285,608	314,169	387,169
0,327	1266	73	440	3,503	0,00031	0,015	82,124	90,336	163,336
0,409	1266	73	440	2,242	0,00024	0,015	25,696	28,265	101,265
0,516	1266	73	440	1,412	0,00019	0,014	7,716	8,488	81,488
0,581	1266	73	440	1,112	0,00017	0,014	4,146	4,561	77,561
0,655	1266	73	440	0,876	0,00015	0,013	2,227	2,449	75,449
A-R4	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m ² /s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,205	79	8	440	8,968	0,00049	0,017	59,822	65,805	73,805
0,258	79	8	440	5,649	0,00039	0,016	17,899	19,689	27,689
0,327	79	8	440	3,503	0,00031	0,015	5,147	5,661	13,661
0,409	79	8	440	2,242	0,00024	0,015	1,610	1,771	9,771
0,516	79	8	440	1,412	0,00019	0,014	0,484	0,532	8,532
0,581	79	8	440	1,112	0,00017	0,014	0,260	0,286	8,286
0,655	79	8	440	0,876	0,00015	0,013	0,140	0,153	8,153
A-R5	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m ² /s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,205	101	8	440	8,968	0,00049	0,017	76,056	83,662	91,662
0,258	101	8	440	5,649	0,00039	0,016	22,756	25,032	33,032
0,327	101	8	440	3,503	0,00031	0,015	6,543	7,198	15,198
0,409	101	8	440	2,242	0,00024	0,015	2,047	2,252	10,252
0,516	101	8	440	1,412	0,00019	0,014	0,615	0,676	8,676
0,581	101	8	440	1,112	0,00017	0,014	0,330	0,363	8,363
0,655	101	8	440	0,876	0,00015	0,013	0,177	0,195	8,195
SP AIN Gueramta -B	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m ² /s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,205	2013	86	150	3,057	0,00005	0,011	111,602	122,762	208,762
0,258	2013	86	150	1,926	0,00004	0,010	33,738	37,112	123,112
0,327	2013	86	150	1,194	0,00003	0,010	9,801	10,781	96,781
0,409	2013	86	150	0,764	0,00002	0,009	3,095	3,404	89,404
0,516	2013	86	150	0,481	0,00002	0,009	0,938	1,031	87,031
0,581	2013	86	150	0,379	0,00002	0,009	0,506	0,557	86,557
0,655	2013	86	150	0,299	0,00002	0,009	0,273	0,300	86,300

B-R1	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,205	35	7	150	3,057	0,00005	0,011	1,937	2,131	9,131
0,258	35	7	150	1,926	0,00004	0,010	0,586	0,644	7,644
0,327	35	7	150	1,194	0,00003	0,010	0,170	0,187	7,187
0,409	35	7	150	0,764	0,00002	0,009	0,054	0,059	7,059
0,516	35	7	150	0,481	0,00002	0,009	0,016	0,018	7,018
0,581	35	7	150	0,379	0,00002	0,009	0,009	0,010	7,010
0,655	35	7	150	0,299	0,00002	0,009	0,005	0,005	7,005
B-R2	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,205	77	8	150	3,057	0,00005	0,011	4,261	4,687	12,687
0,258	77	8	150	1,926	0,00004	0,010	1,288	1,417	9,417
0,327	77	8	150	1,194	0,00003	0,010	0,374	0,412	8,412
0,409	77	8	150	0,764	0,00002	0,009	0,118	0,130	8,130
0,516	77	8	150	0,481	0,00002	0,009	0,036	0,039	8,039
0,581	77	8	150	0,379	0,00002	0,009	0,019	0,021	8,021
0,655	77	8	150	0,299	0,00002	0,009	0,010	0,011	8,011
BOUGHDAMA	Lref (m)	Hg (m)	Q (l/s)	V (m2/s)	ε/D	λ	ΔH (m)	ΔH TOT(m)	HMT(m)
0,102	1087	71	40	3,261	0,00010	0,012	156,503	172,153	243,153
0,131	1087	71	40	1,990	0,00008	0,012	43,518	47,870	118,870
0,164	1087	71	40	1,274	0,00006	0,011	13,646	15,010	86,010
0,205	1087	71	40	0,815	0,00005	0,011	4,285	4,713	75,713
0,258	1087	71	40	0,514	0,00004	0,010	1,295	1,425	72,425
0,327	1087	71	40	0,318	0,00003	0,010	0,376	0,414	71,414
0,409	1087	71	40	0,204	0,00002	0,009	0,119	0,131	71,131

ANNEXE N°7 :

Tableau IV.18 : Les dépenses d'exploitation

Dint	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,0735	17	326,6	77,8	568065,7	1880297,4
0,09	17	119,4	28,4	207588,0	687116,2
0,1022	17	66,1	15,8	115043,5	380794,1
0,1308	17	25,4	6,1	44202,9	146311,5
0,1636	17	14,8	3,5	25706,9	85090,0
0,2046	17	11,5	2,7	19975,7	66119,4
0,2578	17	10,4	2,5	18164,8	60125,6
Russe	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,09	25	421,2	147,6	1077202,5	3565540,4

0,1022	25	229,4	80,4	586665,0	1941861,2
0,1308	25	82,6	28,9	211169,5	698971,0
0,1636	25	44,2	15,5	113130,7	374462,5
0,2046	25	32,4	11,3	82751,7	273908,0
0,2578	25	28,6	10,0	73153,4	242137,6
0,3274	25	27,5	9,6	70233,7	232473,6
El hamel	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,0735	18	297,8	75,1	548416,4	1815258,3
0,09	18	104,2	26,3	191827,4	634948,7
0,1022	18	54,5	13,7	100281,3	331931,2
0,1308	18	16,4	4,1	30204,9	99978,1
0,1636	18	6,5	1,6	11908,5	39417,0
0,2046	18	3,4	0,9	6239,0	20651,1
0,2578	18	2,4	0,6	4447,7	14722,0
El guettaf	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,09	25	386,4	135,4	988207,6	3270967,3
0,1022	25	201,3	70,5	514838,9	1704116,9
0,1308	25	59,6	20,9	152485,7	504727,8
0,1636	25	22,6	7,9	57878,3	191577,1
0,2046	25	11,2	3,9	28562,5	94542,0
0,2578	25	11,2	3,9	28562,5	94542,0
0,3274	25	6,4	2,3	16482,7	54557,8
Chaallal	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,1022	40	432,5	242,4	1769762,3	5857913,3
0,1308	40	131,8	73,9	539338,6	1785210,6
0,1636	40	53,3	29,9	218085,0	721861,3
0,2046	40	29,0	16,2	118539,0	392364,2
0,2578	40	21,3	11,9	87087,3	288259,0
0,3274	40	18,9	10,6	77520,2	256592,0
0,4092	40	18,3	10,3	74867,2	247810,4
hdjourat	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,09	25	513,6	179,9	1313521,3	4347755,5
0,1022	25	269,0	94,3	688086,0	2277564,5
0,1308	25	81,8	28,7	209329,2	692879,5
0,1636	25	33,0	11,6	84329,7	279131,2
0,2046	25	17,8	6,2	45596,4	150924,2
0,2578	25	13,0	4,6	33358,6	110416,9
0,3274	25	11,6	4,1	29636,0	98095,3

oued yat 1	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,09	25	256,4	89,8	655850,9	2170866,3
0,1022	25	190,5	66,8	487291,2	1612933,9
0,1308	25	139,6	48,9	357070,2	1181902,3
0,1636	25	126,1	44,2	322640,1	1067938,7
0,2046	25	121,9	42,7	311851,5	1032228,3
0,2578	25	120,6	42,2	308405,8	1020823,3
0,3274	25	120,2	42,1	307346,6	1017317,1
oued yat 2	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,1022	36	318,3	160,6	1172113,3	3879695,2
0,1308	36	170,1	85,8	626375,9	2073304,4
0,1636	36	130,9	66,0	482084,4	1595699,3
0,2046	36	118,6	59,8	436870,8	1446042,2
0,2578	36	114,7	57,9	422430,7	1398245,7
0,3274	36	113,5	57,3	417991,4	1383551,5
0,4092	36	113,2	57,1	416747,7	1379435,0
Forage F1 Tousnina	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,0735	15	515,2	108,3	790644,4	2617033,0
0,09	15	286,6	60,3	439833,5	1455848,8
0,1022	15	227,9	47,9	349770,8	1157741,3
0,1308	15	183,0	38,5	280829,8	929546,7
0,1636	15	171,3	36,0	262829,9	869966,9
0,2046	15	167,6	35,2	257252,3	851505,1
0,2578	15	166,5	35,0	255490,1	845672,1
Forage F2 Tousnina	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,0735	17	182,7	43,5	317702,2	1051594,2
0,09	17	174,4	41,6	303358,8	1004117,8
0,1022	17	172,3	41,0	299639,5	991806,8
0,1308	17	170,6	40,7	296766,1	982295,9
0,1636	17	170,2	40,5	296006,4	979781,2
0,2046	17	170,1	40,5	295768,4	978993,3
0,2578	17	170,0	40,5	295692,3	978741,6
Forage F3Tousnina	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,0735	19	269,9	71,9	524600,2	1736426,7
0,09	19	201,6	53,7	391937,1	1297311,7
0,1022	19	183,9	49,0	357536,5	1183445,9
0,1308	19	170,3	45,3	330960,3	1095478,6
0,1636	19	166,7	44,4	323933,6	1072220,3

0,2046	19	165,5	44,1	321731,8	1064932,4
0,2578	19	165,2	44,0	321028,6	1062604,8
Forage F4 Tousnina	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,1022	40	342,5	192,0	1401371,4	4638539,2
0,1308	40	222,3	124,6	909627,5	3010867,1
0,1636	40	190,5	106,8	779611,7	2580514,8
0,2046	40	180,6	101,2	738871,4	2445664,4
0,2578	40	177,4	99,4	725860,0	2402596,7
0,3274	40	176,4	98,9	721859,9	2389356,3
0,4092	40	176,1	98,7	720739,3	2385647,0
Forage F5 Tousnina	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,0735	25	182,3	63,9	466135,3	1542908,0
0,09	25	167,7	58,8	428876,0	1419579,6
0,1022	25	163,9	57,4	419310,5	1387917,9
0,1308	25	161,1	56,4	411988,4	1363681,5
0,1636	25	160,3	56,2	410076,6	1357353,6
0,2046	25	160,1	56,1	409484,2	1355392,8
0,2578	25	160,0	56,1	409297,1	1354773,2
Forage F6 Tousnina	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,09	23	253,6	81,8	596807,7	1975433,3
0,1022	23	203,1	65,5	477871,9	1581755,9
0,1308	23	164,0	52,9	385987,8	1277619,7
0,1636	23	153,7	49,5	361693,9	1197206,9
0,2046	23	150,5	48,5	354081,5	1172009,6
0,2578	23	149,4	48,2	351650,2	1163962,3
0,3274	23	149,1	48,1	350902,8	1161488,3
SP Tousnina - SR	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,2046	139	493,6	961,6	7019576,5	23234798,3
0,2578	139	244,1	475,5	3471392,4	11490308,9
0,3274	139	167,4	326,1	2380566,1	7879673,9
0,4092	139	145,9	284,2	2074976,5	6868172,1
0,5156	139	139,0	270,8	1976690,6	6542845,8
0,581	139	137,6	268,1	1957024,7	6477751,7
0,6548	139	136,9	266,6	1946401,8	6442589,8
SR -A	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,2046	440	1123,0	6924,9	50551506,3	167325485,7
0,2578	440	387,2	2387,4	17427984,3	57686628,0
0,3274	440	163,3	1007,2	7352392,7	24336420,0

	0,4092	440	101,3	624,4	4558336,3	15088093,3
	0,5156	440	81,5	502,5	3668077,9	12141337,9
	0,581	440	77,6	478,3	3491308,4	11556230,7
	0,6548	440	75,4	465,2	3396264,8	11241636,3
A-R4	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)	
	0,2046	440	73,8	455,1	3322231,3	10996585,6
	0,2578	440	27,7	170,7	1246385,9	4125537,4
	0,3274	440	13,7	84,2	614950,4	2035485,7
	0,4092	440	9,8	60,3	439847,3	1455894,7
	0,5156	440	8,5	52,6	384055,0	1271222,0
	0,581	440	8,3	51,1	372976,9	1234553,4
	0,6548	440	8,2	50,3	367020,5	1214837,9
A-R5	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)	
	0,2046	440	91,7	565,2	4126043,3	13657203,5
	0,2578	440	33,0	203,7	1486888,8	4921601,9
	0,3274	440	15,2	93,7	684104,5	2264385,9
	0,4092	440	10,3	63,2	461484,9	1527514,9
	0,5156	440	8,7	53,5	390552,5	1292728,8
	0,581	440	8,4	51,6	376468,2	1246109,7
	0,6548	440	8,2	50,5	368895,5	1221044,0
SP AIN Gueramta -B	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)	
	0,2046	150	208,8	438,8	3203591,1	10603886,6
	0,2578	150	123,1	258,8	1889236,6	6253373,1
	0,3274	150	96,8	203,4	1485161,6	4915884,9
	0,4092	150	89,4	187,9	1371962,0	4541194,1
	0,5156	150	87,0	183,0	1335553,9	4420683,4
	0,581	150	86,6	182,0	1328269,1	4396570,6
	0,6548	150	86,3	181,4	1324334,0	4383545,6
B-R1	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)	
	0,2046	150	9,1	19,2	140114,0	463777,5
	0,2578	150	7,6	16,1	117303,4	388274,2
	0,3274	150	7,2	15,1	110290,7	365062,1
	0,4092	150	7,1	14,8	108326,1	358559,3
	0,5156	150	7,0	14,8	107694,2	356467,8
	0,581	150	7,0	14,7	107567,8	356049,3
	0,6548	150	7,0	14,7	107499,5	355823,3
B-R2	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)	
	0,2046	150	12,7	26,7	194685,6	644409,4

0,2578	150	9,4	19,8	144507,4	478319,6
0,3274	150	8,4	17,7	129081,0	427258,2
0,4092	150	8,1	17,1	124759,4	412953,6
0,5156	150	8,0	16,9	123369,4	408352,8
0,581	150	8,0	16,9	123091,3	407432,3
0,6548	150	8,0	16,8	122941,1	406935,0
BOUGHDAMA	Q (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	consommation anuelle (KWh)	Dépenses annuelles(DA)
0,1022	40	243,2	136,3	995024,8	3293532,2
0,1308	40	118,9	66,6	486437,3	1610107,3
0,1636	40	86,0	48,2	351968,0	1165014,1
0,2046	40	75,7	42,4	309832,2	1025544,6
0,2578	40	72,4	40,6	296375,1	981001,7
0,3274	40	71,4	40,0	292238,0	967307,8
0,4092	40	71,1	39,9	291079,0	963471,5

ANNEXE N°12 :

Tableau IV.19 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Dint	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,0735	1200	0,0888	554,06	59040,6336	723912,634
0,09	1200	0,0888	806,06	85893,7536	1053165,75
0,1022	1200	0,0888	1045,76	111436,186	1366348,19
0,1308	1200	0,0888	1710,8	182302,848	2235262,85
0,1636	1200	0,0888	2666,79	284173,142	3484321,14
0,2046	1200	0,0888	4151,4	442373,184	5424053,18
0,2578	1200	0,0888	6613,68	704753,741	8641169,74
Russe	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,09	2000	0,0888	806,06	143156,256	1755276,26
0,1022	2000	0,0888	1045,76	185726,976	2277246,98
0,1308	2000	0,0888	1710,8	303838,08	3725438,08
0,1636	2000	0,0888	2666,79	473621,904	5807201,9
0,2046	2000	0,0888	4151,4	737288,64	9040088,64
0,2578	2000	0,0888	6613,68	1174589,57	14401949,6
0,3274	2000	0,0888	10658,75	1892994	23210494
El hamel	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,0735	1000	0,0888	554,06	49200,528	603260,528

0,09	1000	0,0888	806,06	71578,128	877638,128
0,1022	1000	0,0888	1045,76	92863,488	1138623,49
0,1308	1000	0,0888	1710,8	151919,04	1862719,04
0,1636	1000	0,0888	2666,79	236810,952	2903600,95
0,2046	1000	0,0888	4151,4	368644,32	4520044,32
0,2578	1000	0,0888	6613,68	587294,784	7200974,78
El guettaf	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,09	1930	0,0888	806,06	138145,787	1693841,59
0,1022	1930	0,0888	1045,76	179226,532	2197543,33
0,1308	1930	0,0888	1710,8	293203,747	3595047,75
0,1636	1930	0,0888	2666,79	457045,137	5603949,84
0,2046	1930	0,0888	4151,4	711483,538	8723685,54
0,2578	1930	0,0888	6613,68	1133478,93	13897881,3
0,3274	1930	0,0888	10658,75	1826739,21	22398126,7
Chaallal	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,1022	1600	0,0888	1045,76	148581,581	1821797,58
0,1308	1600	0,0888	1710,8	243070,464	2980350,46
0,1636	1600	0,0888	2666,79	378897,523	4645761,52
0,2046	1600	0,0888	4151,4	589830,912	7232070,91
0,2578	1600	0,0888	6613,68	939671,654	11521559,7
0,3274	1600	0,0888	10658,75	1514395,2	18568395,2
0,4092	1600	0,0888	16654,31	2366244,36	29013140,4
hdjourat	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,09	2550	0,0888	806,06	182524,226	2237977,23
0,1022	2550	0,0888	1045,76	236801,894	2903489,89
0,1308	2550	0,0888	1710,8	387393,552	4749933,55
0,1636	2550	0,0888	2666,79	603867,928	7404182,43
0,2046	2550	0,0888	4151,4	940043,016	11526113
0,2578	2550	0,0888	6613,68	1497601,7	18362485,7
0,3274	2550	0,0888	10658,75	2413567,35	29593379,9
oued yat 1	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,09	1140	0,0888	806,06	81599,0659	1000507,47
0,1022	1140	0,0888	1045,76	105864,376	1298030,78
0,1308	1140	0,0888	1710,8	173187,706	2123499,71
0,1636	1140	0,0888	2666,79	269964,485	3310105,09
0,2046	1140	0,0888	4151,4	420254,525	5152850,52

0,2578	1140	0,0888	6613,68	669516,054	8209111,25
0,3274	1140	0,0888	10658,75	1079006,58	13229981,6
oued yat 2	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,1022	1600	0,0888	1045,76	148581,581	1821797,58
0,1308	1600	0,0888	1710,8	243070,464	2980350,46
0,1636	1600	0,0888	2666,79	378897,523	4645761,52
0,2046	1600	0,0888	4151,4	589830,912	7232070,91
0,2578	1600	0,0888	6613,68	939671,654	11521559,7
0,3274	1600	0,0888	10658,75	1514395,2	18568395,2
0,4092	1600	0,0888	16654,31	2366244,36	29013140,4
Forage F1 Tousnina	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,0735	1700	0,0888	554,06	83640,8976	1025542,9
0,09	1700	0,0888	806,06	121682,818	1491984,82
0,1022	1700	0,0888	1045,76	157867,93	1935659,93
0,1308	1700	0,0888	1710,8	258262,368	3166622,37
0,1636	1700	0,0888	2666,79	402578,618	4936121,62
0,2046	1700	0,0888	4151,4	626695,344	7684075,34
0,2578	1700	0,0888	6613,68	998401,133	12241657,1
Forage F2 Tousnina	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,0735	80	0,0888	554,06	3936,04224	48260,8422
0,09	80	0,0888	806,06	5726,25024	70211,0502
0,1022	80	0,0888	1045,76	7429,07904	91089,879
0,1308	80	0,0888	1710,8	12153,5232	149017,523
0,1636	80	0,0888	2666,79	18944,8762	232288,076
0,2046	80	0,0888	4151,4	29491,5456	361603,546
0,2578	80	0,0888	6613,68	46983,5827	576077,983
Forage F3Tousnina	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,0735	530	0,0888	554,06	26076,2798	319728,08
0,09	530	0,0888	806,06	37936,4078	465148,208
0,1022	530	0,0888	1045,76	49217,6486	603470,449
0,1308	530	0,0888	1710,8	80517,0912	987241,091
0,1636	530	0,0888	2666,79	125509,805	1538908,5
0,2046	530	0,0888	4151,4	195381,49	2395623,49
0,2578	530	0,0888	6613,68	311266,236	3816516,64
Forage F4 Tousnina	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement

					(DA)
0,1022	1051	0,0888	1045,76	97599,5259	1196693,29
0,1308	1051	0,0888	1710,8	159666,911	1957717,71
0,1636	1051	0,0888	2666,79	248888,311	3051684,6
0,2046	1051	0,0888	4151,4	387445,18	4750566,58
0,2578	1051	0,0888	6613,68	617246,818	7568224,5
0,3274	1051	0,0888	10658,75	994768,347	12197114,6
0,4092	1051	0,0888	16654,31	1554326,77	19058006,6
Forage F5 Tousnina	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,0735	39	0,0888	554,06	1918,82059	23527,1606
0,09	39	0,0888	806,06	2791,54699	34227,887
0,1022	39	0,0888	1045,76	3621,67603	44406,316
0,1308	39	0,0888	1710,8	5924,84256	72646,0426
0,1636	39	0,0888	2666,79	9235,62713	113240,437
0,2046	39	0,0888	4151,4	14377,1285	176281,728
0,2578	39	0,0888	6613,68	22904,4966	280838,017
Forage F6 Tousnina	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,09	1033	0,0888	806,06	73940,2062	906600,186
0,1022	1033	0,0888	1045,76	95927,9831	1176198,06
0,1308	1033	0,0888	1710,8	156932,368	1924188,77
0,1636	1033	0,0888	2666,79	244625,713	2999419,78
0,2046	1033	0,0888	4151,4	380809,583	4669205,78
0,2578	1033	0,0888	6613,68	606675,512	7438606,95
0,3274	1033	0,0888	10658,75	977731,401	11988220,2
SP Tousnina - SR	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	6830	0,0888	4151,4	2517840,71	30871902,7
0,2578	6830	0,0888	6613,68	4011223,37	49182657,8
0,3274	6830	0,0888	10658,75	6464574,51	79263837
0,4092	6830	0,0888	16654,31	10100905,6	123849843
0,5156	6830	0,0888	26435,09	16032987,8	196584653
0,581	6830	0,0888	33405	20260266,1	248416416
0,6548	6830	0,0888	46735,6908	28345383,4	347550152
SR -A	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	1266	0,0888	4151,4	466703,709	5722376,11
0,2578	1266	0,0888	6613,68	743515,197	9116434,08
0,3274	1266	0,0888	10658,75	1198265,2	14692242,7

0,4092	1266	0,0888	16654,31	1872290,85	22956647,3
0,5156	1266	0,0888	26435,09	2971853,97	36438677,9
0,581	1266	0,0888	33405	3755416,82	46046146,8
0,6548	1266	0,0888	46735,6908	5254063,75	64421448,3
A-R4	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	79,34	0,0888	4151,4	29248,2403	358620,316
0,2578	79,34	0,0888	6613,68	46595,9682	571325,339
0,3274	79,34	0,0888	10658,75	75095,072	920760,297
0,4092	79,34	0,0888	16654,31	117336,142	1438689,1
0,5156	79,34	0,0888	26435,09	186245,572	2283605,61
0,581	79,34	0,0888	33405	235351,32	2885704,02
0,6548	79,34	0,0888	46735,6908	329271,262	4037280,97
A-R5	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	100,87	0,0888	4151,4	37185,1526	455936,871
0,2578	100,87	0,0888	6613,68	59240,4249	726362,326
0,3274	100,87	0,0888	10658,75	95473,1524	1170621,26
0,4092	100,87	0,0888	16654,31	149176,918	1829097,17
0,5156	100,87	0,0888	26435,09	236785,869	2903293,4
0,581	100,87	0,0888	33405	299217,137	3668779,49
0,6548	100,87	0,0888	46735,6908	418623,547	5132852,68
SP AIN Gueramta -B	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	2013,25	0,0888	4151,4	742173,177	9099979,23
0,2578	2013,25	0,0888	6613,68	1182371,22	14497362,5
0,3274	2013,25	0,0888	10658,75	1905535,09	23364263,5
0,4092	2013,25	0,0888	16654,31	2977400,92	36506690,5
0,5156	2013,25	0,0888	26435,09	4725975,51	57946420,5
0,581	2013,25	0,0888	33405	5972032,32	73224648,6
0,6548	2013,25	0,0888	46735,6908	8355247,9	102445877
B-R1	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	34,94	0,0888	4151,4	12880,4325	157930,349
0,2578	34,94	0,0888	6613,68	20520,0798	251602,059
0,3274	34,94	0,0888	10658,75	33070,6052	405487,33
0,4092	34,94	0,0888	16654,31	51672,8613	633574,453
0,5156	34,94	0,0888	26435,09	82019,4136	1005661,46
0,581	34,94	0,0888	33405	103644,758	1270815,46
0,6548	34,94	0,0888	46735,6908	145005,519	1777950,56

B-R2	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,2046	76,86	0,0888	4151,4	28334,0024	347410,606
0,2578	76,86	0,0888	6613,68	45139,4771	553466,922
0,3274	76,86	0,0888	10658,75	72747,7594	891979,284
0,4092	76,86	0,0888	16654,31	113668,464	1393718,73
0,5156	76,86	0,0888	26435,09	180423,93	2212224,95
0,581	76,86	0,0888	33405	227994,737	2795503,04
0,6548	76,86	0,0888	46735,6908	318978,941	3911084,14
BOUGHDAMA	Lref (m)	Annuité	Prix du ml de conduite (DA)	Fam	frais d'investissement (DA)
0,1022	1087	0,0888	1045,76	100942,611	1237683,73
0,1308	1087	0,0888	1710,8	165135,996	2024775,6
0,1636	1087	0,0888	2666,79	257413,505	3156214,23
0,2046	1087	0,0888	4151,4	400716,376	4913288,18
0,2578	1087	0,0888	6613,68	638389,43	7827459,59
0,3274	1087	0,0888	10658,75	1028842,24	12614903,5
0,4092	1087	0,0888	16654,31	1607567,27	19710802,2

ANNEXE N°8 :

Tableau IV.20 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Dint(m)	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,09	1880297,43	723912,634	2604210,06
0,1022	687116,158	1053165,75	1740281,91
0,1308	380794,145	1366348,19	1747142,33
0,1636	146311,467	2235262,85	2381574,32
0,2046	85089,9597	3484321,14	3569411,1
0,2578	66119,4243	5424053,18	5490172,61
0,3274	60125,6446	8641169,74	8701295,39
Russe	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,09	3565540,41	1755276,26	5320816,67
0,1022	1941861,24	2277246,98	4219108,22
0,1308	698971,008	3725438,08	4424409,09
0,1636	374462,542	5807201,9	6181664,45
0,2046	273908,021	9040088,64	9313996,66
0,2578	242137,614	14401949,6	14644087,2
0,3274	232473,616	23210494	23442967,6
El hamel	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,0735	1815258,3	603260,528	2418518,83

0,09	634948,719	877638,128	1512586,85
0,1022	331931,218	1138623,49	1470554,71
0,1308	99978,0711	1862719,04	1962697,11
0,1636	39417,0031	2903600,95	2943017,96
0,2046	20651,1163	4520044,32	4540695,44
0,2578	14721,9958	7200974,78	7215696,78
El guettaf	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,09	3270967,29	1693841,59	4964808,88
0,1022	1704116,89	2197543,33	3901660,23
0,1308	504727,817	3595047,75	4099775,56
0,1636	191577,147	5603949,84	5795526,98
0,2046	94542,0354	8723685,54	8818227,57
0,2578	94542,0354	13897881,3	13992423,4
0,3274	54557,8338	22398126,7	22452684,5
Chaallal	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,1022	5857913,34	1821797,58	7679710,92
0,1308	1785210,62	2980350,46	4765561,08
0,1636	721861,276	4645761,52	5367622,8
0,2046	392364,224	7232070,91	7624435,14
0,2578	288258,952	11521559,7	11809818,6
0,3274	256591,963	18568395,2	18824987,2
0,4092	247810,409	29013140,4	29260950,8
Hdjourat	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,09	4347755,48	2237977,23	6585732,71
0,1022	2277564,54	2903489,89	5181054,43
0,1308	692879,489	4749933,55	5442813,04
0,1636	279131,195	7404182,43	7683313,62
0,2046	150924,182	11526113	11677037,2
0,2578	110416,912	18362485,7	18472902,6
0,3274	98095,3143	29593379,9	29691475,2
oued yat 1	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,09	2170866,34	1000507,47	3171373,81
0,1022	1612933,93	1298030,78	2910964,71
0,1308	1181902,34	2123499,71	3305402,04
0,1636	1067938,7	3310105,09	4378043,78
0,2046	1032228,3	5152850,52	6185078,83
0,2578	1020823,34	8209111,25	9229934,59
0,3274	1017317,09	13229981,6	14247298,7
oued yat 2	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,1022	3879695,16	1821797,58	5701492,74

0,1308	2073304,36	2980350,46	5053654,82
0,1636	1595699,3	4645761,52	6241460,82
0,2046	1446042,24	7232070,91	8678113,15
0,2578	1398245,69	11521559,7	12919805,3
0,3274	1383551,49	18568395,2	19951946,7
0,4092	1379434,98	29013140,4	30392575,3
Forage F1 Tousnina	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,0735	2617033,04	1025542,9	3642575,94
0,09	1455848,84	1491984,82	2947833,66
0,1022	1157741,35	1935659,93	3093401,28
0,1308	929546,702	3166622,37	4096169,07
0,1636	869966,948	4936121,62	5806088,57
0,2046	851505,138	7684075,34	8535580,48
0,2578	845672,091	12241657,1	13087329,2
Forage F2 Tousnina	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,0735	1051594,24	48260,8422	1099855,08
0,09	1004117,77	70211,0502	1074328,82
0,1022	991806,768	91089,879	1082896,65
0,1308	982295,882	149017,523	1131313,41
0,1636	979781,228	232288,076	1212069,3
0,2046	978993,264	361603,546	1340596,81
0,2578	978741,609	576077,983	1554819,59
Forage F3Tousnina	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,0735	1736426,7	319728,08	2056154,78
0,09	1297311,68	465148,208	1762459,89
0,1022	1183445,86	603470,449	1786916,31
0,1308	1095478,63	987241,091	2082719,72
0,1636	1072220,33	1538908,5	2611128,83
0,2046	1064932,36	2395623,49	3460555,85
0,2578	1062604,77	3816516,64	4879121,41
Forage F4 Tousnina	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,1022	4638539,22	1196693,29	5835232,51
0,1308	3010867,13	1957717,71	4968584,84
0,1636	2580514,83	3051684,6	5632199,43
0,2046	2445664,38	4750566,58	7196230,96
0,2578	2402596,67	7568224,5	9970821,17
0,3274	2389356,27	12197114,6	14586470,9
0,4092	2385647,04	19058006,6	21443653,6
Forage F5 Tousnina	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,0735	1542907,99	23527,1606	1566435,15

0,09	1419579,6	34227,887	1453807,49
0,1022	1387917,86	44406,316	1432324,17
0,1308	1363681,5	72646,0426	1436327,54
0,1636	1357353,58	113240,437	1470594,02
0,2046	1355392,77	176281,728	1531674,5
0,2578	1354773,25	280838,017	1635611,26
Forage F6 Tousnina	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,09	1975433,34	906600,186	2882033,53
0,1022	1581755,89	1176198,06	2757953,95
0,1308	1277619,73	1924188,77	3201808,5
0,1636	1197206,91	2999419,78	4196626,7
0,2046	1172009,64	4669205,78	5841215,42
0,2578	1163962,29	7438606,95	8602569,24
0,3274	1161488,28	11988220,2	13149708,4
SP Tousnina -SR	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,2046	23234798,3	30871902,7	54106701
0,2578	11490308,9	49182657,8	60672966,6
0,3274	7879673,86	79263837	87143510,9
0,4092	6868172,14	123849843	130718015
0,5156	6542845,85	196584653	203127498
0,581	6477751,66	248416416	254894168
0,6548	6442589,79	347550152	353992741
SR –A	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,2046	167325486	5722376,11	173047862
0,2578	57686628	9116434,08	66803062,1
0,3274	24336420	14692242,7	39028662,7
0,4092	15088093,3	22956647,3	38044740,6
0,5156	12141337,9	36438677,9	48580015,8
0,581	11556230,7	46046146,8	57602377,6
0,6548	11241636,3	64421448,3	75663084,6
A-R4	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,2046	10996585,6	358620,316	11355205,9
0,2578	4125537,42	571325,339	4696862,76
0,3274	2035485,68	920760,297	2956245,98
0,4092	1455894,65	1438689,1	2894583,75
0,5156	1271222,01	2283605,61	3554827,62
0,581	1234553,44	2885704,02	4120257,46
0,6548	1214837,86	4037280,97	5252118,83
A-R5	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)

0,2046	13657203,5	455936,871	14113140,3
0,2578	4921601,91	726362,326	5647964,23
0,3274	2264385,88	1170621,26	3435007,15
0,4092	1527514,86	1829097,17	3356612,03
0,5156	1292728,75	2903293,4	4196022,15
0,581	1246109,67	3668779,49	4914889,16
0,6548	1221044	5132852,68	6353896,68
SP AIN Gueramta – B	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,2046	10603886,6	9099979,23	19703865,9
0,2578	6253373,12	14497362,5	20750735,6
0,3274	4915884,89	23364263,5	28280148,4
0,4092	4541194,11	36506690,5	41047884,6
0,5156	4420683,43	57946420,5	62367103,9
0,581	4396570,58	73224648,6	77621219,1
0,6548	4383545,56	102445877	106829423
B-R1	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,2046	463777,456	157930,349	621707,805
0,2578	388274,194	251602,059	639876,253
0,3274	365062,055	405487,33	770549,385
0,4092	358559,288	633574,453	992133,74
0,5156	356467,822	1005661,46	1362129,28
0,581	356049,343	1270815,46	1626864,8
0,6548	355823,293	1777950,56	2133773,85
B-R2	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,2046	644409,449	347410,606	991820,055
0,2578	478319,559	553466,922	1031786,48
0,3274	427258,169	891979,284	1319237,45
0,4092	412953,57	1393718,73	1806672,3
0,5156	408352,824	2212224,95	2620577,77
0,581	407432,266	2795503,04	3202935,3
0,6548	406935,009	3911084,14	4318019,15
BOUGHDAMA	Fexp (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
0,1022	3293532,19	1237683,73	4531215,93
0,1308	1610107,3	2024775,6	3634882,9
0,1636	1165014,11	3156214,23	4321228,34
0,2046	1025544,61	4913288,18	5938832,78
0,2578	981001,699	7827459,59	8808461,29
0,3274	967307,773	12614903,5	13582211,3

ANNEXE N°9 :

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans les figures suivantes..

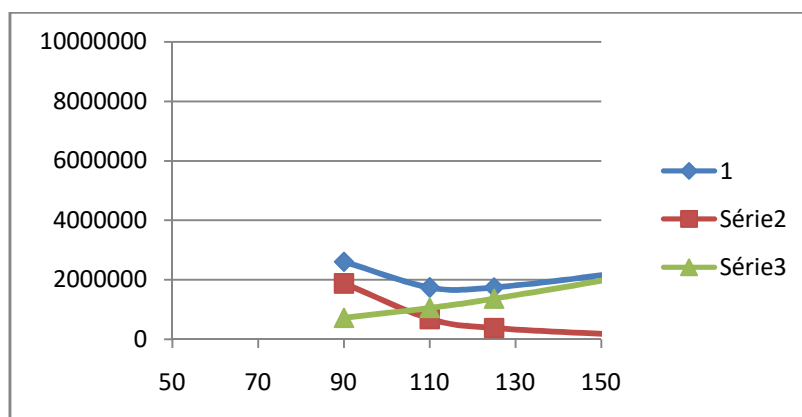


figure IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

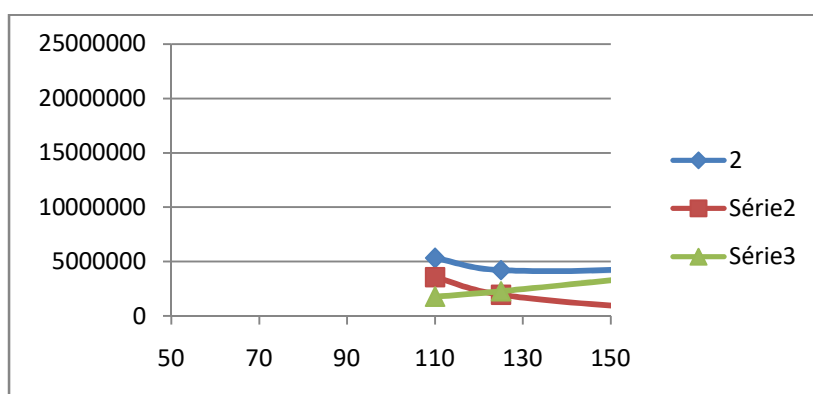


figure IV.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

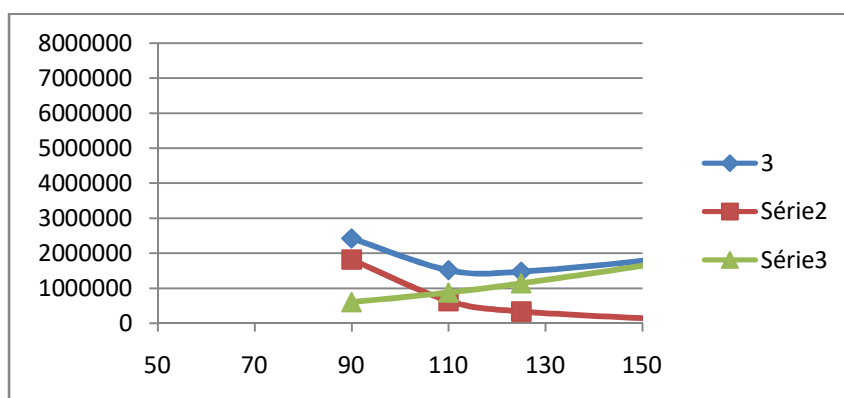


figure IV.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

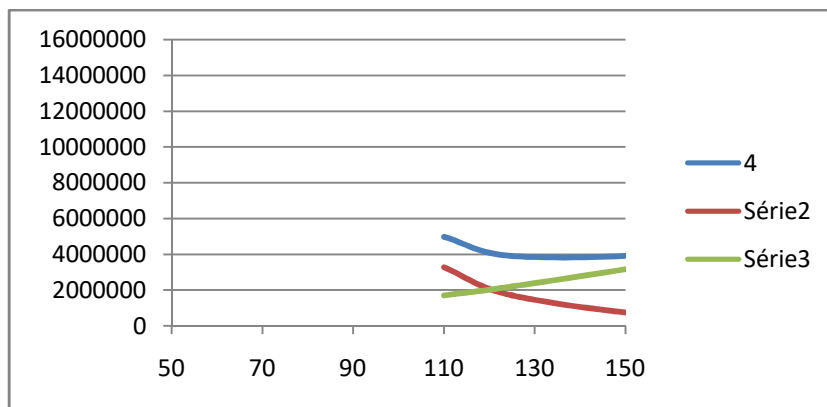


figure IV.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

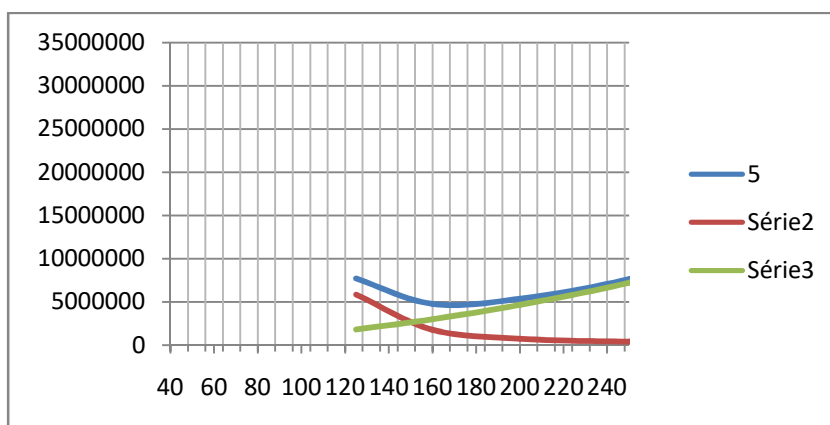


figure IV.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

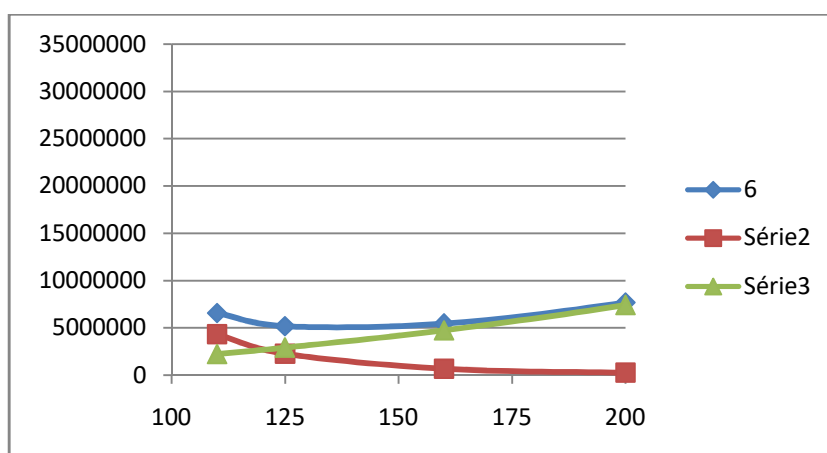


figure IV.13 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

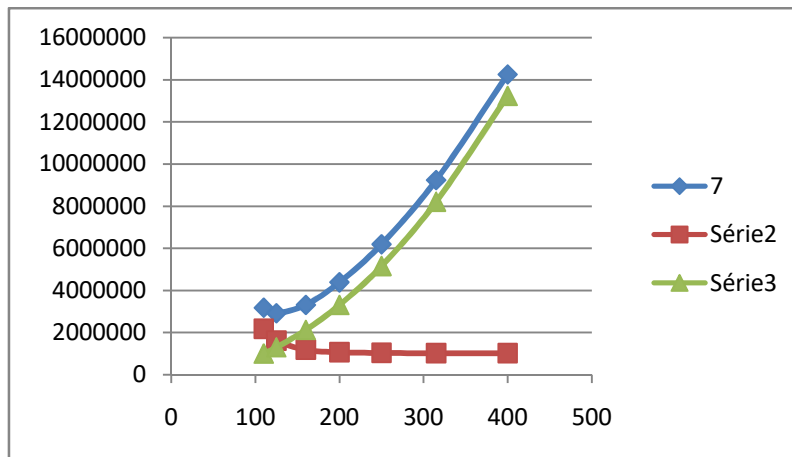


figure IV.14 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

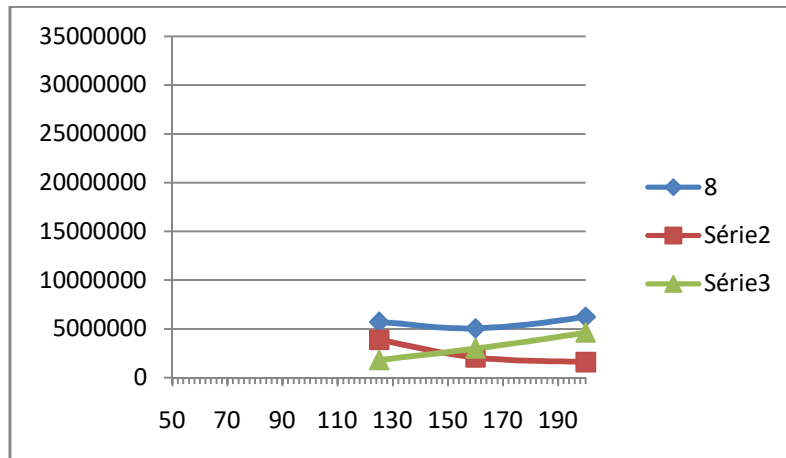


figure IV.15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

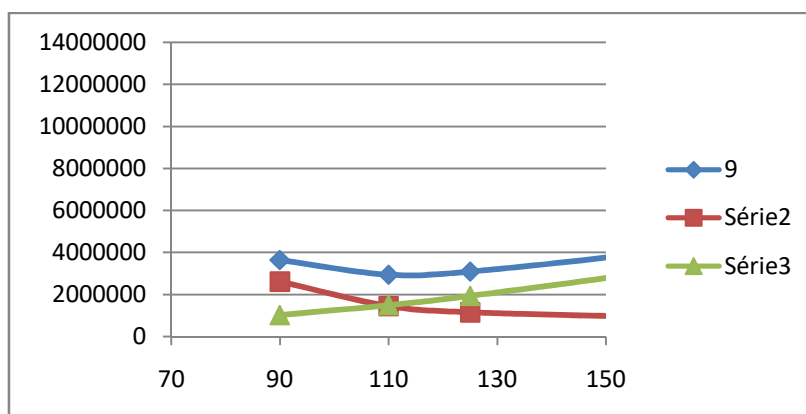


figure IV.16 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

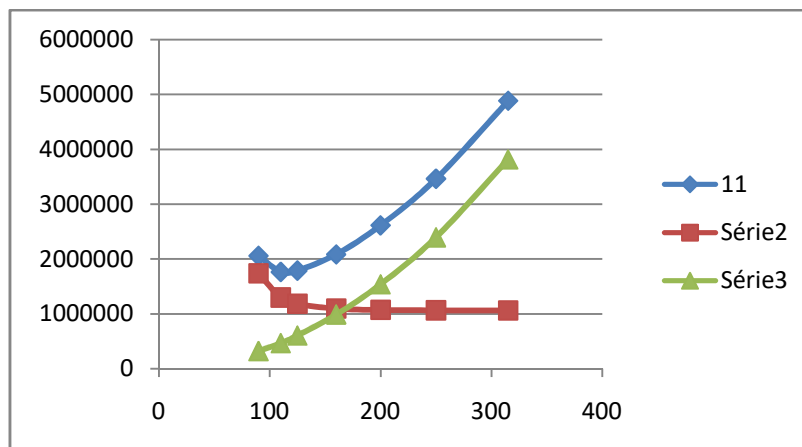


figure IV.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

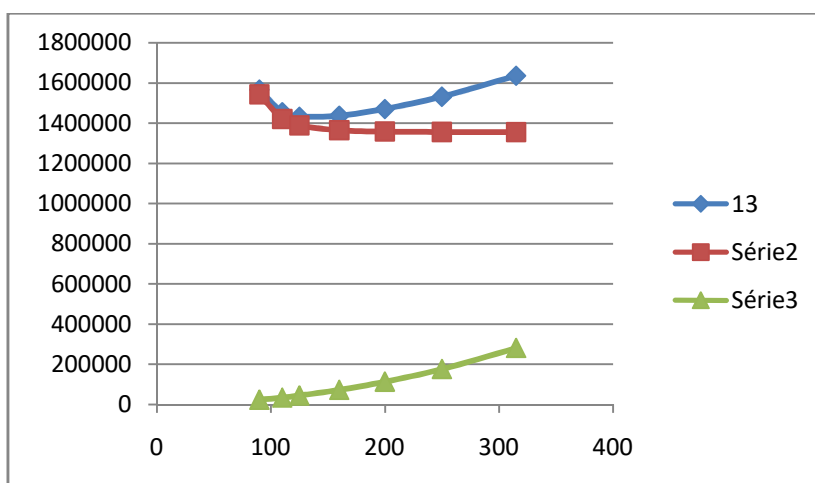


figure IV.18 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

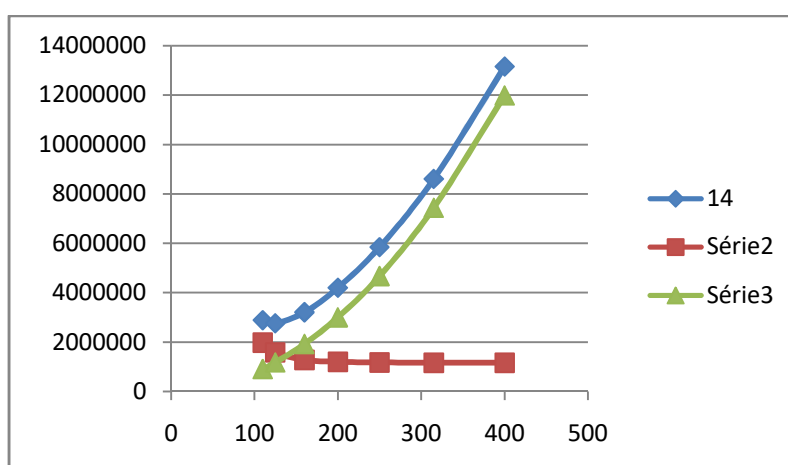


figure IV.19 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

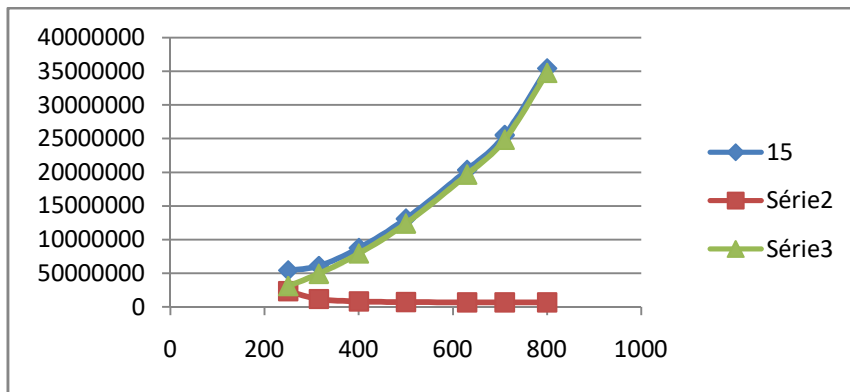


figure IV.20 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

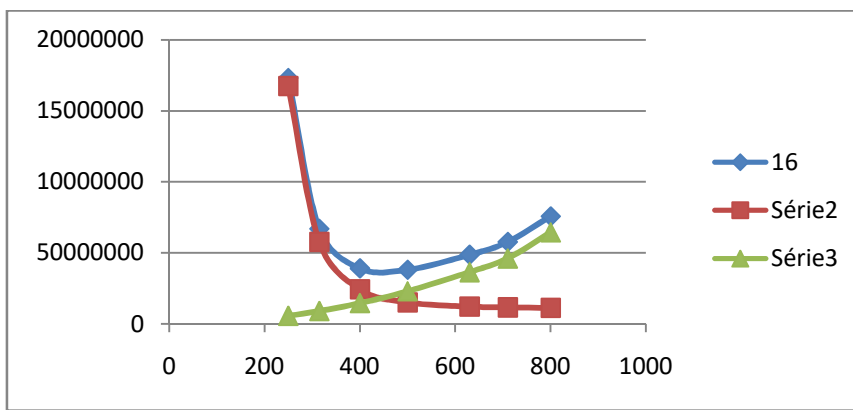


figure IV.21 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

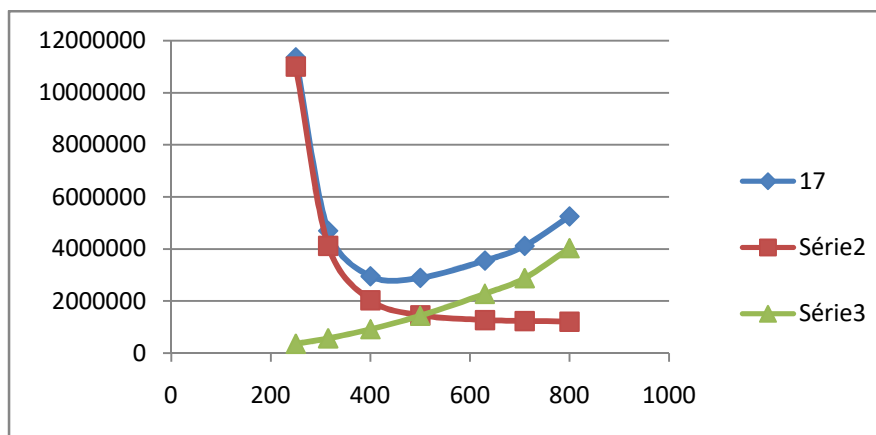


figure IV.22 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

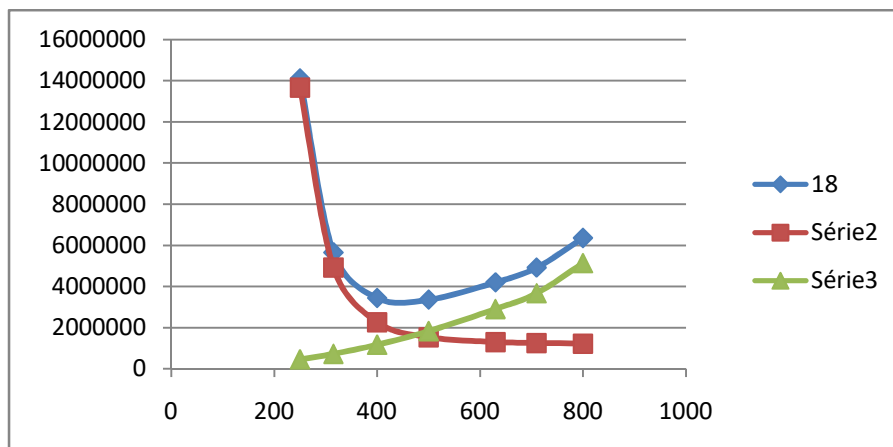


figure IV.23 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

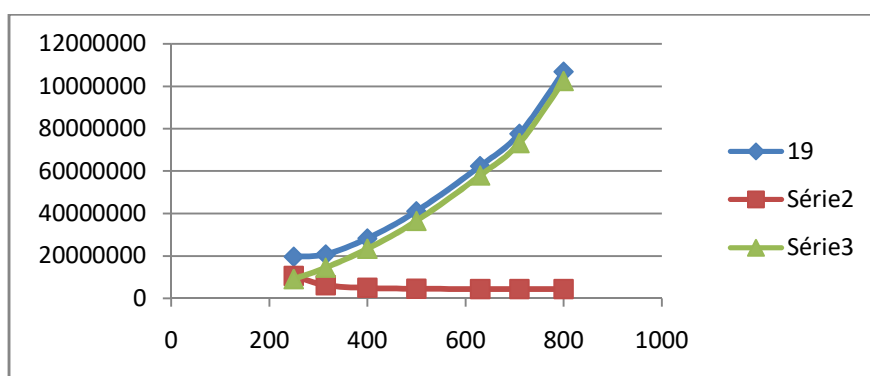


figure IV.24 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

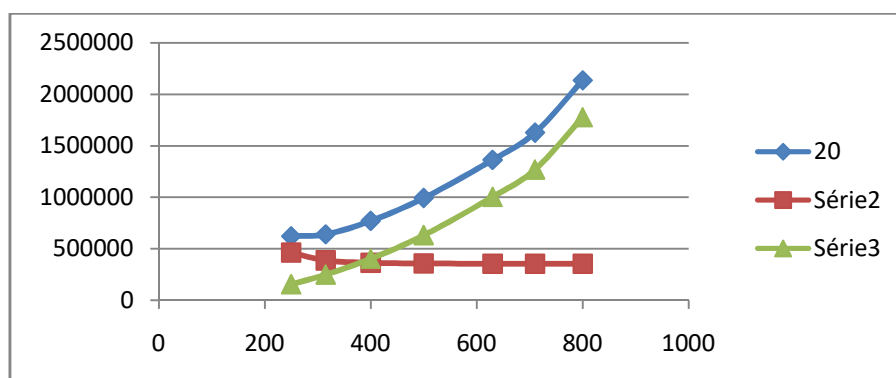


figure IV.25 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

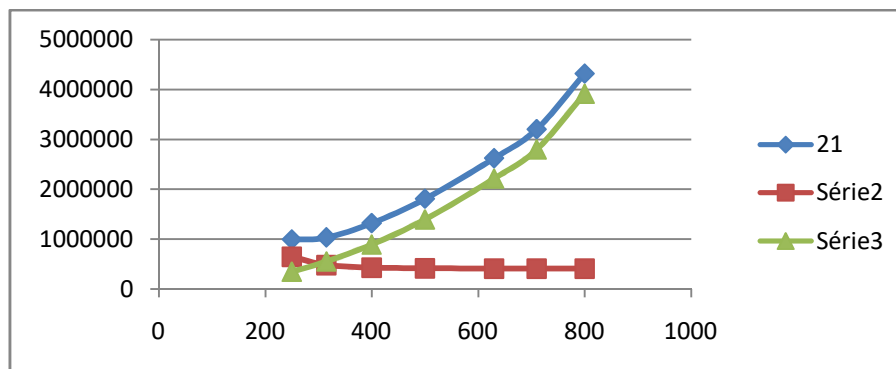


figure IV.26 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

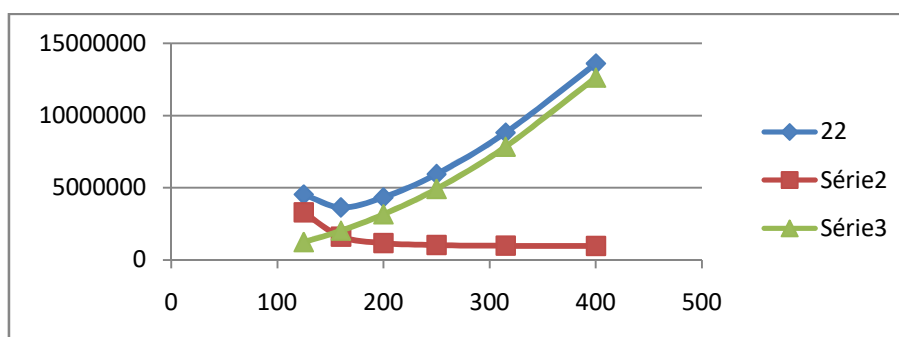


figure IV.27:

ANNEXE N°10 :



EURL SÉTIF PIPE TRANSFORMATION PLASTIQUE

LISTE DES PRIX PEHD

DN	PN 10 HT	PN 10 TTC	PN 16 HT	PN 16 TTC
20	28,60	34,03	39,00	46,41
25	39,00	46,41	54,60	64,97
32	57,20	68,07	84,50	100,56
40	80,60	95,91	110,50	131,50
50	118,30	140,78	172,12	204,82
63	192,40	228,96	273,00	324,87
75	273,00	324,87	380,38	452,65
90	379,60	451,72	554,06	659,33
110	553,86	659,09	806,06	959,21
125	706,61	840,86	1 045,76	1 244,45
160	1 157,70	1 377,66	1 710,80	2 035,85
200	1 807,44	2 150,85	2 666,79	3 173,48
250	2 812,65	3 347,05	4 151,40	4 940,17
315	4 485,20	5 337,38	6 613,68	7 870,28
400	7 215,74	8 586,72	10 658,75	12 683,91
500	11 295,74	13 441,92	16 654,31	19 818,62
630	17 922,93	21 328,29	26 435,09	31 457,75
710	22 695,00	27 007,05	33 405,00	39 751,95

ANNEXE N°11 :

• Dotation pour les équipements

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU 1			
OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Alimentation et besoins domestiques	60 à 100	Par habitant et par jour	Valeurs moyennes (1)
Alimentation, besoins domestiques et arrosage de jardin familial	100 à 150	Par habitant et par jour	Valeurs moyennes (le jardin correspond généralement à plusieurs personnes)
Alimentation, besoins domestiques, arrosage et services publics	150 à 200	Petite ville ou groupe important de logements par habitant et par jour	Pour industries et installations publiques telles que les fontaines, etc. ...
	200 à 250	Grande agglomération	Comprend petites industries et toutes installations publiques
	300 à 500	Grande ville	
Arrosage jardins et pelouses	6	Par mètre carré	Régions sèches (+ 50%) Régions humides (-50 %)
Lavage des cours	1,5 à 5	Par mètre carré	Suivant revêtement
Baignoire	200	Par personne pour un bain	Comprend le rinçage de l'appareil
Douche	25	Par personne pour une douche	Comprend le rinçage de l'appareil
W.C. à réservoir de chasse	10 à 12	Par opération de chasse	
Lavabo	10	Par personne et par jour	Pour toilettes seulement
Bidet - pédiluve	6	Par personne et par jour	
EVIER	30	Par personne et par jour	Pour cuisine et besoins domestiques
Nettoyage des marchés et charge de foire	5	Par mètre carré	Dans le cas de nettoyage mécanisé, voir le débit des engins utilisés
Nettoyage caniveaux,	25	Par mètre de caniveaux	
Lavoir public	1200	Par place et par jour	
Lavage de voitures automobiles	100 à 150	Par voiture	Si pompage de lavage, voir débit de l'appareil

(1). Ces valeurs sont des moyennes. Elles ne peuvent donc pas servir pour un petit nombre d'habitants (ex: villages) sans une étude soignée.

ANNEXE N°12 :

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU 2.

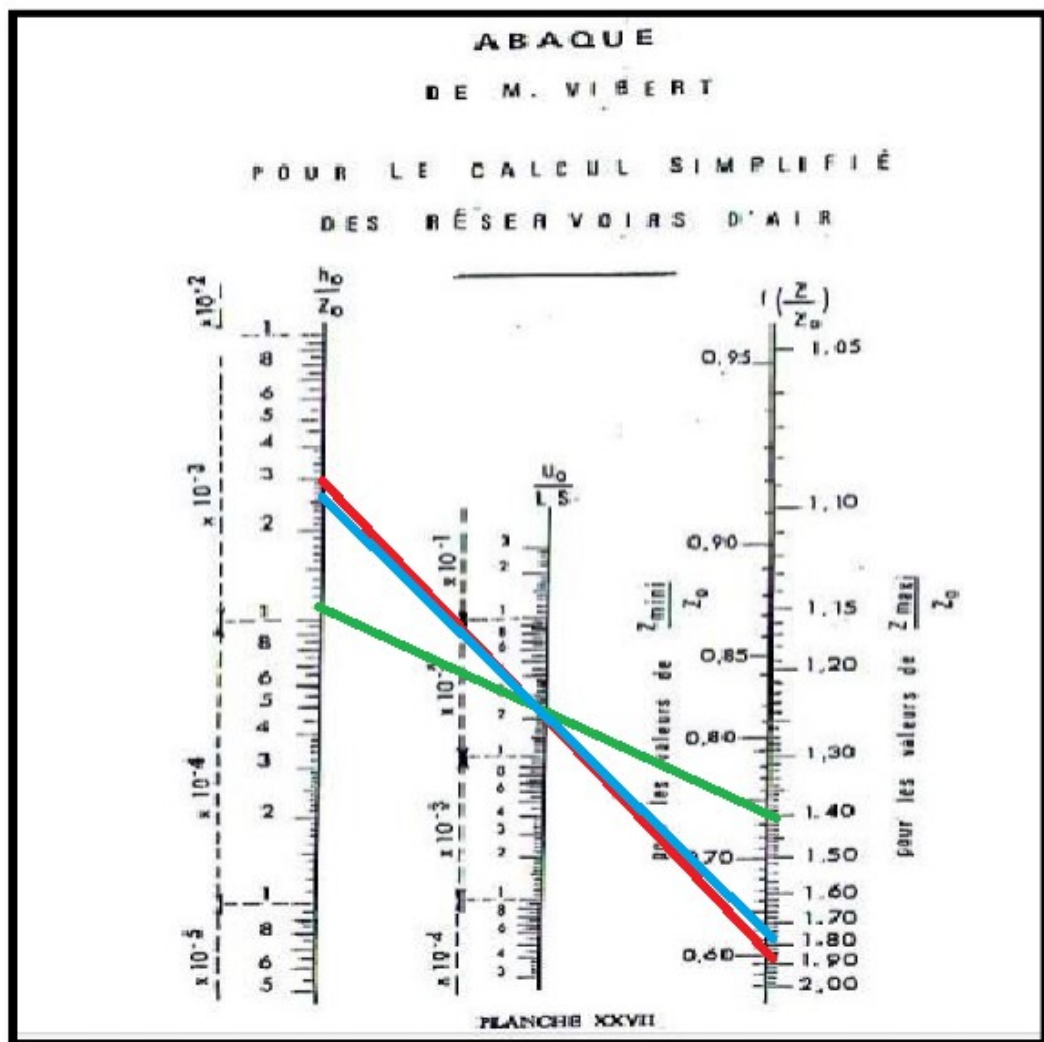
OBJET		EN LITRES	OBSERVATIONS
Hôpitaux	300 à 400	Par lit et par jour (1)	Compris toutes les personnes et services.
Caserne	50	Par personne et par jour	Lavage des armes et matériel non compris.
Hôtels (par chambre)	70 230	Sans bain Avec bain	Compris restaurant.
Écoles : Internat Demi-pension Externat	50 30 10	Par élève et par jour	Pour les écoles techniques, il faut majorer ces chiffres.
Bureaux	15	Par employé et par jour	
Cantines : 1 repas 2 repas 3 repas	10 20 25	Par rationnaire et par jour	1 repas = repas de midi 2 repas = repas de midi et du soir
Restaurants : 1 repas 2 repas 3 repas	20 35 45	Par personne et par jour	Pour les restaurants de luxe, on pourra majorer les chiffres.
Bétail : Cheval Bovide Mouton	50 50 5	Par animal et par jour	Pour les jeunes animaux, on adaptera 50% de ces chiffres.
Arrochage cultures maraîchères.	25	Par mètre carré et par jour	
Laiterie - Beurrerie - Fromagerie	5	Par litre de lait traité	Ces chiffres ne sont donnés qu'à titre indicatif : on adoptera de préférence les chiffres donnés par les utilisateurs (2).
sucrerie	100	Par kilo de sucre fabriqué	
garage	15	Par employé et par jour	Non compris lavage voiture.
Abattoirs petits bétail	200		
Abattoirs gros bétail	500	Par tête de bétail	

(1) : Pour les cliniques ou petits établissements, majorer en chiffre.

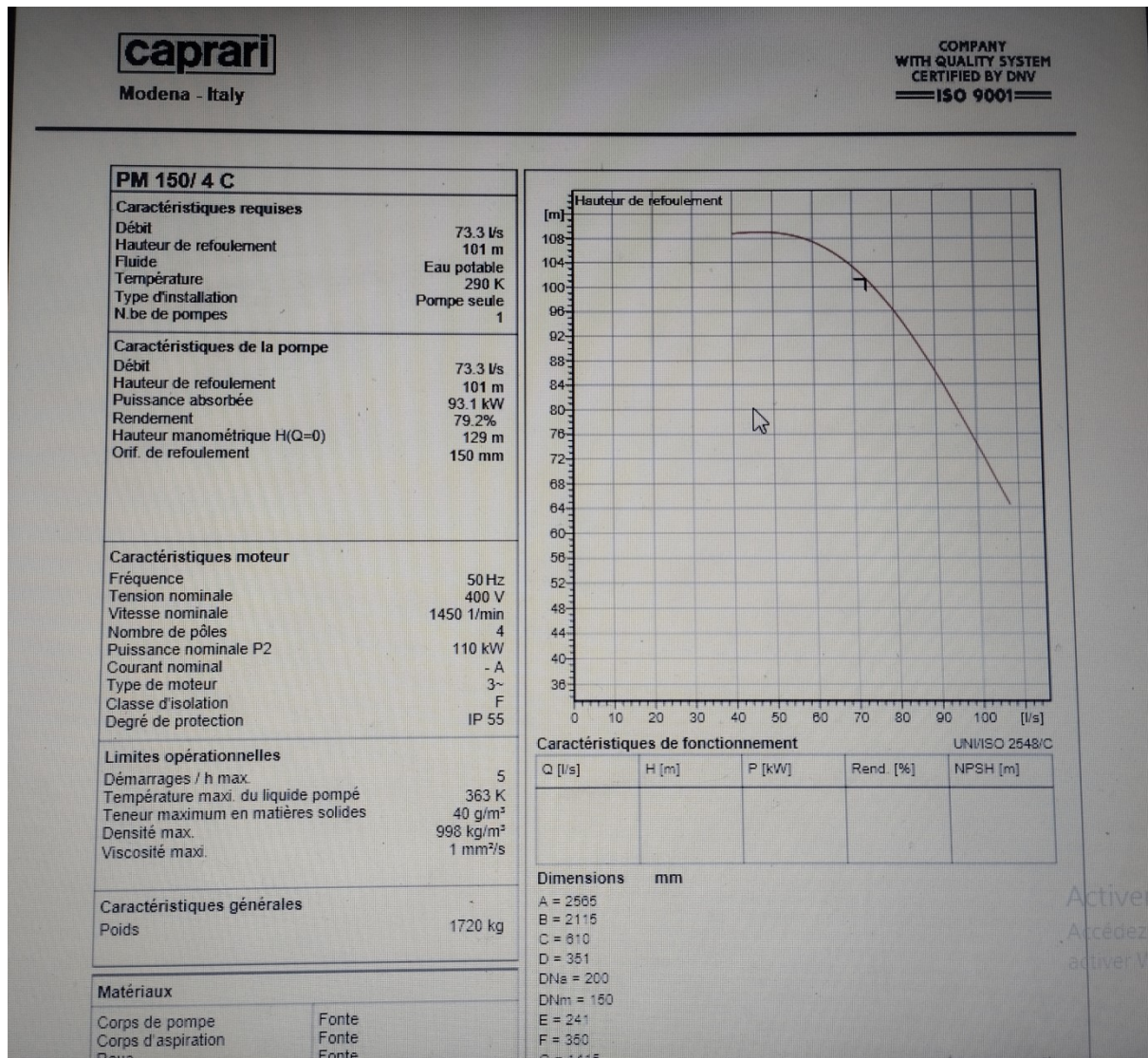
(2) : Les besoins industriels doivent être étudiés d'après les indications les utilisateurs.

ANNEXE N°13 :

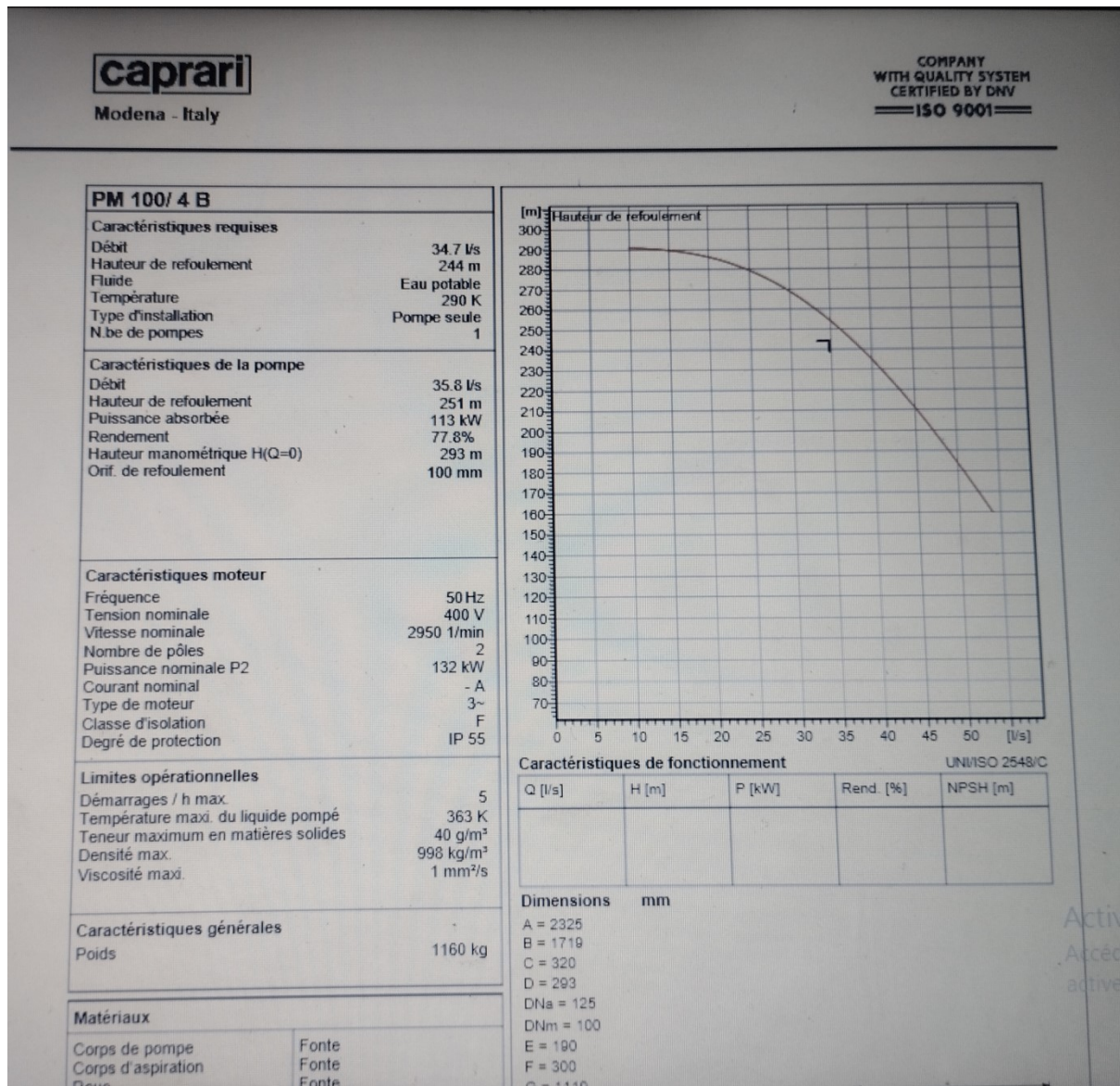
- Abaque de VIBERT :



ANNEXE N°14 :



ANNEXE N°15 :



ANNEXE N°16 :

