الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Étude du système d'alimentation en eau potable de la commune de Oued El Berdi , wilaya de Bouira.

Présenté par :
KALEM Adel

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms		Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL	Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR	Sabah	M.A.A	Examinateur
BOUNNAH	Younes	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI	Youcef	M.A.A	Examinateur
KAHLERRAS	Malika	M.C.B	Promotrice

Session juillet 2025

REMERCIMENT

En premier lieu, je remercie Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé le courage, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice, Madame KAHERRAS Malika, pour son soutien, ses conseils avisés et son accompagnement tout au long de l'élaboration et du suivi de mon projet de fin d'études.

J'adresse également mes vifs remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs observations et propositions constructives.

Mes sincères remerciements vont aussi à Monsieur KHEDIMALLAH Abderrahmen, Madame KADI Latifa, Madame MOKRANE Wahiba et Madame FERDJOUNI Nour El Houda pour leurs précieux conseils. J'exprime également ma reconnaissance à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je remercie tout particulièrement le corps professoral et administratif de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique pour la qualité et la richesse de l'enseignement dispensé, ainsi que pour les efforts constants déployés en vue d'assurer une formation complète et actualisée aux étudiants.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement toute l'équipe du BET EHE pour leur accueil et leur disponibilité, en particulier l'ingénieure Sara, pour ses nombreux conseils et son engagement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma chère mère et à mon père, qui ont toujours été présents pour moi, me guidant, m'encourageant et me soutenant dans toutes mes décisions. Je suis profondément conscient de la chance que j'ai de les avoir à mes côtés.

Je le dédie également à mes frères que j'aime tant : Khir Eddine, Mohamed, Yassine, Besma et Tesnim. Leur amour et leur présence ont été d'une importance capitale pour moi.

À mes grands-parents, je tiens à adresser un message de gratitude et d'amour, ainsi qu'à toute la famille Kalem et Khafi.

À ma chère tante Aïcha, que j'aime énormément, et à toute la famille Koudri, en particulier Abdelkarim et Mohamed, pour leurs encouragements constants tout au long de mon parcours.

Enfin, à mes amis : Momen, Flites, Zoubir, Brahim, Kais, Mino, Rayane, Amar, Sid Ali, Rafik. Je suis si heureux de vous avoir dans ma vie.

ملخص:

تتمحور هذه المذكرة حول دراســة تزويد قريتي فراكســة وأولاد علي التابعتين لبلدية وادي البردي بمياه الشــرب، مع الأخذ بعين الاعتبار الاحتياجات الحالية والمستقبلية للسكان في أفق سنة 2055 و يتمثل الهدف الرئيسي في تصميم نظام فعال لجلب وتوزيع المياه، قادر على ضمان تزويد مستمر، بضبيب كافٍ وضغط مناسب لجميع المستهلكين .تعتمد هذه الدراسة أساسًا على تصميم الشبكة ونمذجتها هيدروليكيًا، من أجل ضمان موثوقية وفعالية النظام المقترح. ويندرج هذا العمل في إطار مقاربة تنموية مستدامة تهدف إلى تحسين ظروف معيشة سكان المنطقة.

كلمات مقتاحية : واد البردي، المياه الصالحة للشرب، خزان المياه، نظام التوزيع، المضخات.

Résumé:

Ce mémoire porte sur l'étude de l'alimentation en eau potable des villages de Fraksa et Ouled Ali, relevant de la commune de Oued El Berdi, en tenant compte des besoins actuels et futurs de la population à l'horizon 2055. L'objectif principal est de concevoir un système efficace d'adduction et de distribution d'eau, capable de garantir un approvisionnement continu, avec un débit suffisant et une pression adéquate pour l'ensemble des consommateurs. L'étude repose essentiellement sur la conception du réseau et sa modélisation hydraulique, permettant d'assurer la fiabilité et la performance du système proposé. Ce travail s'inscrit dans une perspective de développement durable visant à améliorer les conditions de vie des habitants de la région.

Les mots-clés :Oued El Berdi, eau potable, réservoir d'eau, système de distribution, pompes.

Abstract :

This thesis focuses on the study of the potable water supply for the villages of Fraksa and Ouled Ali, located in the commune of Oued El Berdi, taking into account the current and future needs of the population by the year 2055. The main objective is to design an efficient water conveyance and distribution system capable of ensuring a continuous supply with adequate flow and pressure for all consumers. The study is primarily based on the design of the network and its hydraulic modeling, in order to ensure the reliability and performance of the proposed system. This work is part of a sustainable development approach aimed at improving the living conditions of the region's inhabitants.

keywords : Oued El Berdi / Drinking water / Water tank / Distribution system / Pump.

Table des matières

I. Présentation de la zone d'étude _____ 3
I.1 Introduction 3
I.2 Situation géographique 3
I.3 Situation topographique 3
I.4 Situation climatique 5
I.4.1. Température 5
I.4.2. Précipitation 5
I.5 Situation géologique 5
I.6 Sismicité 5
I.7 Situation hydraulique 6
I.7.1. généralité sur le barrage 6
I.8 Préparation des données 7
I.8.1. Définition de system d'information géographique 7
I.8.2. Importance de l'utilisation des systèmes d'information géographique (SIG) dans l'élaboration des plans 7
I.8.3. Présentation de logiciel QGIS 7
I.8.4. utilisation de QGIS pour la préparation de plan : 7
I.9 Conclusion 8

Chapitre 02

Evaluation des Besoins en eau de l`agglomération _____ 10
II.1 Introduction : 10
II.2 Évaluation de la population à l'horizon d'étude : 10
II.3 Évaluation des besoins moyens journaliers en eau à l'horizon 2055 10
II.3.1. Choix de dotation 10
II.3.2. Les besoins domestiques 11
II.3.3. Service public 11
II.3.4. Fuite et gaspillage 12
II.3.5. Incendie 12
II.3.6. Industriel 12
II.4 Récapitulation des besoins en eau 12
II.5 Variation de la consommation journalière 13

II.5.1. Consommation minimale journalière 13
II.5.2. Consommation maximale journalière 13
II.6 Variation de la consommation horaire 14
II.6.1. 1 er méthode 14
II.6.2. Consommation minimum horaire 14
II.6.2. 2 em méthode 15
II.7 Bilan ressources besoins 20
II.8 Conclusion 20

Chapitre 03

III. Diagnostic des réservoirs existants . _____ 22
III.1. Introduction 22
III.2. Fonctions des réservoirs 22
III.2.1. fonctions techniques 22
III.2.2. fonctions économiques 22
III.3. Le type des réservoirs 22
III.4. Equipement des réservoirs 23
III.4.1. Conduite d arrivé 23
III.4.2. Conduite de départ 23
III.4.3. Conduite de trop-plein 23
III.4.4. Conduite de vidange 23
III.4.5. Conduite by-pass 23
III.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :..... 23
III.5. Capacités des réservoirs 24
III.5.1. La méthode analytique 24
III.5.2. Méthode graphique 25
III.6. Dimensionnement des réservoirs 26
III.7. Diagnostique de réservoir existant 26
III.7.1. Zone de Fraksa 26
III.7.2. Zone Ouled Ali 27
III.8 Dimensionnement des réservoirs 28
III.8.1 Dimensionnement de réservoir du village de Fraksa 28
III.8.2 Dimensionnement de réservoir du village de Ouled Ali 30
III.9 Conclusion 31

Chapitre 04

IV Etude d'adduction _____ 33

IV.1 Introduction : 33
IV.2 Type d'adduction 33
IV.3 Quelques notions sur l'adduction par refoulement 34
IV.3.1 Critères de choix du tracé 34
IV.3.2 Profil en longe 34
IV.4 Principe de dimensionnement de l'adduction par refoulement 34
IV.4.1 Formule empirique 34
IV.5 Etude technico économique 34
IV.5.1 Frais d'amortissement 34
IV.5.2 Les frais d'exploitation 35
IV.6 Dimensionnement de l adduction par refoulement 36
IV.6.1 Étude technique et économique pour les deux villages 36
IV.7 Etude de pompage 40
IV.8 Choix du type de pompe..... 40
IV.9 Choix du nombre de pompe 40
IV.10 L'étude de fonctionnement 41
IV.11 Plage de bon fonctionnement 41
IV.12 Protection des conduites contre le coup de bélier 44
IV.12.1. Définition 44
IV.12.2 Les couse de coup de bélier 44
IV.12.3. surpression 44
IV.12.4. Dépression 44
IV.13. Moyens de protection contre le coup de bélier 45
IV.14. Calcul du coup de bélier 45
IV.14.1. Interprétation des résultats 46
IV.15. Dimensionnement des réservoirs d'air 46
IV.16. Application 47
IV.16.1. Village de Fraksa..... 47
IV.16.2. Village de Ouled ali 48
IV.17. Conclusion 49

Chapitre 05

Etude de réseau de distribution _____ 51
V.1. Introduction : 51
V.2. Type de réseau choisi : 51
V.3. Principe de tracer de réseau :..... 51

V.4. Choix du type des conduites : 51
V.5. Calcul hydraulique du réseau : 52
V.5.1. Détermination des débits 52
V.6. Dimensionnement de réseau : 57
V.7. Résultats de la simulation hydraulique du réseau :..... 57
V.7.1. Cas de pointe : 58
V.7.2. réservoir brise-charge : 65
V.7.3. cas de pointe plus incendie 66
V.8. Conclusion :..... 70

Chapitre 06

VI Accessoires et pose de canalisation _____ 72
VI.1. Introduction 72
VI.2. Accessoires 72
VI.2.1. Organes de sectionnement 72
VI.2.2. organes de protection 72
VI.2.3. Organes d'incendie 73
VI.2.4. organes de régulation 73
VI.2.5. organes de branchement 73
VI.2.6. Organes de mesure..... 73
VI.3. Pose de canalisation 74
VI.4. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire 74
VI.4.1. Réalisation des fouilles..... 74
VI.5. Technique de soudage 75
VI.5.1. Soudage bout à bout 75
VI.5.2. soudage par électrofusion..... 75
VI.6. Stabilisation des Coudes de Canalisation..... 75
VI.7. conclusion 75

Chapitre 06

VII Devis quantitatif et estimatif _____ 77
VII.1. Introduction..... 77
VII.2. Pose des canalisation :..... 77
VII.2.1. Décapage de la couche végétale..... 77
VII.2.2. Réalisation des fouilles..... 77
VII.2.3. Pose du lit de sable..... 77
VII.2.4. Volume du remblai 78

VII.2.5. grillage avertisseur 78
VII.3. Choix des engins : 78
VII.4. Devis estimatif 81
VII.5. Planification des travaux : 82
VII.5.1. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) : 82
VII.6. Conclusion : 84
Conclusion générale _____ 85

Liste des tableaux :

Tableau I-1: Les températures moyennes de la période (2000-2010) en °C. 5
Tableau I-2: l Répartition des précipitations moyennes mensuelles (mm) de la région de Bouira période (2000-2010). 5
Tableau II-1: Estimation de la population future. 10
Tableau II-3: Estimation de la consommation domestique à court et à long terme. 11
Tableau II-4: Estimation de la consommation des services publics sur l'horizon d'étude. 11
Tableau II-5 : Consommation moyenne journalière d'eau industrielle par village. 12
Tableau II-6: Récapitulation des besoins en eau de chaque village à court terme. 12
Tableau II-7 : Récapitulation des besoins en eau de chaque village à long terme. 13
Tableau II-8: Consommation journalière maximale et minimale à court terme. 13
Tableau II-9 : Consommation journalière maximale et minimale à long terme. 14
Tableau II-10 : βmax en fonction du nombre d'habitants. 14
Tableau II-11: Les valeurs de βmin. 15
Tableau II-12 : Débits maximaux et minimum horaire de chaque village a coure terme 15
Tableau II-13 : Débits maximaux et minimum horaire de chaque village a longe terme 15
Tableau II-14 : Variation des débits horaire du village de Fraksa 16
Tableau II-15: Variation des débits horaire du village de Ouled Ali 18
Tableau II-16: Bilan des ressources disponibles en eau et besoins en eau. 20
Tableau III-1 : caractéristiques des réservoirs existante 26
Tableau III-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir du village de Fraksa 28
Tableau III-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir du village Oulad Ali 30
Tableau IV-1: Caractéristiques des tronçons d'adduction. 36
Tableau IV-2: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre du village Fraksa 37
Tableau IV-3 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre du village de Fraksa. 37
Tableau IV-4: Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de village Fraksa. 37
Tableau IV-4: Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de village Fraksa. 38
Tableau IV-6 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre du village Ouled Ali. 39
Tableau IV-7: Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) du village Ouled Ali 39
Tableau IV-8 : Les variantes pour le choix de la pompe du village Fraksa. 40
Tableau IV-9 : les variantes pour le choix de la pompe du village Ouled Ali. 41
Tableau IV-11 : Courbe caractéristique conduite de refoulement et pompe du village Ouled Ali. 42
Tableau IV-12 : Calcul de la célérité de l'onde et de la valeur du coup de bélier pour chaque tronçon d'adduction. 46
Tableau IV-13 : Tableau du profil en long absolu du village Fraksa 48
Tableau IV-14 : Tableau du profil en long absolu du village Fraksa 48
Tableau V-1 : les débits spécifique pour les deux village 52
Tableau V-2 : calcul des débits nodaux du village Fraksa 53
Tableau V-3: calcul des débits nodaux du village Fraksa (suite). 54
Tableau V- 4: calcul des débits nodaux du village Fraksa (suite). 55
Tableau V-5 : calcul des débits nodaux du village Ouled Ali 55
Tableau V-5 : calcul des débits nodaux du village Ouled Ali (suite). 56

Tableau.V-6 : Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Fraksa 59
Tableau V-7 : Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Fraksa.(suite). 60
Tableau V-8 : Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe) village de Fraksa. 60
Tableau V-9: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe) village de Fraksa (suite). 61
Tableau V-10: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Ouled Ali . 63
Tableau V-11: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Ouled Ali (suite)..... 64
Tableau V-12: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe)du village Ouled Ali 64
Tableau V-13: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe)du village Ouled Ali (suite). 65
Tableau V-14: emplacement des rédacteur de pression 65
Tableau.V-15: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+ incendié)du village Fraksa 67
Tableau.V-16: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+ incendié) du village Fraksa (suite). 68
Tableau V-17: Caractéristique hydraulique et géométrique des. tronçons (cas de pointe+ incendie) du village fraksa 68
Tableau V-18: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe+ incendie) du village fraksa i (suite). 69
Tableau VII-1 : Calcul des différents volumes de terrassement du village de Fraksa 79
Tableau VII-2 : Calcul des différents volumes de terrassement du village Ouled Ali 79
Tableau VII-3: le montant totale des conduites du village de Fraksa 80
Tableau VII-4: le montant totale des conduites du village de Ouled Ali 80
Tableau VII-5 : Coût total des travaux du village Fraksa. 81
Tableau VII-6 : Coût total des travaux du village Ouled Ali. 81
Tableau VII.7 : les principales opérations à exécuter avec leurs durées. 82
Tableau VII.8 : Opération des travaux (précède, succède). 83
Tableau VII.9: Planification selon la méthode GANTI. 83

Liste des figures

Figure I-1: Situation géographique et topographique de la commune du Oued el berdi. 4
Figure I-2 : carte des zones sismiques en Algérie. 6
Figure II-1 : Graphique de la consommation horaire du village de Fraksa. 17
Figure II-2: Courbe de la consommation intégrale du village de Fraksa. 17
Figure II-3: Graphique de la consommation horaire du village de Ouled Ali 19
Figure II-4: Courbe de la consommation intégrale du village de Ouled Ali. 19
Figure III-1 : By-pass entre adduction et distribution. 23
Figure III-2 : système à deux prises. 24
Figure III-3 : système à siphon 24
Figure III-4 : détermination graphique du volume de réservoir 25
Figure III-5 : Vue générale sur le réservoir R500m3 26
Figure III-6: Porte de chambre de départ démontée. 26
Figure III-7 : Vue générale sur le réservoir R1000 m3 27
Figure III-8 : 02 Vannes sot corrodes 27
Figure III- 9 :Vannes sot corrodés 27
Figure III-10: conduite de vidange complètement corrodée 27
Figure IV-1: vu représentatif de tracer d'adduction 31
Figure IV-2 : Courbe d'optimisation du village Fraksa 38
Figure IV-3 : Courbe d'optimisation du village Ouled Ali 39
Figure IV-4 : Point de fonctionnement de la pompe du village Fraksa 42
Figure IV-6 : Point de fonctionnement de la pompe du village Ouled Ali 43
Figure IV-7 : Schéma du réseau d'adduction simulé sur EPANET du village du Fraksa .. 43
Figure IV-8 : Schéma du réseau d'adduction simulé sur EPANET du village Ouled Ali 44
Figure V-1 : résultat de la simulation pour le cas de pointe du village de Fraksa 58
Figure V-2 : résultat de la simulation pour le cas de pointe du village de Ouled Ali 62
Figure V-3: résultat de la simulation pour le cas de (pointe+ incendié) du village Fraksa 66
Figure V- 4: résultat de la simulation pour le cas de (pointe+ incendié) du village Ouled a li 69
Figure V- 5: résultat de la simulation pour le cas de (pointe+ incendié) du village Ouled Ali 70
Figure VI-1 : Pose de canalisation en pente 74
30Figure VI-2 : quelques types de butées. 75
Figure VII -2 : quelques types de butées. 78
Figure VII.2 : Réseaux à nœuds et le calcul du temps de réalisation. 83

Introduction général

L'Algérie, comme de nombreux pays en développement, a connu ces dernières années une croissance démographique importante, stimulée par la stabilité relative de certaines régions et l'évolution des modes de vie. Cette dynamique a entraîné l'apparition de nouveaux défis, en particulier en ce qui concerne l'accès aux ressources fondamentales telles que l'eau potable. d'un système d'alimentation en eau potable destiné aux villages de Fraksa et Ouled Ali, situés dans la commune de Oued El Berdi, wilaya de Bouira. Ce réseau sera alimenté à partir du barrage de Tilesdit, a pour objectif de répondre durablement aux besoins en eau de la population, et mettre en place un système fiable, assurant un approvisionnement continu en eau potable à une pression adéquate jusqu'à l'horizon 2055.

En l'absence du plan de masse de la zone d'étude, nous avons eu recours aux Systèmes d'Information Géographique (SIG) pour l'élaborer, ces outils étant essentiels pour la collecte, le stockage et l'analyse des données géoréférencées. Cette approche a permis de modéliser et d'analyser la réalité géographique de manière précise.

En l'absence du plan de masse de la zone d'étude, nous avons eu recours aux Systèmes d'Information Géographique (SIG). Ces outils se sont révélés indispensables pour la collecte, le stockage et l'analyse des données géoréférencées, permettant ainsi de modéliser la réalité géographique de manière précise et efficace.

À cet égard , il intègre le dimensionnement des conduites d'adduction et de distribution, ainsi que la construction de réservoirs permettant d'équilibrer les pressions, de couvrir les pointes de consommation, et de garantir la bon fonctionnement du réseau en cas d'incendie.

Une attention particulière sera portée à la station de pompage, notamment au choix optimal des pompes en fonction des exigences hydrauliques du système, ainsi qu'à la mise en place d'une protection contre le coup de bélier afin d'assurer la sécurité et la durabilité des installations.

Enfin, la dernière partie du mémoire sera consacrée à l'organisation du chantier. Elle détaillera les différentes étapes nécessaires à la réalisation du projet, depuis la planification jusqu'à l'exécution, avant de conclure par une conclusion générale des résultats .

Chapitre 01
Présentation de la zone d’étude

I. Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction:

Pour dimensionner un réseau de distribution d'eau potable, il est essentiel de collecter des informations fiables sur la zone d'étude. Cette analyse couvre plusieurs aspects : géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques. Une étude de site préalable est indispensable pour comprendre les caractéristiques du terrain et les facteurs influençant le projet, tels que la géologie, la topographie, les données démographiques et les conditions climatiques. Ces informations permettent de prendre des décisions techniques éclairées, comme le choix des matériaux, des engins et des méthodes de construction. Une étude approfondie garantit ainsi la faisabilité, l'efficacité et la durabilité du projet d'alimentation en eau potable.

I.2.Situation géographique :

La commune de Oued El Berdi est située dans la daïra d'El Hachimia, elle-même rattachée à la wilaya de Bouira, en Algérie. Elle se trouve dans la région montagneuse de la Kabylie, au nord du pays. La commune est située à environ 40 km au sud de Bouira, chef-lieu de la wilaya, et à 131 km au sud-est d'Alger, la capitale du pays.

Sa limite géographique se présente comme suit :

- situation géographique:

Latitude: 36°17'20" Nord.

Longitude: 3°55'08" Est.

Superficie : Environ 113 km²

- Localisation et accès

Oued El Berdi se trouve au sud de la ville de Bouira, le chef-lieu de la wilaya. Elle est traversée par plusieurs routes locales permettant de relier les communes voisines.

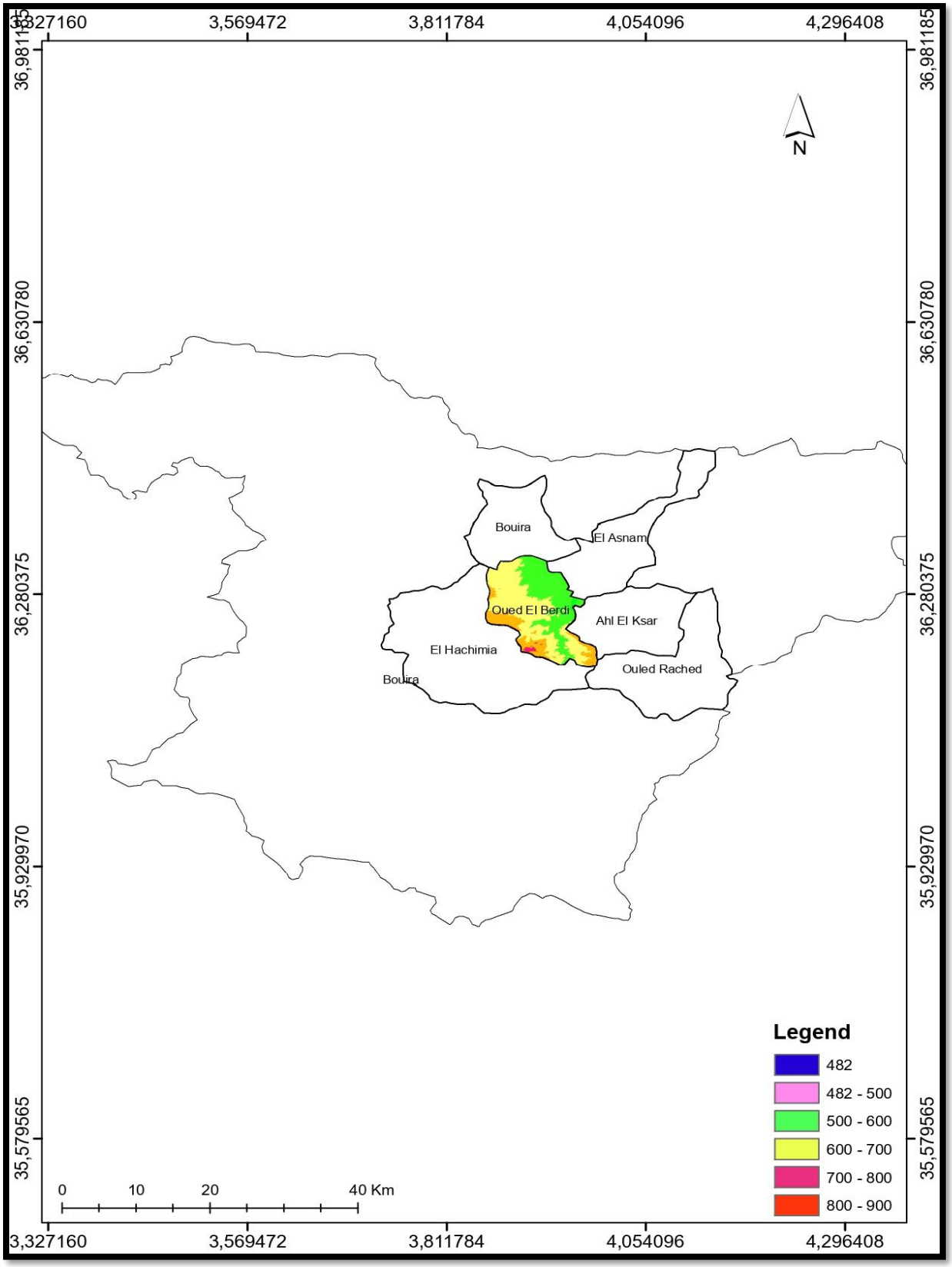
- Communes et localités voisines :

La commune de Oued El Berdi est délimitée géographiquement par plusieurs localités : elle est bordée au nord par la ville de Bouira, à l'est par les communes d'El Asnam et Ahl El Ksar, à l'ouest par El Hachimia, et au sud par les communes d'El Hachimia et Ouled Rached.

I.3.Situation topographique :

Oued El Berdi présente une topographie variée, caractérisée par un relief modéré composé de collines, de plaines et de vallées. Son altitude varie entre 500 et 800 mètres au-dessus du niveau de la mer.

Le terrain est principalement ondulé, avec des zones de plateaux et des vallées fertiles, favorables à l'agriculture. La région est traversée par plusieurs cours d'eau saisonniers, dont l'Oued El Berdi.



(Arc GIS 2025)

Figure I-1: Situation géographique et topographique de la commune du Oued el berdi.

I.4.Situation climatique :

Oued El Berdi connaît un climat méditerranéen semi-continental. Les hivers sont froids et humides, avec des températures pouvant chuter sous 0°C, occasionnant gel et parfois de légères chutes de neige. Les étés, à l'inverse, sont chauds et secs, souvent au-delà de 35°C. La pluviométrie annuelle varie de 400 à 700 mm, concentrée entre novembre et avril .

Les tableaux ci-dessous illustrent les variations de température et de précipitations enregistrées dans la commune.

I.4.1. Température

Tableau I-1: Les températures moyennes de la période (2000-2010) en °C.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T_{min}°C	0.9	-1.2	0.8	5.5	5.1	8	14.8	17	14	7.3	5.1	-0.4
T_{max}°C	20.5	22	21.6	28.3	33.5	39	40.2	40	36.5	33.3	25.5	18
T_{moy}°C	10.7	10.4	11.2	16.9	19.3	23.5	27.5	28.5	25.2	20.3	15.3	8.8

(Source ANRH)

I.4.2. Précipitation

Tableau I-2: l Répartition des précipitations moyennes mensuelles (mm) de la région de Bouira période (2000-2010).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P_{moy} (mm)	33.2	58.3	106.6	102.5	88.4	61.7	57.7	42.9	32	2.3	1.8	10.4

(Source ANRH)

I.5.Situation géologique :

Substrats Géologiques du Bouira : La wilaya de Bouira repose sur des formations géologiques stratifiées diverses. La partie nord est dominée par des poudingues. Au sud, on trouve des marnes schisteuses intercalées de calcaires marneux, d'argiles et de quartzites, qui caractérisent le centre de la région.

Caractéristiques Géologiques du Oued El Berdi : Une étude des sols entourant la zone industrielle d'Oued El Berdi a montré un terrain plat à légèrement vallonné, à dominance argileuse, avec un pH allant de 7,5 à 8,5 (alcalin). Les teneurs en carbonate de calcium sont très variables. Certains sols sont classés comme sols méditerranéens.

I.6.Sismicité :

Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) a défini un zonage sismique actualisé du territoire national, réparti en cinq niveaux de sismicité croissante.

- La Zone 0 correspond à une sismicité négligeable ;
- la Zone I présente une activité faible ;
- Les Zones II a et II b sont caractérisées par une sismicité moyenne ;
- la Zone III est la plus exposée, avec une activité sismique élevée.

Selon cette classification, la zone d'étude appartient à la zone sismique 3, englobant l'Atlas

tellien et ses environs. Cette région se caractérise par une activité sismique modérée et des terrains à sismicité moyenne.

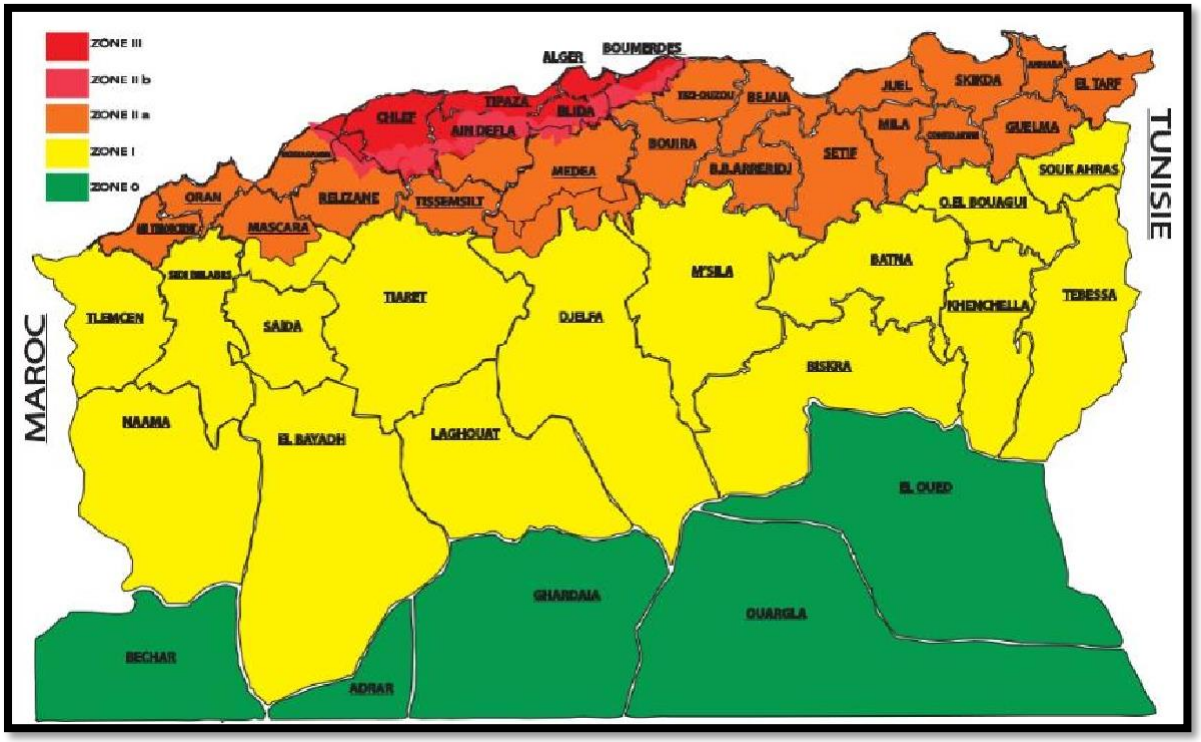


Figure I.2 : carte des zones sismiques en Algérie.

I.7.Situation hydraulique :

L'approvisionnement en eau potable de la commune repose sur des ressources superficielles. L'ensemble du volume d'eau distribué, d'origine superficielle, est acheminé depuis la station de pompage SP1, située à la station de traitement du barrage Tilesdit, jusqu'au réservoir (2 × 2500 m³) de Matmora, avant d'être redistribué vers les différents villages de la commune.

I.7.1. généralité sur le barrage :

Le barrage de Tilesdit est implanté sur l'Oued Eddous, au nord de l'Algérie, à 18 km à l'est de la ville de Bouira. Ce barrage a été mis en service à la fin de l'année 2005. Sa retenue a une capacité totale maximale de 167 millions de m³. Il est destiné à :

- L'alimentation en eau potable de la ville de Bouira, des communes limitrophes (Bechloul, El-Asnam, El-Adjiba, Oued El Berdi, Ahl El Ksar) et des communes du Sud-Est (Tagdit, Oukhris, Mesdour, Ouled Rached, Hadjr Zerga) ;
- L'alimentation de la zone industrielle de Sidi Khaled ;
- L'irrigation des périmètres du plateau d'El Asnam et de la vallée du Sahel.

(*Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT)* | Portail *Cartogrphique des barrages en Algérie*)

I.8. Préparation des données:

Dans la phase de collecte des données de ce travail, nous avons été confrontés à l'absence du plan de masse de la région. Pour cette raison, nous avons eu recours aux outils de Systèmes d'Information Géographique (SIG) afin d'élaborer le plan de masse de la zone étudiée.

I.8.1. Définition de system d'information géographique :

Un Système d'Information Géographique (SIG) est un ensemble intégré de logiciels, de données, de méthodes et d'outils permettant la collecte, le stockage, l'analyse, la gestion et la visualisation de données géoréférencées. Il permet l'intégration de données attributaires aux entités spatiales (points, lignes, polygones), facilitant ainsi la modélisation et l'analyse de la réalité géographique.

I.8.2. Importance de l'utilisation des systèmes d'information géographique (SIG) dans l'élaboration des plans :

Les SIG sont très importants pour la cartographie moderne. Ils nous permettent de rassembler, d'étudier, de gérer et de montrer des informations géographiques de façon précise et facile ,Grâce aux SIG, on peut regrouper différentes sources d'information en un seul projet (images satellites, modèles numériques de terrain, bases de données urbaines et naturelles) .

Dans le cadre de projets d' AEP , l'usage des SIG est efficace pour comprendre la répartition géographique de la population, localiser les réservoirs et les infrastructures, analyser les pentes, et proposer les tracés optimaux pour les conduites, en tenant compte du relief et des infrastructures existantes.

En outre, les SIG facilitent la mise à jour des données, et s'intègrent facilement avec d'autres logiciels spécialisés comme AutoCAD/Covadis ou EPANET, ce qui en fait un outil très fiable et robuste .

I.8.3. Présentation de logiciel QGIS :

QGIS est un logiciel libre et open-source de Système d'Information Géographique (SIG), qui permet de visualiser, éditer, analyser et cartographier des données spatiales. Développé depuis 2002, QGIS est devenu aujourd'hui l'un des outils SIG les plus puissants et les plus utilisés à l'échelle mondiale, notamment en urbanisme, environnement, hydrologie, génie civil et aménagement du territoire.

(Guide – *QGIS – Logiciel libre* - Géologie *Québec* 2024)

I.8.4. utilisation de QGIS pour la préparation de plan :

- Le travail a débuté délimitation de la zone d'étude à l'aide d'images satellites haute résolution, intégrées via les extensions (QuickMapServices et Tile+), permettant ainsi une visualisation réaliste et à jour du tissu urbain et des caractéristiques géographiques du terrain.
- Nous avons extrait les géodonnées brutes de la base de données OpenStreetMap en utilisant l'extension OSM Downloader. Cela nous a permis d'obtenir des couches séparées pour les routes, les logements et les installations publiques (comme les écoles et les mosquées), chaque type de donnée étant organisé dans sa propre couche. Ces données ont ensuite été corrigées et modifiées manuellement à l'aide d'outils d'analyse avancés, notamment Vertex. Nous avons également identifié les zones agricoles par lesquelles le conduit de refoulement que nous avions tracé devait passer.

- Après cela, nous avons obtenu un Modèle Numérique de Terrain (MNT) présentant une résolution de 30 mètres. Nous avons ensuite utilisé les fonctionnalités de QGIS pour le traiter et en dériver les courbes de niveau .
- Enfin, nous avons exporté les cartes produites vers AutoCAD, au format DXF, en utilisant l'outil d'exportation intégré dans QGIS, afin de générer des plans techniques détaillés, utilisables dans les phases de conception du système d'alimentation en eau potable . Les résultats obtenus sont représentés dans la planche 1.

I.9.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé le site d'étude situé dans la wilaya de Bouira. Cette analyse nous a permis de recueillir des informations essentielles sur les caractéristiques de la région, notamment sa géographie, sa géologie, ses ressources en eau et ses conditions climatiques (température, pluviométrie).

L'utilisation des SIG pour la préparation du plan de masse a également facilité le travail. Ces éléments constituent une base fondamentale pour l'étude de l'alimentation en eau potable de la région.

Chapitre 02 :
Évaluation des besoins en eau de l’agglomération

Evaluation des Besoins en eau de l`agglomération

II.1 Introduction :

L'évaluation des besoins en eau est une étape clé pour répondre aux besoins d'une agglomération. Elle consiste à identifier les différents types de consommateurs et à analyser des facteurs tels que la croissance de la population et le niveau de vie. Ces besoins varient selon les régions et évoluent avec le temps. Pour les estimer, on commence par définir une dotation en eau pour chaque groupe d'usagers. Cela permet de prévoir la demande future et d'assurer une gestion durable de la ressource..

II.2 Évaluation de la population à l'horizon d'étude :

D'après le dernier recensement de l'année 2020, la population totale des deux villages est de 7 096 habitants (selon les services de l'APC de Oued El Berdi). Nous procédons à une estimation de la population future afin de satisfaire les besoins à long terme (30 ans), en nous basant sur la formule suivante :

$$P_n = p_0 (1+\tau)^n \qquad \text{(II.1)}$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude ;

P_o : population de l'année de recensement (2020) ;

τ : taux d'accroissement annuel de la population en (%) ;

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon d'étude .

Selon les services de l'APC de Oued El Berdi, le taux d'accroissement de la commune est estimé à 2,5 %.

Tableau II-1: Estimation de la population future.

Village	Population 2020	Population 2025	Population 2055
Fraksa	3829	4 332	9087
Ouled Ali	3 267	3 696	7 752

(Source : rapport de BET EHE DOUAWDA)

II.3 Évaluation des besoins moyens journaliers en eau à l'horizon 2055 :

La consommation moyenne journalière est calculée par la formule suivante :

$$Q_{moy\ j} = \frac{N * Dotation}{1000} \qquad \text{(II.2)}$$

Avec :

$Q_{moy\ j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Dotation : les besoins journaliers en l/j/habitante ;

N : nombre de consommateurs.

II.3.1. Choix de dotation :

Dans une agglomération donnée, la consommation d'eau potable dépend essentiellement du développement sanitaire, des habitudes et du type de population.

Selon le Plan National de l'Eau en Algérie, la quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en fonction du type de consommateur, et exprimée en litres par : habitant et par jour, mètre carré de surface végétalisée, tonne de production, tête de bétail, etc.

Toujours selon ce plan, les besoins domestiques seront estimés à l'horizon de l'étude sur la base d'une dotation de 180 l/j/hab.

Tableau II-2: Évolution de la dotation en eau selon les différents horizons .

Villages	Dotation PNE Actuel 2025	Dotation proposée à long terme 2055
Fraksa	150	180
Ouled Ali	150	180

II.3.2. Les besoins domestiques :

Cette catégorie concerne l'utilisation de l'eau dans les habitations résidentielles telles que les bâtiments, les maisons et les appartements. Elle englobe une variété d'activités quotidiennes telles que la préparation des repas, l'hygiène corporelle ainsi que le nettoyage .

Les résultats des calculs des besoins en eau seront représentés dans le tableau ci-après :

Tableau II-3: Estimation de la consommation domestique à court et à long terme.

	2025				**2055**			
Villages	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)	$Q_{moy\ j}$ (l/s)	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)	$Q_{moy\ j}$ (l/s)
Fraksa	4332	150	649.8	7,52	9087	180	1635.66	18.93
Ouled Ali	3696	150	554,4	5,67	7 753	180	1395.54	16.15

II.3.3. Service public :

Cette catégorie intègre l'utilisation de l'eau dans les infrastructures publiques et les administrations pour les différents usages.

Tableau II-4: Estimation de la consommation des services publics sur l'horizon d'étude.

Village	Equipment	nombre d'unité	Dotation (l/unité/j)	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)
Fraksa	2 Ecole primer	400 élèves	10	4
	lavages de voiture	50 voitures	100	5
	3 Mosquées	1200 fidèles	15	18
	2 Douches publique	80 poste	100	8
	CEM	420 élèves	15	6,3
	Totale			41,3
Ouled Ali	2 Ecole primer	400 élèves	10	4
	2 Mosquées	800 fidèles	15	12
	Douches publique	45 poste	100	4,5
	lavages de voiture	50 voitures	100	5
	Totale			25,5

II.3.4. Fuite et gaspillage :

Cette catégorie concerne l'eau perdue en raison des fuites et du gaspillage dans les réseaux de distribution d'eau potable. Les fuites peuvent survenir au niveau des tuyaux, des raccordements ou des robinets, tandis que le gaspillage résulte souvent des comportements irresponsables des habitants. Par conséquent, une majoration de 10% est appliquée.

II.3.5. Incendie :

Cette catégorie se rapporte à l'utilisation de l'eau pour lutter contre les incendies. Les poteaux et les bouches d'incendie sont installés dans les rues pour permettre aux pompiers d'accéder à l'eau en cas d'incendie. La quantité d'eau destinée à l'alimentation des poteaux est de 120 m^3.

II.3.6. Industriel :

La commune de Oued El Berdi est connue pour l'abondance des huileries d'olive, constituant ainsi le pilier de l'économie locale en raison de la forte présence des oliveraies et de la dépendance des habitants à la production d'huile comme principale source de revenu. Le processus d'extraction de l'huile d'olive nécessite certaines quantités d'eau à différentes étapes.

D'après le contact établi avec ces moulins, on peut estimer que chaque moulin nécessite un débit de 0,7 m^3 par tonne d'olives traitées. La capacité de production peut atteindre 10 tonnes par jour. Les quatre moulins fonctionnent pendant 9 heures par jour.

Tableau II-5 : Consommation moyenne journalière d'eau industrielle par village.

Village	Nombre des Moulins	Dotation m^3/j/moulin	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)	Nombre d'abattoirs	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)	Débit totale (m^3/j)
Fraksa	4	07	28	1	70	98

II.4 Récapitulation des besoins en eau :

Tableau II-6: Récapitulation des besoins en eau de chaque village à court terme.

Catégories des besoins	Q_{moyj} (m^3/j) Fraksa	Q_{moyj} (m^3/j) Ouled Ali
Domestiques	649.8	554,4
Public	41,4	25,5
Fuite et gaspillage	69,12	57,99
Total	**760,32**	**637,89**
Industriel	98	/
Fuite et gaspillage	9,8	/
Totale	**107,8**	/

Tableau II-7 : Récapitulation des besoins en eau de chaque village à long terme.

Catégories des besoins	$Q_{moyj}\ (m^3/j)$ Fraksa	$Q_{moyj}\ (m^3/j)$ Ouled Ali
Domestiques	1635.66	1395,54
Public	41,4	25,5
Fuite et gaspillage	167,71	142,1
Total	**1844,77**	**1563,14**
Industriel	98	/
Fuite et gaspillage	9,8	/
Totale	**107,8**	**/**

II.5 Variation de la consommation journalière :

La consommation d'eau varie au cours de la journée, présentant des pics et des creux selon les périodes horaires.

II.5.1. Consommation minimale journalière :

Il s'agit du volume journalier minimal d'eau consommé au cours de l'année. Ce paramètre est représenté par le coefficient d'irrégularité journalier minimal, donnée par la formule :

$$Q_{min\ j} = K_{min\ j} * Q_{moy\ j} \qquad (II.3)$$

Avec :

$Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier ;

$Q_{min\ j}$: débit minimum journalier ;

$K_{min\ j}$: coefficient d'irrégularité minimum. Avec $K_{min\ j}= 0,8$.

II.5.2. Consommation maximale journalière :

Il s'agit du volume maximal d'eau consommé au cours d'une journée sur l'ensemble de l'année. Cette variation est représentée par le coefficient d'irrégularité journalier maximal, elle est donnée par la formule :

$$Q_{max\ j} = K_{max\ j} * Q_{moy\ j} \qquad (II.4)$$

Avec :

$Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier.

$Q_{max\ j}$: débit maximum journalier.

$K_{max\ j}$: coefficient d'irrégularité maximum. Avec $K_{max\ j}=1,3$.

Les résultats de calcul des différents débits de consommation moyenne, minimale et maximale journalières sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-8: Consommation journalière maximale et minimale à court terme.

Villages	$Q_{moy\ j}$		$Q_{max\ j}$		$Q_{min\ j}$	
	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle
Fraksa	760,32	107,8	988,42	140,14	608,26	86,24
Ouled Ali	637,89	/	829,25	/	510,31	/

Tableau II-9 : Consommation journalière maximale et minimale à long terme.

Villages	$Q_{moy\ j}$		$Q_{max\ j}$		$Q_{min\ j}$	
	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle
Fraksa	1844,77	107,8	2398,2	140,14	1475,82	86,24
Ouled Ali	1563,14	/	2032,08	/	1250,51	/

II.6 Variation de la consommation horaire :

II.6.1. 1 er méthode :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière et les habitudes quotidienne des habitants.

Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = Q_{max\ j} / 24 \qquad (II.5)$$

Avec :

$Q_{moy\ h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$Q_{max\ j}$: débit maximum journalier en m^3/j.

Consommation maximale horaire :

La consommation maximale horaire est calculée par le coefficient d'irrégularité maximal horaire qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Donnée par la formule suivante:

$$K_{max\ h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \qquad (II.6)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il varie entre 1,2 et 1,4. Dans notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,25$.

β_{max} : coefficient étroitement lié au développement démographique.

Tableau II-10 : βmax en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	>100000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

Le débit maximum horaire se calcule par la formule suivante :

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

Avec

$K_{max\ h} = 1,25 * 1,3 = 1,63$ pour le cas de long terme.

Et $K_{max\ h} = 1,25 * 1,5 = 1,87$ pour le cas de coure terme.

II.6.2 Consommation minimum horaire **:**

La consommation horaire minimale est déterminée par le coefficient d'irrégularité minimal horaire, qui représente la diminution de la consommation horaire lors de la journée la moins chargée de l'année. Elle est donnée par la formule suivante :

$$K_{min\ h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \qquad (II.8)$$

Avec :

α_{min} **:** coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime

du travail, il varie entre 0,4 et 0,6. Dans notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,6$.

β_{min} : coefficient étroitement lié au développement démographique.

Tableau II-11: Les valeurs de βmin.

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
B_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

Le débit minimum horaire se calcule par la formule suivante :

$$Q_{min\,h} = K_{min\,h} * Q_{moy\,h} \qquad \text{(II.9)}$$

Avec $K_{min\,h} = 0,4*0,6 = 0,24$ pour le cas de long terme.

et $K_{min\,h} = 0,2*0,6 = 0,12$ pour le cas de coure terme.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-12 : Débits maximaux et minimum horaire de chaque village a coure terme .

Villages	$Q_{moy\,h}$		$Q_{max\,h}$		$Q_{min\,h}$	
	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle
Fraksa	99,92	15,57	162,88	15,57	23,98	15,57
Ouled Ali	84,78	/	138,1	/	20,32	/

Tableau II-13 : Débits maximaux et minimum horaire de chaque village a longe terme .

Villages	$Q_{moy\,h}$		$Q_{max\,h}$		$Q_{min\,h}$	
	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle	Consommation domestique	Consommation industrielle
Fraksa	41,18	15,57	77	15,57	4,94	15,57
Ouled Ali	34,52	/	64,55	/	4,14	/

II.6.2. 2 em méthode :

Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

La consommation en eau potable varie durant la journée, cette méthode donne la variation horaire de la consommation en eau potable dans divers centres d'agglomération en se basant sur régime de consommation (annexe 1). Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximum journalier.

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-après :

Tableau II-14 : Variation des débits horaire du village de Fraksa .

Heures (h)	Consommation Domestique		Consommation industrielle		Consommation totale		Consommation cumulée	
	Ch (%)	Q_h (m^3/h)	Ch (%)	Q_h (m^3/h)	Ch (%)	Q_h (m^3/h)	Ch (%)	Q_h (m^3/h)
0-1	1	23,98	0	0	0,95	23,99	0,945	23,99
1-2	1	23,98	0	0	0,95	23,99	1,89	47,98
2-3	1	23,98	0	0	0,95	23,99	2,835	71,97
3-4	1	23,98	0	0	0,95	23,99	3,78	95,96
4-5	2	47,96	0	0	1,89	47,95	5,669	143,91
5-6	3	71,95	0	0	2,84	71,96	8,504	215,87
6-7	5	119,91	0	0	4,72	119,91	13,228	335,78
7-8	6,5	155,88	0	0	6,14	155,88	19,369	491,66
8-9	6,5	155,88	11,11	15,57	6,75	171,44	26,123	663,1
9-10	5,5	131,9	11,11	15,57	5,81	147,48	31,933	810,58
10-11	4,5	107,92	11,11	15,57	4,87	123,49	36,798	934,07
11-12	5,5	131,9	11,11	15,57	5,81	147,48	42,608	1081,55
12-13	**7**	**167,87**	**11,11**	**15,57**	**7,23**	**183,44**	**49,835**	**1264,99**
13-14	**7**	**167,87**	**11,11**	**15,57**	**7,23**	**183,44**	**57,062**	**1448,43**
14-15	5,5	131,9	11,11	15,57	5,81	147,48	62,872	1595,91
15-16	4,5	107,92	11,11	15,57	4,87	123,49	67,737	1719,4
16-17	5	119,91	11,12	15,58	5,34	135,49	73,075	1854,89
17-18	6,5	155,88	0	0	6,14	155,88	79,216	2010,77
18-19	6,5	155,88	0	0	6,14	155,88	85,357	2166,65
19-20	5	119,91	0	0	4,72	119,91	90,081	2286,56
20-21	4,5	107,92	0	0	4,25	107,93	94,333	2394,49
21-22	3	71,95	0	0	2,84	71,96	97,168	2466,45
22-23	2	47,96	0	0	1,89	47,95	99,057	2514,4
23-24	1	23,98	0	0	0,95	23,99	100	2538,39
totale	100	2398,2	100	140,14	100	2538,39		

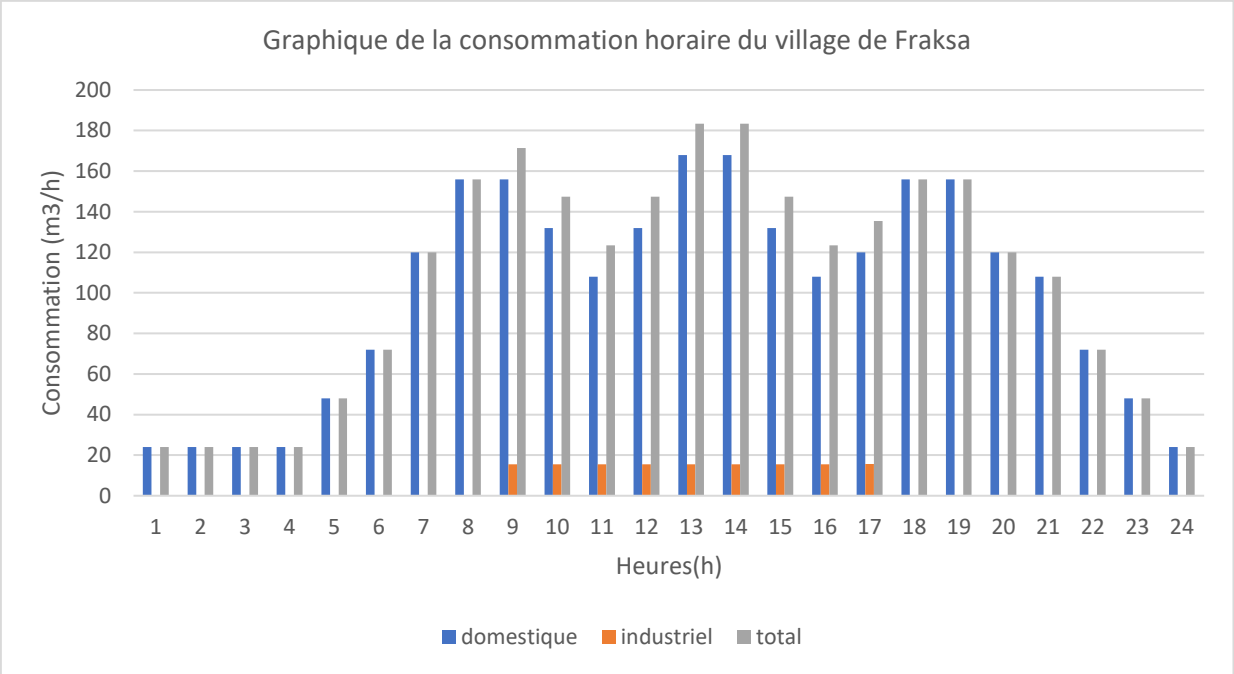


Figure II-1 : Graphique de la consommation horaire du village de Fraksa.

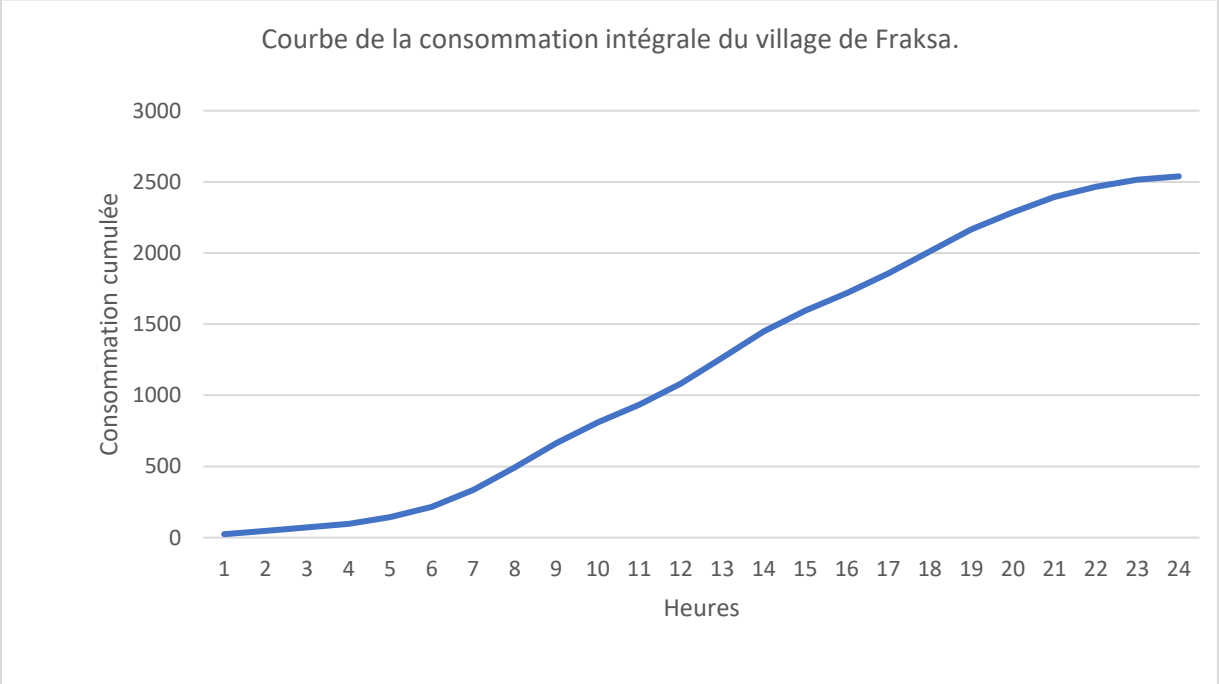


Figure II-2: Courbe de la consommation intégrale du village de Fraksa.

- Pour le village de Ouled Ali

Tableau II-15: Variation des débits horaire du village de Ouled Ali .

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
(h)	C_h (%)	Q_h (m^3/h)	C_h (%)	Q_h (m^3/h)
0-1	1	20,32	1	20,32
1-2	1	20,32	2	40,64
2-3	1	20,32	3	60,96
3-4	1	20,32	4	81,28
4-5	2	40,64	6	121,92
5-6	3	60,96	9	182,88
6-7	5	101,6	14	284,48
7-8	6,5	132,09	20,5	416,57
8-9	6,5	132,09	27	548,66
9-10	5,5	111,76	32,5	660,42
10-11	4,5	91,44	37	751,86
11-12	5,5	111,76	42,5	863,62
12-13	**7**	**142,25**	**49,5**	**1005,87**
13-14	**7**	**142,25**	**56,5**	**1148,12**
14-15	5,5	111,76	62	1259,88
15-16	4,5	91,44	66,5	1351,32
16-17	5	101,6	71,5	1452,92
17-18	6,5	132,09	78	1585,01
18-19	6,5	132,09	84,5	1717,1
19-20	5	101,6	89,5	1818,7
20-21	4,5	91,44	94	1910,14
21-22	3	60,96	97	1971,1
22-23	2	40,64	99	2011,74
23-24	1	20,32	100	2032,06
Total	100	2032,06		

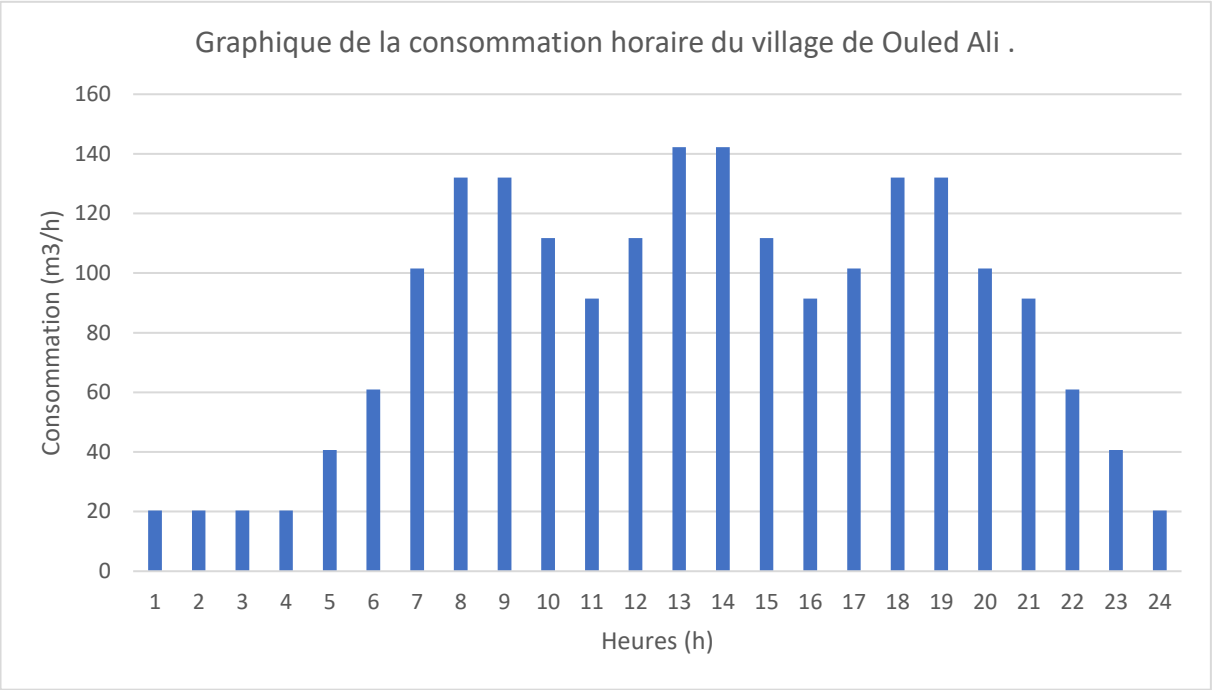


Figure II-3: Graphique de la consommation horaire du village de Ouled Ali .

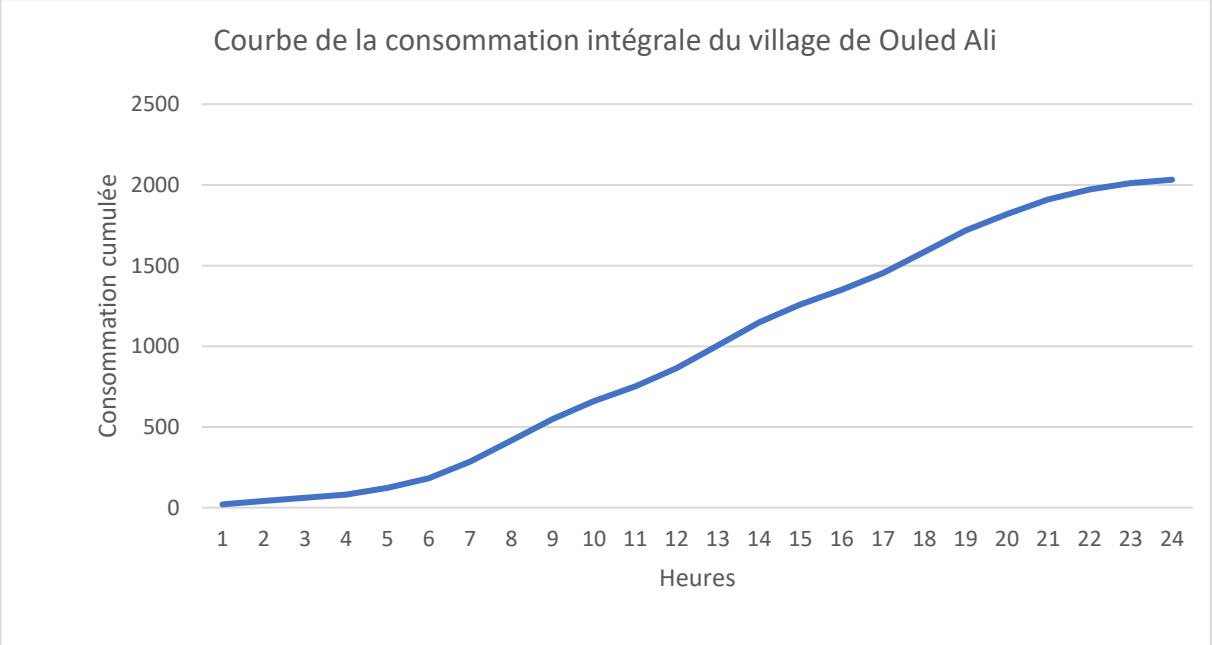


Figure II-4: Courbe de la consommation intégrale du village de Ouled Ali.

II.7 Bilan ressources besoins :

La zone étudiée dispose d'un débit d'alimentation (1225 m^3/j), C'est pourquoi un bilan est réalisé en comparant les besoins journaliers en eau potable avec la capacité de production actuelle, afin de satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude.

Tableau II-16: Bilan des ressources disponibles en eau et besoins en eau.

Année	Q_{donner} (m^3/j)	$Q_{max\ j}$ (m^3/j)	Bilan (m^3/j)
2025	1225	1957,16	-732,16
2055	1225	4570,24	-3345,45

(Source : rapporte de BET EHE DOUAWDA)

Face au déficit prévu pour l'année 2025, les services responsables proposent d'aménager trois forages afin de pallier temporairement le problème, en attendant le raccordement de la commune au réseau d'eau dessalée de Cap Djinet.

II.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les besoins en eau potable pour chaque catégorie de consommateurs et établi les différents débits dans le temps, qu'ils soient minimaux ou maximaux. Le débit de dimensionnement est estimé à 183,44 m^3/h pour le village de Fraksa et à 142,25 m^3/h pour le village de Ouled Ali.

L'analyse globale des ressources met en évidence un déficit dans la situation actuelle, ce qui nécessite l'adoption d'une approche proactive afin de garantir la pérennité du service d'alimentation en eau potable.

Chapitre 03
Diagnostic des réservoirs existants

III. Diagnostic des réservoirs existants .

III.1. Introduction :

Dans tout réseau d'alimentation en eau potable , le réservoir de distribution joue un rôle fondamental en tant qu'élément intermédiaire entre l'adduction et la distribution. Il permet de stocker l'eau tout en assurant une régulation efficace du débit et de la pression, garantissant ainsi un approvisionnement continu et stable aux différents usagers.

III.2. Fonctions des réservoirs :

III.2.1. fonctions techniques :

- Simplification de l'exploitation;
- Sécurité d'approvisionnement ;
- Régulation de la pression dans le réseau de distribution;
- Bonne répartition des débits dans le réseau de distribution;
- La participation éventuelle au traitement de l'eau;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie;
- Coordination entre le régime d'adduction et le régime de distribution.

III.2.2. fonctions économiques :

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

(dopont 1979)

III.3. Le type des réservoirs :

- D'après la nature des matériaux, on distingue :

Les réservoirs métalliques ;

Les réservoirs en béton armé, ordinaires ;

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

Enterrés ;

Semi-enterrés ;

Sur- élevés ;

- D'après les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;

Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;

Réservoir de traitement.

- D'après leurs formes, ils peuvent être :

Cylindrique ;

Carrés ;

Rectangulaires ;

Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique) .

(dopont 1979)

III.4. Equipement des réservoirs :

III.4.1. Conduite d arrivé :

La conduite d'arrivée est la canalisation principale qui transporte l'eau depuis la source de captage vers le réservoir ou le château d'eau , La conduite est équipée d'un flotteur à son entrée. L'introduction de l'eau dans le réservoir peut se faire de plusieurs manières :

- Par le haut : soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée.
- Par le bas : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III.4.2. Conduite de départ :

La conduite de départ est la conduite qui assure l'acheminement de l'eau à partir du réservoir ou du château d'eau vers le réseau de distribution , afin d'éviter l'aspiration des boues ou des sédiments accumulés au fond de l'ouvrage, le départ de cette conduite est généralement positionné à une hauteur comprise entre 0,15 m et 0,20 m au-dessus du radier.

III.4.3. Conduite de trop-plein :

Il s'agit d'une conduite permettant l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau maximal est atteint dans le réservoir.

III.4.4. Conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa répartition. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein.

Remarque :

pour protéger le réservoir contre les insectes, il est nécessaire d'installer joint hydraulique à la sortie de la conduite de vidange ou de la conduite de trop-plein.

III.4.5. Conduite by-pass :

Le by-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ. Il est utilisé pour maintenir la distribution d'eau lors de la vidange ou de la réparation du réservoir.

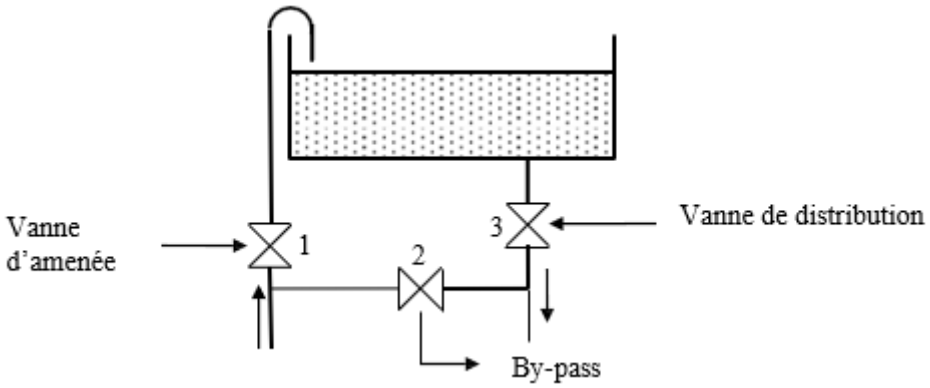


Figure III-1 : By-pass entre adduction et distribution.

III.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Afin de garantir la disponibilité permanente d'une réserve d'eau pour la lutte contre les incendies, il est impératif que son utilisation en service normal soit physiquement interdite. À cet effet, deux solutions sont généralement utilisées :

- Système à deux prises : En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouvert ;
  En cas d'incendie, 1 est ouvert.

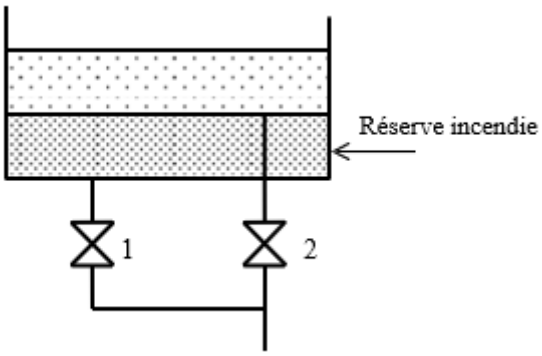


Figure III-2 : système à deux prises.

- Système à siphon : En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée ;
  En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

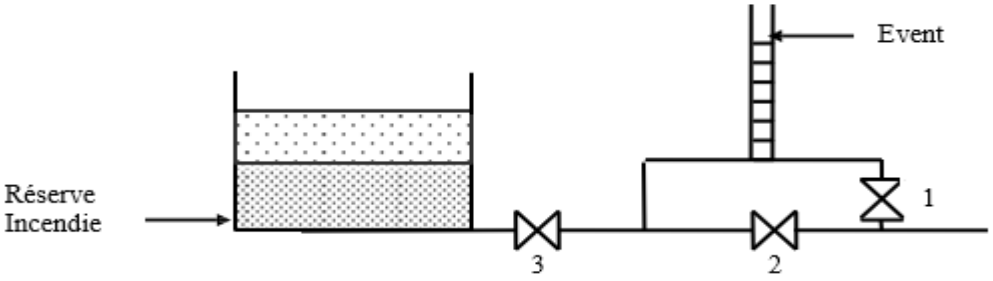


Figure III-3 : système à siphon .

III.5. Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter, la capacité totale des réservoirs doit être suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire du débit d'apport et celui de la demande, de la variation journalière du jour de la plus forte consommation et la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.5.1. La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Donc on est appelé à déterminer le maximum du résidu entre le régime d'alimentation et le régime de consommation.

L'application de la méthode analytique nous a permis d'estimer le volume utile du réservoir :

$$V_{utile} = \frac{a * Q\ max\ j}{100} \qquad \text{(III.1)}$$

Avec :

V_{utile} : capacité résiduelle (m^3);

α: fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

$$\alpha = |R^{+}_{max}| + |R^{-}_{min}| \qquad \text{(III.2)}$$

Avec :

R^{+}_{max}: Résidu maximum positif (%) ;

R^{-}_{min}: Résidu maximum négatif (%).ΔLe volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie :

$$V_T = V_{util} + V_{inc} \qquad \text{(III.3)}$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3.

III.5.2. Méthode graphique :

Cette approche repose sur la représentation graphique des courbes de consommation journalière maximale et de l'apport de la station de pompage.

$$R_{max} = |\Delta V_1| + |\Delta V_2| \qquad \text{(III.4)}$$

Avec :

ΔV_1 : écart inférieur entre l'apport et la consommation ;

ΔV_2: écart supérieur entre l'apport et la consommation.

Le volume utile est ensuite calculé selon :

$$V_{util} = \frac{R\ max\ Qmaxj}{100} \qquad \text{(III.5)}$$

Enfin, le **volume total** est donné par :

$$V_t = V_{util} + V_{inc}\ .$$

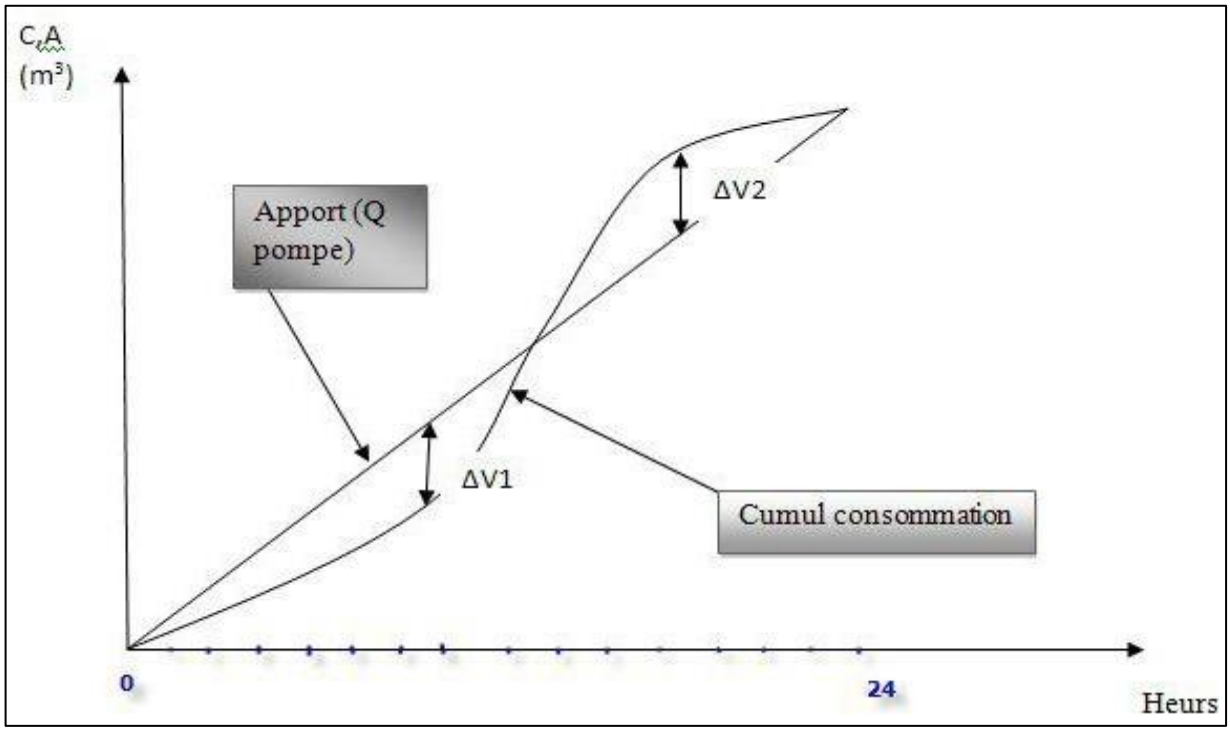


Figure III-4 : détermination graphique du volume de réservoir.

III.6. Dimensionnement des réservoirs

diamètre d'un réservoir :

$$V = S * H = \frac{D^2 * \pi * H}{4} \qquad \text{(III.6)}$$

V: capacité normalisée du réservoir (m^3).

S : section de réservoir (m^2).

H : hauteur optimale d'eau (m), H = [3 : 6] m.

la hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{Vin}{S} \qquad \text{(III.7)}$$

avec

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie .

III.7. Diagnostique de réservoir existant :

Dans cette région, il y a des réservoirs et des digues réalisés, disposés sous la forme suivante :

Tableau III-1 : caractéristiques des réservoirs existante .

Villages	Capaciter de réservoir (m^3)	Cote de terrain (m)	Cote de radier (m)	Hotteurs (m)
Fraksa	R500	640	640	4
Ouled ali	R1000	770	770	4

III.7.1. Zone de Fraksa :

Le réservoir R500 est un réservoir circulaire, construit au sol dans la localité de Fraksa. Il est alimenté par une conduite d'adduction en provenance de la station de pompage de Matmora.



Figure III-5 : Vue générale sur le réservoir R500m^3



Figure III-6: Porte de chambre de départ démontée.

Pour l'état des équipements :

Les vannes sont également corrodées ;

Le réservoir est dans un état moyen et nécessitent un aménagement extérieur, ainsi que la réparation du système d'éclairage, la rénovation de la peinture .

III.7.2. <u>Zone Ouled Ali</u> :

Le réservoir R1000 est également circulaire et construit au sol dans la localité d'Ouled Ali. Il alimente les localités d'Ouled Ali et d'Ahl R'Gueb via un système d'adduction connecté à la station de pompage.





BET EHE Douaouda 2025

Figure III-7 : Vue générale sur le réservoir R1000 m3



Figure III-8 : 02 Vannes sot corrodes



Figure III- 9 :Vannes sot corrodés



Figure III-10: conduite de vidange complètement corrodée .

BET EHE Douaouda 2025

- Pour l'état des équipements :

La conduite de vidange est complètement corrodée ;

Les vannes sont également corrodes ;

Le réservoir est en bon état général, à l'exception de l'éclairage et de la peinture, qui

nécessitent des travaux de maintenance ;
Les équipements doivent être remplacés pour assurer le bon fonctionnement du système.

III.8 Dimensionnement des réservoirs :

III.8.1 Dimensionnement de réservoir du village de Fraksa :

la station de pompage est fonctionner 20 heures sur 24 .

Tableau III-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir du village de Fraksa .

Heure	Apport (%)	Distribution(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0 - 1	0	0,95		0,95	9,41
1 - 2	0	0,95		0,95	8,47
2 - 3	0	0,95		0,95	7,52
3 - 4	0	0,95		0,95	6,58
4 - 5	5	1,89	3,11	1,89	9,69
5 - 6	5	2,84	2,17	2,84	11,85
6 - 7	5	4,72	0,28	4,72	12,13
7 - 8	5	6,14		1,14	10,99
8 - 9	5	6,75		1,75	9,23
9 - 10	5	5,81		0,81	8,42
10 - 11	5	4,87	0,14		8,56
11 - 12	5	5,81		0,81	7,75
12 - 13	5	7,23		2,23	5,52
13 - 14	5	7,23		2,23	3,29
14 - 15	5	5,81		0,81	2,48
15 - 16	5	4,87	0,14		2,62
16 - 17	5	5,34		0,34	2,28
17 - 18	5	6,14		1,14	1,14
18 - 19	5	6,14		1,14	**0**
19 - 20	5	4,72	0,28		0,28
20 - 21	5	4,25	0,75		1,02
21 - 22	5	2,84	2,17		3,19
22 - 23	5	1,89	3,11		6,30
23 - 00	5	0,95	4,06		10,36

Le réservoir reçoivent un débit total de 2538,39 m³/j et assurent la distribution au village de Fraksa. Le dimensionnement de ces réservoirs est calculé à partir du tableau ci-après :

$$V_{utile}=\frac{(12,13)*2538,39}{100} = 307,91\ m^3 = 308\ m^3$$

Donc, le volume total est $V_T = V_r + V_{inc}$ =308 + 120 = 428 m^3 .

Le volume nécessaire pour l'alimentation à l'horizon d'étude est de 428 m³**.** Ainsi, le réservoir existant, d'une capacité de 500 m³**,** est suffisant pour assurer l'alimentation du village..

- Calcul du diamètre de réservoir R500.

On a H= 4 m

Et $$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{4*500}{\pi*4}} = 12,62\ m = 13\ m$$

- Calcul du hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{Vin}{S} = \frac{Vin*4}{\pi*D^2} = \frac{120*4}{\pi*13^2} = 0,9\ m\ .$$

III.8.2 Dimensionnement de réservoir du village de Ouled Ali

Tableau III-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir du village Oulad Ali .

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0 - 1	0	1		1	5,5
1 - 2	0	1		1	4,5
2 - 3	0	1		1	3,5
3 - 4	0	1		1	2,5
4 - 5	5	2	3		5,5
5 - 6	5	3	2		7,5
6 - 7	5	5	0		7,5
7 - 8	5	6,5		1,5	6
8 - 9	5	6,5		1,5	4,5
9 - 10	5	5,5		0,5	4
10 - 11	5	4,5	0,5		4,5
11 - 12	5	5,5		0,5	4
12 - 13	5	7		-2	2
13 - 14	5	7		2	0
14 - 15	5	5,5		0,5	-0,5
15 - 16	5	4,5	0,5		0
16 - 17	5	5	0		0
17 - 18	5	6,5		1,5	-1,5
18 - 19	5	6,5		1,5	-3
19 - 20	5	5	0		-3
20 - 21	5	4,5	0,5		-2,5
21 - 22	5	3	2		-0,5
22 - 23	5	2	3		2,5
23 - 00	5	1	4		6,5

Le réservoir reçoit un débit total de 2032 m³/j et assure la distribution au village d'Ouled Ali, Le dimensionnement de ce réservoir est calculé à partir du tableau ci-après

$$V_{utile}=\frac{(7{,}5+3)*2032}{100} = 213{,}36\ m^3$$

donc le volume total est $V_T = V_r + V_{inc} = 213{,}36 + 120 = 334\ m^3$.

Le volume nécessaire pour l'alimentation à l'horizon d'étude est de 334 m³. Ainsi, le réservoir existant de 1 000 m³ est largement suffisant pour assurer l'alimentation du village.

- Calcul du diamètre de réservoir R1000.

On a H= 4 m

Et $$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{4*1000}{\pi*4}} = 17{,}8m = 18\ m$$

- Calcul du hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{Vin}{S} = \frac{Vin*4}{\pi*D^2} = \frac{120*4}{\pi*18^2} = 0{,}5\ m\ .$$

III.9 Conclusion :

La zone étudiée est équipée de deux réservoirs d'une capacité totale de **1500 m³** :

- **R1** à Fraksa : 500 m³ (cote 640 m)
- **R2** à Ouled Ali : 1000 m³ (cote 770 m)

D'après l'analyse des besoins à l'horizon d'étude, ces réservoirs sont adaptés et suffisants pour assurer un fonctionnement hydraulique optimal de l'ensemble de l'agglomération.

Chapitre 04 :

Etude d'adduction

IV Etude d'adduction

IV.1 Introduction :

L'adduction consiste à acheminer l'eau depuis le point de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution. Cela peut se faire par pompage, par gravité ou par une combinaison des deux, en utilisant des canalisations. Ce chapitre a pour objectif de dimensionner les conduites d'adduction desservant les zones de Fraksa et Ouled Ali, en s'appuyant sur une étude technico-économique.

IV.2 Type d'adduction :

- Adduction gravitaire : ce type d'adduction lie la cote amont à la cote aval,telle que la source se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'alimentation et l'écoulement se fait sous l'effet de la gravité. On distingue deux types d'adduction gravitaire, soit en charge. soit à surface libre.
- Adduction par refoulement : Dans ce mode d'adduction, la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accueil et l'écoulement se fait par pompage.
- Adduction mixte : C'est la combinaison entre les deux types précédents.

Dans notre cas d'étude, l'adduction se fait par refoulement à partir de la station de pompage située à Matmora, en direction de Fraksa et Oulad Ali . La figure suivante présente le schéma d'adduction :

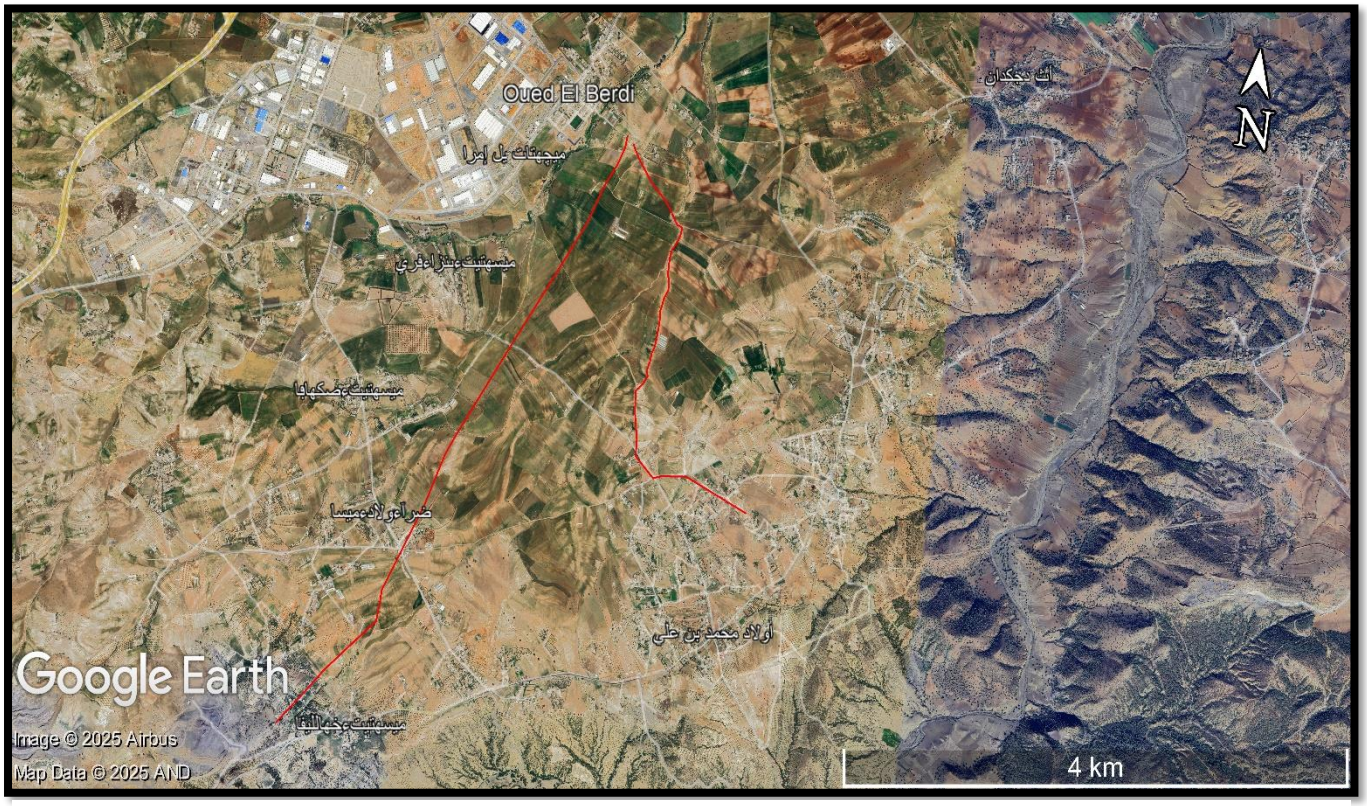


Figure IV-1: vu représentatif de tracer d'adduction .

(Google Earth 2025)

IV.3 Quelques notions sur l'adduction par refoulement :

IV.3.1 Critères de choix du tracé :

- Le tracé doit être le plus direct possible, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées.
- Suivre l'accotement des routes pour faciliter les travaux de terrassement et le transport des matériaux.
- Éviter, dans la mesure du possible, les terrains trop accidentés, rocheux, privés, ainsi que les massifs boisés.
- Éviter les pentes inversées (contre-pentes), susceptibles de créer des points hauts et de provoquer l'accumulation d'air dans la conduite.

IV.3.2 Profil en longe :

- Le profil en long doit être le plus régulier possible, avec des rampes tendues dans le même sens.
- La ligne piézométrique est toujours au-dessus de la ligne du terrain naturel.

IV.4 Principe de dimensionnement de l'adduction par refoulement :

Pour calculer le diamètre de la conduite de refoulement (diamètre économique), on doit établir une étude technicoéconomique qui se base sur les frais d'exploitation et les frais d'investissements donc la conduite de refoulement et de la station de pompage sont d'investissement, à savoir :

- L'augmentation du diamètre de la conduite entraîne une hausse des coûts d'achat et d'installation, influençant ainsi les frais d'investissement.
- Une diminution du diamètre de la conduite accroît les pertes de charge, ce qui entraîne une augmentation de la consommation énergétique et des frais d'exploitation.

IV.4.1 Formule empirique :

Pour calculer le diamètre économique, plusieurs formules ont été proposées, parmi lesquelles:

- Formule de BRESSE : $D_{éq} = 1{,}5\sqrt{Q}$ (IV-1)
- Formule de BONNIN : $D_{éq} = \sqrt{Q}$ (IV-2)
- Formule de MUNIER : $D_{éq} = (1+0.02)\sqrt{Q}$ (IV-3)

Avec
Q : débit pompé dans la conduite en m^3/s.

IV.5 Etude technico économique :

IV.5.1 Frais d'amortissement :

Dans le calcul des frais d'amortissement, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel. Elle est donnée par les formules suivantes :

$$Fa = Pc * A \qquad \text{(IV-4)}$$

Avec :
F_a : Frais d'amortissement en (DA) ;
P_c: prix de la conduite en (DA) ;
A: amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \qquad \text{(IV-5)}$$

Avec

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

$$A= 0,08 + \frac{0,08}{(1+0,08)^{30}-1} = 0,088$$

IV.5.2 Les frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E * e \qquad \text{(IV-6)}$$

Avec :
e : Prix unitaire d'un Kwh, fixé par la SONELGAZ (4.67 DA).
E : Énergie consommée par la pompe (kWh), donnée par la relation suivante :

$$E + Pa * t *365 \qquad \text{(IV-7)}$$

Avec :
t : temps de pompage par jour .
Pa : Puissance absorbée par la pompe (kW), donnée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{\rho\ g\ Qp\ HMT}{\eta sp} \times 10^{-3} \qquad \text{(IV-8)}$$

Avec :
P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;
Q : Débit refoulé par la pompe en (m^3/s) ;
ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/ m^3) ;
g: accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2) ;
η : Rendement de la pompe en % (70%) ;
HMT : la hauteur manométrique totale .

Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t \qquad \text{(IV-9)}$$

Avec :
ΔH_t: Perte de charge totale.
Hg : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

Calcule de parte de charge:

- Parte de charge linier : Les pertes de charge linéaires sont les pertes d'énergie (ou de pression) dues au frottement de l'eau contre les parois internes de la canalisation. elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \qquad \text{(IV.12)}$$

Avec :
ΔH_L: Perte de charge linéaire ;
g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s^2) ;
D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;
λ: Coefficient de frottement linéaire ;
En régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement λ peut être défini par la formule de

NIKURADZE :

$$\lambda=(1{,}14 - 0{,}86 \ln(\varepsilon/D))^{-2} \qquad (IV.13)$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite ;

D : Diamètre intérieure de la conduite .

- Parte de charge singulier : Les pertes de charge singulières sont causées par des éléments perturbateurs du réseau tels que les coudes, vannes, clapets, ventouses et branchements. Pour les conduites d'adduction, elles sont généralement estimées à 10 % des pertes de charge linéaires, soit :

$$\Delta H_s = 10\ \%\ \Delta H_l \qquad (IV.14)$$

Donc, la perte de charge totale est calculée par :

$$\Delta H_t = 1{,}1\ \Delta H_L$$

IV.6 Dimensionnement de l adduction par refoulement :

Débit pompé :

$$Q_p = \frac{Qmax.j}{tf} \qquad (IV.15)$$

Avec :

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

t_f : Durée de fonctionnement de la station par jour.

Les données nécessaires pour le calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Caractéristiques des tronçons d'adduction.

Villages	$Q_{max\,j}$ (m^3/j)	T_f (h)	Q_p (l/s)	Longueur (m)	Cote de SP(m)	Cote de réservoir (m)	Hg (m)
Fraksa	2538,39	20	35,26	3482	582	645	63
Ouled Ali	2286,1	20	31,75	5147	582	773	191

IV.6.1 Étude technique et économique pour les deux villages :

- **Village de Fraksa**

On utilise la formule de Bonna et Bresse pour définir un intervalle de diamètres de calcul :

$D_{éc} = \sqrt{Qp} = \sqrt{0{,}03526} = 0{,}187$m

$D_{éc} = 1{,}5\sqrt{Qp} = = 1{,}5\ \sqrt{0{,}03526} = 0{,}281$ m

On prend des diamètres160 et 400 mm de PN 10 .

- Frais d'amortissement : Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau IV-2: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre du village Fraksa .

DN (mm)	e (mm)	D int (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	longueur de conduit (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
160	9,5	141	1242,6	3482	0,088	380 752,5
200	11,9	176,2	1940	3482	0,088	594 447
250	14,8	220,4	3018,9	3482	0,088	925 039,3
315	18,7	277,6	4814,11	3482	0,088	1 475 120
400	23,7	352,6	7744	3482	0,088	23 72 886

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

Tableau IV-3 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre du village de Fraksa.

Diamètre (mm)	Longueur de conduit (m)	λ	ΔH total (m)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais d'exploitation (DA)
160	3482	0,0114	80,57	143,57	70,94	517862	2 418 415,54
200	3482	0,011	25,51	88,51	43,74	319302	1 491 140,34
250	3482	0,0105	7,95	70,95	35,06	255938	1 195 230,46
315	3482	0,0101	2,41	65,41	32,33	236009	1 102 162,03
400	3482	0,0097	0,7	63,7	31,47	229731	1 072 843,77

- Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)

Tableau IV-4: Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de village Fraksa.

DN (mm)	F Amortissement (DA)	F Exploitation (DA	TOTALE (DA)
160	380752,5	2418415,54	2 799 168
200	594447	1491140,34	2 085 587
250	925039,3	1195230,46	2 120 270
315	1475120	1102162,03	2 577 282
400	2372886	1072843,77	3 445 729

L'interprétation graphique des résultats du bilan (Exploitation – Amortissement) est montrée dans la figure suivante :

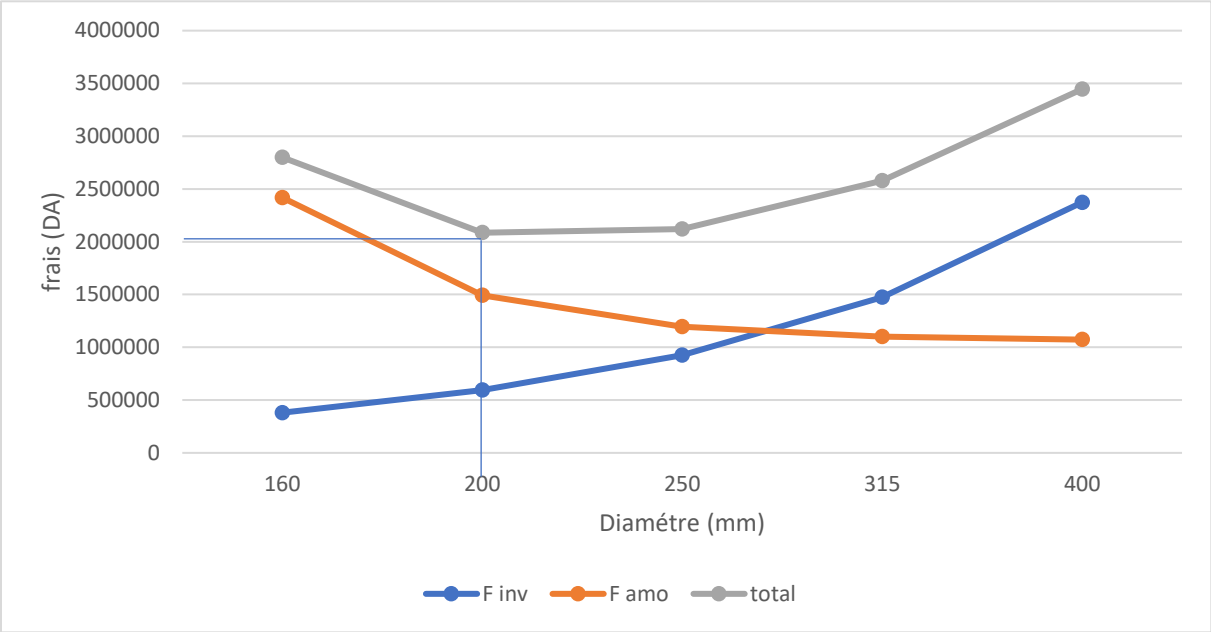


Figure IV-2 : Courbe d'optimisation du village Fraksa .

Résultat : En tenant compte de la combinaison entre les frais d'investissement et les coûts d'exploitation, nous avons opté pour un diamètre de DN 200 mm PN 10 avec une vitesse d'écoulement de 1,45 m/s.

- **Village de Ouled Ali.**

On utilise la formule de Bouna et Brace pour définir un intervalle de diamètre de calcul.

$\mathbf{D_{éc}} = \sqrt{Qp} = \sqrt{0{,}03175} = 0{,}213$ m

$\mathbf{D_{éc}} = 1{,}5\sqrt{Qp} = 1{,}5\sqrt{0{,}03175} = 0{,}319$ m

On prend des diamètres 160 et 400 mm de PN 25.

- Frais d'amortissement : Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant .

Tableau IV-4: Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de village Fraksa.

DN (mm)	E (mm)	D int (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	longueur de conduit (m)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
160	21,9	116,2	2750	5147	0,088	1 245 574
200	29	145,2	4300	5147	0,088	1 947 625
250	34,2	181,6	6600	5147	0,088	2 989 378
315	43,1	228,8	11300	5147	0,088	5 118 177
400	54,7	290,6	18250	5147	0,088	8 266 082

- Frais d'exploitation : Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres

sont présentées dans le tableau suivant

Tableau IV-6 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre du village Ouled Ali.

Diamètre (mm)	Longueur de conduit (m)	λ	ΔH total (m)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais d'exploitation (DA)
160	5147	0,0118	262,93	453,93	201,97	1474381	6 885 359
200	5147	0,0114	93,21	284,21	126,46	923158	4 311 147
250	5147	0,0109	26,05	217,05	96,57	704961	3 292 167
315	5147	0,0105	7,9	198,9	88,5	646050	3 017 053
400	5147	0,01	2,28	193,28	86	627800	2 931 826

- Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)

Tableau IV-7: Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) du village Ouled Ali .

DN (mm)	F Amortissement (DA)	F Exploitation (DA)	TOTAL (DA)
160	1245574	6885359,27	8 130 933
200	1947625	4311147,86	6 258 773
250	2989378	3292167,87	6 281 545
315	5118177	3017053,5	8 135 230
400	8266082	2931826	11 197 908

L'interprétation graphique des résultats du bilan (Exploitation – Amortissement) est montrée dans la figure suivante :

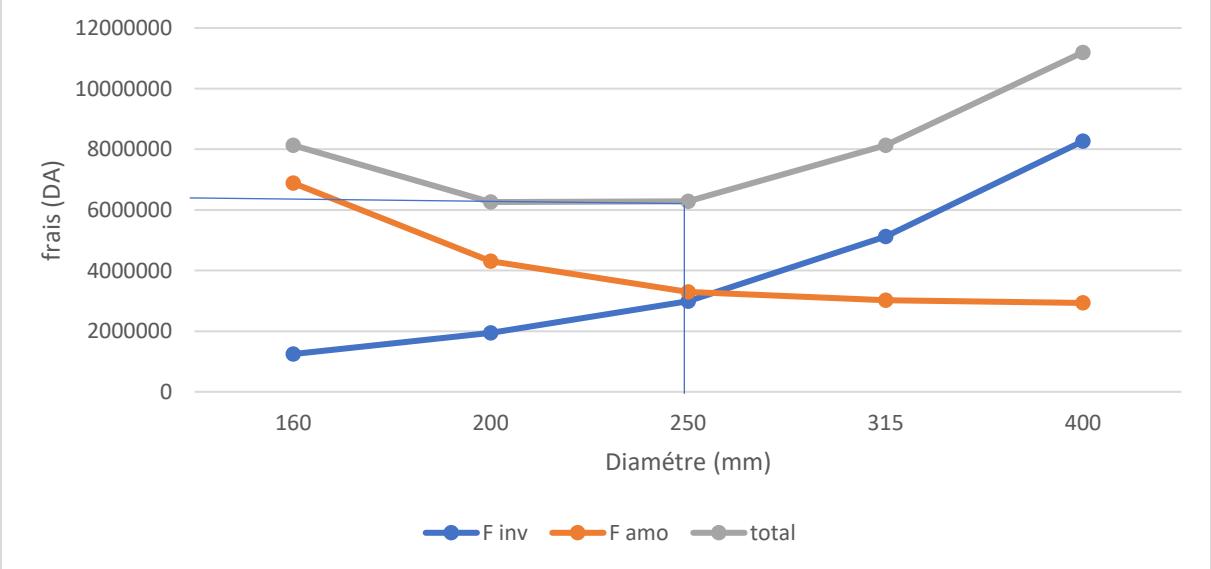


Figure IV-3 : Courbe d'optimisation du village Ouled Ali .

Résultat : En tenant compte de la combinaison entre les frais d'amortissement et les coûts d'exploitation, nous avons opté pour un diamètre de DN 250 mm, PN 25 bars, avec une vitesse d'écoulement de 1,23 m/s.

IV.7 Etude de pompage :

Dans cette partie, nous avons choisi une pompe adéquate, capable d'assurer le débit requis ainsi que la hauteur manométrique totale de la station de pompage. Pour cela, l'utilisation du logiciel CAPRARI permet de déterminer les caractéristiques des pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique totale. La pompe refoulera un débit Q_p depuis la bâche d'eau vers le réservoir de distribution.

IV.8 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont les suivants :

- Assurer le débit (Q) et la hauteur manométrique totale (HMT) ;
- Offrir le meilleur rendement possible ;
- Présenter un encombrement réduit ;
- Avoir une vitesse de rotation élevée ;
- Minimiser la puissance absorbée .

IV.9 Choix du nombre de pompe :

Le choix du nombre de pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

- Nombre de pompes minimales;
- Rendement optimal;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale ;
- Nombre d'étages minimaux.

Les tableaux suivants représentent les variantes pour le choix de la pompe.

Tableau IV-8 : Les variantes pour le choix de la pompe du village Fraksa.

Nombre de pompe	Q ap (l/s)	Q p (l/s)	HMT (m)	H p (m)	Rendement (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	Npsh r
1	**35,3**	**35,9**	**88,5**	**89,3**	**76,4**	**41,9**	**2950**	**4,2**
2	17,65	18	88,5	89,5	75,9	20,7	1450	1,91
3	11,76	12,9	88,5	93	73	16,1	1450	1,53

Résultat : D'après le tableau, on constate que la variante comprenant une pompe principale accompagnée d'une pompe de secours est la plus adaptée à notre projet, car elle offre le meilleur compromis entre les différents paramètres présentés dans le tableau précédent.

Tableau IV-9 : les variantes pour le choix de la pompe du village Ouled Ali.

Nombre de pompe	Qap (l/s)	Qp (l/s)	HMT (m)	Hp (m)	Rendement (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	Npsh r
1	**31,75**	**34,2**	**217**	**222**	**77,5**	**98,2**	**2950**	**3,73**
2	15,9	14,4	217	212	73,6	41	1450	1,9
3	10,6	10,3	217	218	71,3	31,5	2950	2,8

Résultat : D'après le tableau, on constate que la variante comprenant une pompe principale accompagnée d'une pompe de secours est la plus adaptée à notre projet, car elle offre le meilleur compromis entre les différents paramètres présentés dans le tableau précédent.

IV.10 L'étude de fonctionnement :

Tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement : La courbe caractéristique de la pompe est extraite du catalogue des pompes. Ces courbes fournissent toutes les informations nécessaires pour une bonne installation et un bon calage, un meilleur rendement, ainsi qu'une longue durée de vie.

$$Hc = Hg + RQ_f^{\,2} \qquad (IV.16)$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique ;

R : résistance de la conduite, elle est calculée par la formule suivante :

$$R=1.1*\frac{8*\lambda*L}{\pi^2*g*D^5} \qquad (IV.17)$$

IV.11.Plage de bon fonctionnement :

Si $Q_{app} \in [0,9\ Q_{pf} ; 1,1\ Q_{pf}]$ **:** La pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau, il n'est donc pas nécessaire d'adapter la pompe.

- Village de Fraksa

$$R=1.1*\frac{8*0,011*3482}{\pi^2*9,81*0,1762^5} = 20497,7$$

Tableau IV-10 : Courbe caractéristique conduite de refoulement et pompe du village Fraksa .

Q (l/s)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
H_p (m)	93	94	95	94,5	94	93	92	89	87
$R*Q^2 *10^5$(m)	-	0,51	2,05	4,62	8,21	12,82	18,47	25,14	32,83
H_g (m)	63	63	63	63	63	63	63	63	63
H_c (m)	63,00	63,51	65,05	67,62	71,21	75,82	81,47	88,14	95,83

La représentation graphique des deux courbes est présentée dans la figure suivante :

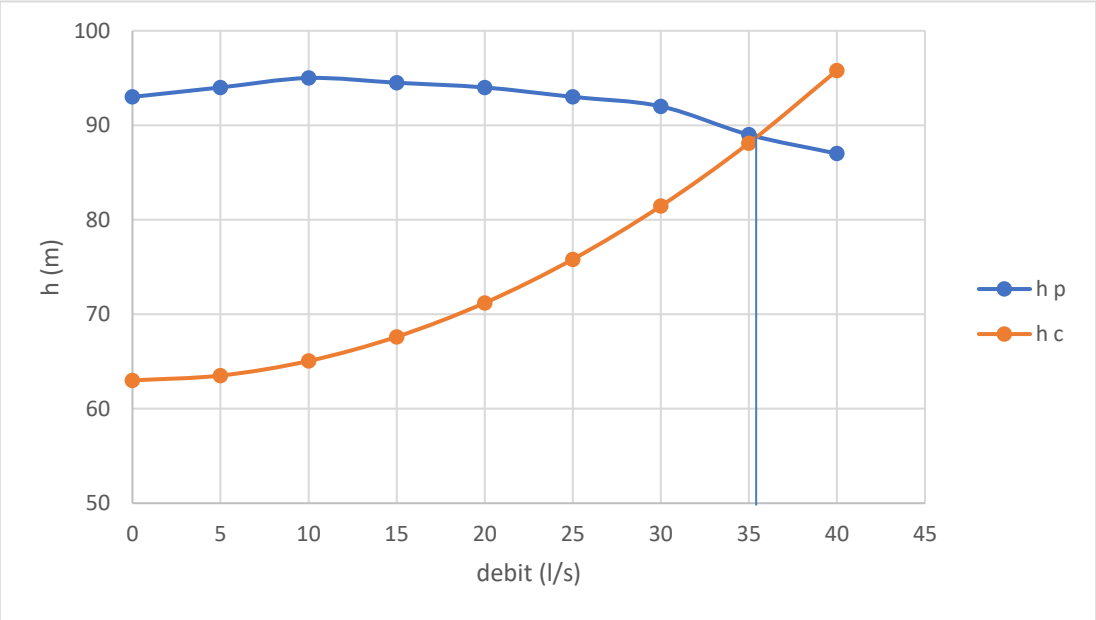


Figure IV-4 : Point de fonctionnement de la pompe du village Fraksa .

On a Q_{app} = 35,26 l/s

Et Q_{pf} = 35 l/s donc Q_{ap} ϵ [31,5 ; 38,5], la pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

- Village de Ouled Ali

$$R=1.1 * \frac{8*0,00109*5147}{\pi^2*9,81*0,1816^5} = 25843,76$$

Tableau IV-11 : Courbe caractéristique conduite de refoulement et pompe du village Ouled Ali.

Q (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	45
Hp (m)	256,00	255,00	252,00	245,00	235,00	220,00	200,00	172,00
R*Q^2 (m)	2,58	5,81	10,34	16,15	23,26	31,66	41,35	52,33
Hg (m)	191	191	191	191	191	191	191	191
Hc (m)	193,58	196,81	201,34	207,15	214,26	222,66	232,35	243,33

La représentation graphique des deux courbes est présentée dans la figure suivante

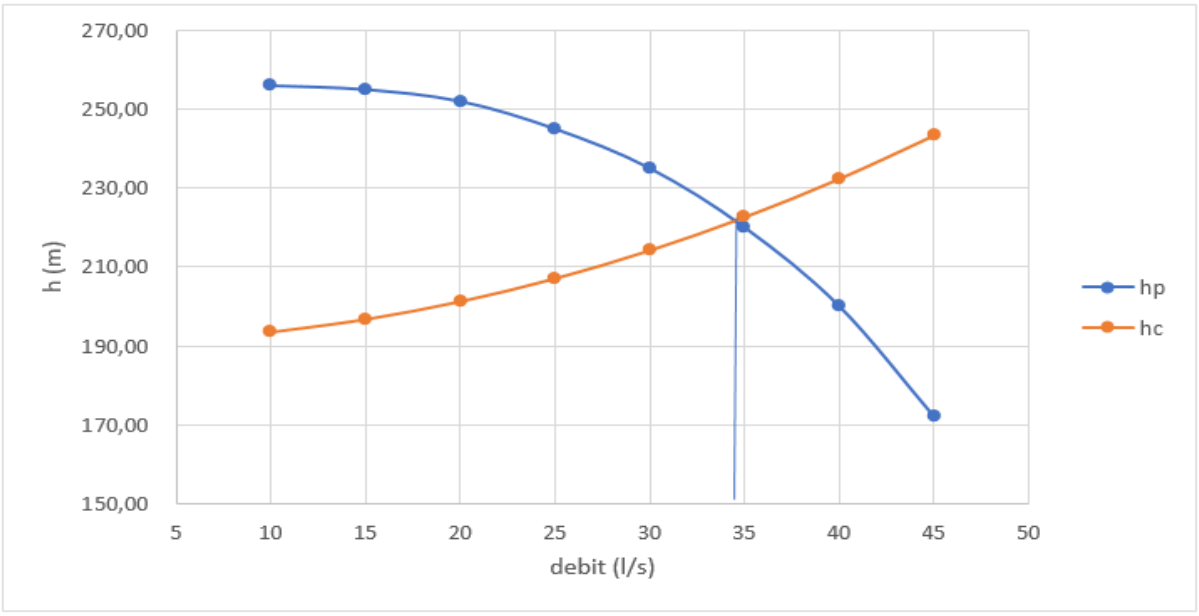


Figure IV-6 : Point de fonctionnement de la pompe du village Ouled Ali .

On a Q_{app} = 31,75 l/s

Et Q_{pf} = 34,9 l/s dance $Q_{ap} \epsilon$ [31,4 ; 38,4]

La pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

Une simulation hydraulique sera réalisée pour la conduite d'adduction afin d'étudier son comportement en fonctionnement .

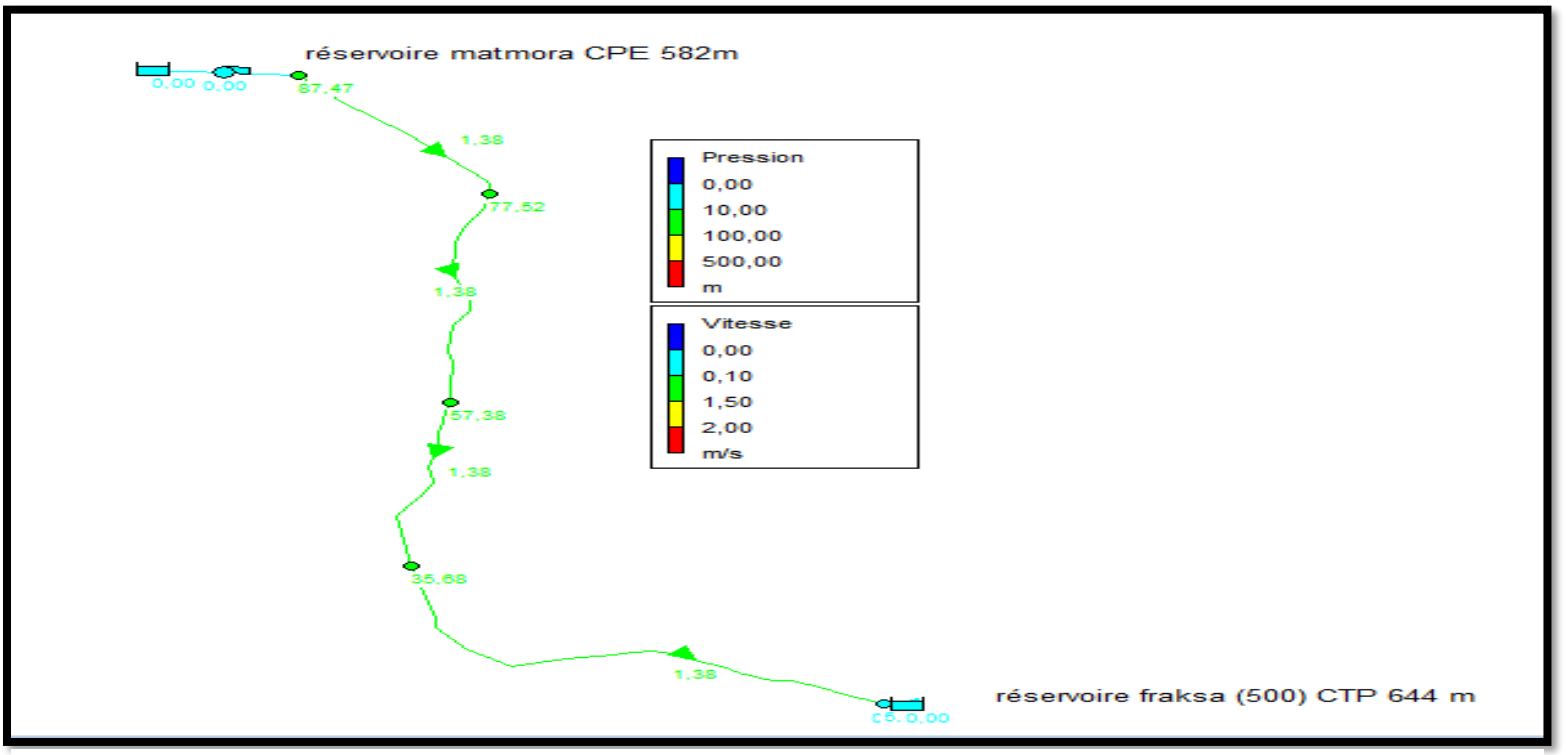


Figure IV-7 : Schéma du réseau d'adduction simulé sur EPANET du village du Fraksa .

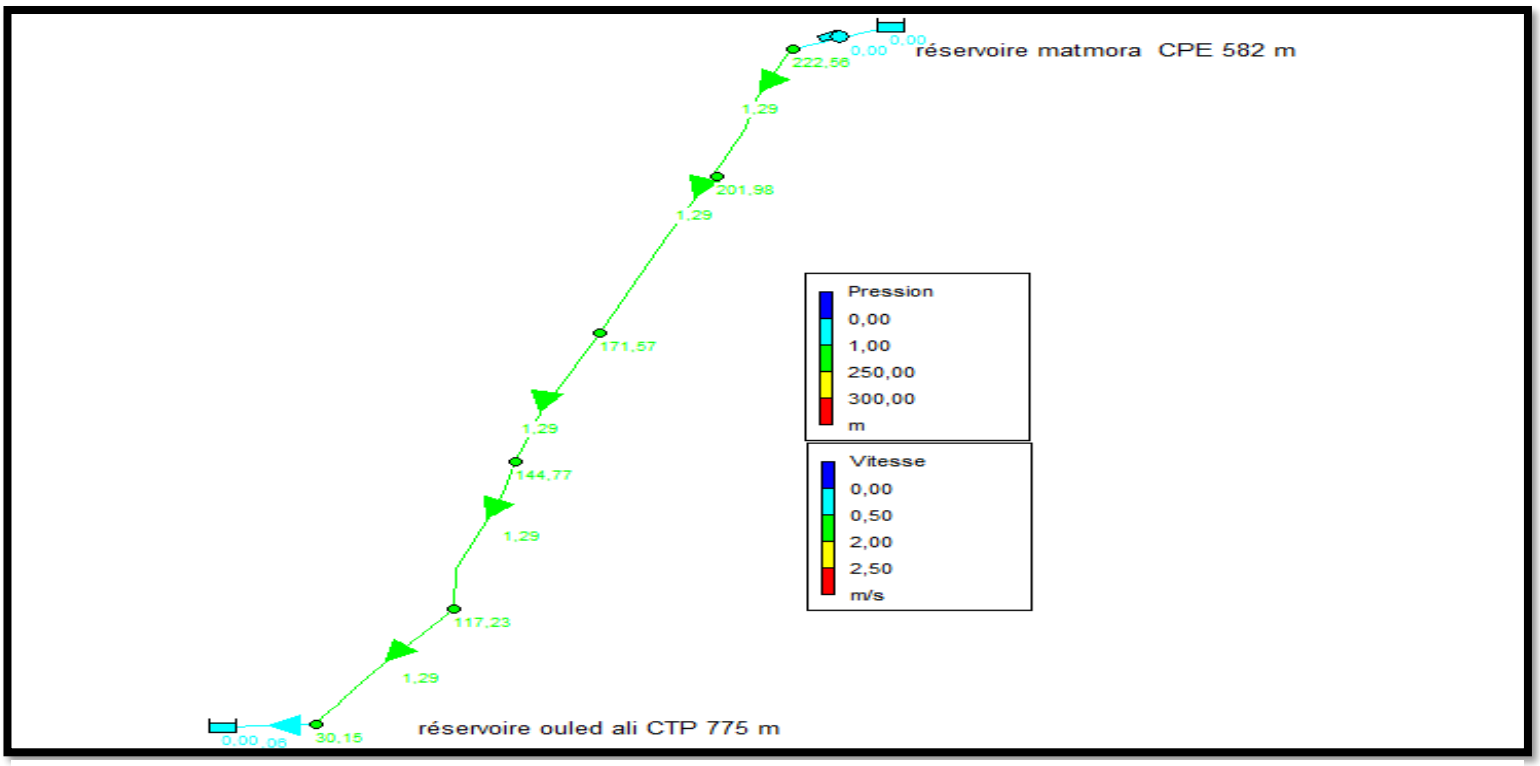


Figure IV-8 : Schéma du réseau d'adduction simulé sur EPANET du village Ouled Ali .

IV.12 Protection des conduites contre le coup de bélier :

Les conduites d'adduction doivent être toujours étudiées et quantifiées du point de vue protection contre les variations de pression dues aux changements des régimes, qui peuvent être la cause du phénomène du coup de bélier.

IV.12.1 Définition :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire des ondes de surpression et de dépression de période de 4 L/a qui se manifeste dans les conduites d'adduction avec des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents.

IV.12.2 Les couse de coup de bélier :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- Arrêt ou démarrage soudain d'une pompe dans les conduites en charge par refoulement.
- La modification de la vitesse d'une pompe.

IV.12.3. surpression :

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

IV.12.4. Dépression :

Une pression négative dans une conduite peut être problématique, car elle peut entraîner des phénomènes indésirables tels que :

- Après une forte surpression ;

- Arrêt brusque d'une pompe.

Ce phénomène peut entraîner une déformation ou un effondrement des canalisations, une cavitation, ainsi qu'un risque d'infiltration d'air ou de contaminants.

IV.13. Moyens de protection contre le coup de bélier :

- **Vanne à Fermeture Lente :** Pour protéger les adductions gravitaires contre les coups de bélier et les variations brusques de pression, il est essentiel de contrôler la vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes.
- **Cheminée d'équilibre :** La cheminée d'équilibre est un réservoir à l'air libre permettant de protéger la conduite contre l'augmentation ou la diminution de la pression. Cette cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau.
- **Soupape de décharge :** Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques anti bélier installé sur une conduite ou une pompe, qui s'ouvre automatiquement pour évacuer l'excès de pression et protéger le système contre les surpressions.
- **Volant d'inertie :** Le volant d'inertie est un dispositif placé sur l'arbre du groupe, permettant de prolonger le temps d'arrêt de la pompe.
  Le volant d'inertie est un moyen de protection pour limiter les dépressions provoquées par l'arrêt du groupe électropompe.
- **Réservoirs d'air :** Le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier C'est un récipient dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et un certain volume d'eau dans la partie inférieure.

IV.14. Calcul du coup de bélier :

Pour calculer la valeur du coup de bélier, on utilise la formule suivante :

$$b = \frac{C*V0}{g} \qquad \text{(IV.18)}$$

Avec :

V_0 : vitesse de refoulement en régime normal ;

g : accélération de la pesanteur ;

c : célérité d'onde (m/s).

Il existe plusieurs formules permettant le calcul de la célérité de l'onde du coup de bélier dans les conduites sous pression. Pour nos calculs, nous utilisons la formule usuelle suivante :

$$C = \frac{\sqrt{(\frac{K}{\rho})}}{\sqrt{(1+\frac{K*D}{E*e})}}$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau. ρ = 1000 kg/m^3

D: Diamètre de la conduite (m).

E: Module de YOUNG de la conduite. PEHD: 1,2 .10^9 Pa.

e : Épaisseur de la conduite (m) .

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

Lors d'un coup de bélier, les variations de pression peuvent être estimées à l'aide des formules suivantes :

- **Surpression maximale :** $H_{surpression} = Hg + b$
- **Dépression maximale** : $H_{dépression} = Hg - b$

le tableau suivant présente les résultats des calculs effectués pour deux villages :

Tableau IV-12 : Calcul de la célérité de l'onde et de la valeur du coup de bélier pour chaque tronçon d'adduction.

Village	Hg (m)	C (m/s)	V_0 (m/s)	b (m)	$H_{surpression}$ (m)	$H_{dépression}$ (m)	PN (bar)
Fraksa	63	278,7	1,45	41,3	104,3	21	10
Ouled ali	191	452,31	1,23	56,71	247,71	134,3	25

IV.14.1. Interprétation des résultats :

Zone de Fraksa : Pour notre adduction, nous avons choisi des conduites en PEHD PN10, capables de supporter une pression maximale de 10 bars. Cependant, les calculs ont révélé des surpressions allant jusqu'à 10,5 bars et des dépressions de 2 bars.

Zone de Ouled ali : pour notre système d'adduction, nous avons choisi des conduites en PEHD PN25. Ces conduites sont conçues pour supporter une pression maximale de 25 bars. . Cependant, les calculs ont révélé des surpressions allant jusqu'à 24,7 bars et des dépressions de 13 bars

Dans les deux cas, on remarque que les mesures de pression sont proches des limites admissibles. Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, nous avons décidé de le protéger contre les coups de bélier.

D'après les différents moyens de protection, nous avons choisi le réservoir d'air, grâce aux avantages qu'il présente :Il intervient efficacement dans la protection contre la dépression et la surpression ;

- Il intervient efficacement dans la protection contre la dépression et la surpression ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler ;
- Il est adapté aux moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il assure une bonne sécurité et un fonctionnement fiable ;
- Il ne provoque aucune perte d'eau.

IV.15. Dimensionnement des réservoirs d'air :

Pour calculer le volume d'un réservoir d'air , plusieurs méthodes peuvent être utilisées, telles que :

- Méthode de Vibert ;
- Méthode de Bergeron ;
- Méthode de Potch et Munier .

pour notre cas, nous avons choisi d'utiliser la méthode de Potch et Munier.Cette méthode repose sur le calcul des nombres adimensionnels afin de déterminer le volume maximal du réservoir.

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;
B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.
Telles que :

$$K=\frac{Habs-H0}{H0} \qquad (IV.20)$$

H_0 : pression statique absolue .

$$H_0= Hg+10 \qquad (IV.21)$$

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = HMT+10 \qquad (IV.22)$$

$$A=\frac{C*V0}{g\ H0} \qquad (IV.23)$$

Avec :
c : célérité d'onde de choc (m/s) ;
V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s);
g : accélération de pesanteur (m/s^2).

Après avoir calculé les paramètres nécessaires, nous avons élaboré le tableau suivant pour tracer le profil en long de la conduit.
Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique $\frac{Pmin}{H0}$
L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min}\ U_{max}^{1.2} = H_{abs}\ U_0^{1.2} \qquad (IV.24)$$

$$U_{max}=\sqrt[1,2]{\frac{H\ abs*U0^{1,2}}{P\ \min}} \qquad (IV.25)$$

IV.16. Application :

IV.16.1. Village de Fraksa

On a
H_0 = 63+10 = 73 m
H abs =88,51+10 =98,51 m

$K=\frac{Habs-H0}{H0}=\frac{98,51-73}{73}$ = 0,35 et $A=\frac{C*V0}{g\ H0}=\frac{278,7*1,45}{9,81*73}$ = 0,56

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A= 0,56 et K= 0,35 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,4 , A=0,5 et A=1).
Nous allons compléter le tableau du profil en long afin de déterminer le volume de réservoir .

Tableau IV-13 : Tableau du profil en long absolu du village Fraksa .

Côte z(m)	582	586	599	615	627	645
Longueur(m)	0	730,7	1563,6	2217,1	2933	3482
$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10}$	0,13	0,19	0,37	0,59	0,75	1
x/L	0	0,21	0,45	0,63	0,84	1

Après la superposition avec des abaques en annexe et annexe (3-1), nous optons une valeur moyenne de B = 1 , Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U0 .

$$U_0 = \frac{V^2 * L * S}{g * Habs * B} = \frac{1{,}45^2 * 3482 * 0{,}024}{9{,}81 * 98.51 * 1} = 0{,}18$$

$$\frac{Pmin}{H0} = 0{,}75 \quad \text{dance } p_{min} = 0{,}75 * 73 = 54{,}75$$

$$U_{max} = \sqrt[1,2]{\frac{H\,abs * U0^{1,2}}{P\,min}} = \sqrt[1,2]{\frac{98{,}51 * 0{,}18^{1,2}}{54{,}75}} = 0{,}3\ m^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de **30 %** ; **V=0,4 m³ .**

IV.16.2. Village de Ouled ali :

On a :

H_0 = 191 +10 = 201 m

H abs =217+10 =227 m

$$K = \frac{Habs - H0}{H0} = \frac{227 - 201}{201} = 0{,}13 \quad \text{et} \quad A = \frac{C * V0}{g\ H0} = \frac{452{,}3 * 1{,}23}{9{,}81 * 201} = 0{,}28$$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour **A= 0,2 et K= 0,13** mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,2 , A=0,5).

Tableau IV-14 : Tableau du profil en long absolu du village Ouled ali .

Côte z(m)	582	598	620	640	660	692	774
Longueur	0	1002	2092	3018	4047	4625	5147
$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10}$	0,05	0,13	0,24	0,34	0,44	0,60	1
x/L	-	0,19	0,41	0,59	0,79	0,90	1

Après la superposition avec des abaques en annexe et annexe (3-2), nous optons une valeur moyenne de B=1

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U0 :

$$U_0 = \frac{V^2 * L * S}{g * Habs * B} = \frac{1{,}23^2 * 5145 * 0{,}0257}{9{,}81 * 227 * 0.6} = 0{,}09$$

$$\frac{Pmin}{H0} = 0{,}6 \text{ dance} \quad p_{min} = 0{,}6 * 201 = 120{,}6$$

$$U_{max} = \sqrt[1,2]{\frac{H\,abs * U0^{1,2}}{P\,min}} = \sqrt[1,2]{\frac{227 * 0{,}16^{1,2}}{120{,}6}} = 0{,}16$$

Le volume de réservoir sera majoré de **30 %** ; **V= 0,2 m^3.**

IV.17. Conclusion :

L'étude technico-économique menée a permis de déterminer une solution optimisée pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, en tenant compte à la fois des coûts d'investissement et d'exploitation. Elle a permis de choisir un diamètre de 200 mm pour le village de Fraksa et de 250 mm pour le village de Ouled Ali. Le choix de la pompe la mieux adaptée aux conditions de pompage a également été justifié. Par ailleurs, le phénomène transitoire a été analysé, ce qui a conduit à l'adoption de réservoirs d'air comme dispositif de protection contre les coups de bélier. Le dimensionnement de ces réservoirs a été réalisé à l'aide de la méthode de Potch et Munier..

Chapitre 05 :

Etude de réseau de distribution

Etude de réseau de distribution

V.1. Introduction :

L'objectif principal d'un réseau de distribution est d'assurer l'acheminement de l'eau vers l'ensemble des consommateurs et à tous les points de l'agglomération, tout en garantissant un débit et une pression conformes aux besoins. Pour cela, une étude approfondie est nécessaire afin de déterminer un diamètre optimal des canalisations, permettant une répartition équilibrée des débits et assurant des pressions adéquates aux différents nœuds du réseau.

V.2. Type de réseau choisi :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés).

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération et la topographe , on choisit dans notre cas d'étude le réseau ramifié pour les deux village ,car :

- Ce type de réseau, caractérisé par une source d'écoulement unidirectionnelle, économique, facile à dimensionner et ne pose pas des problèmes concernant la qualité et la stagnation de l'eau.
- Ce système est généralement utilisé dans des zones moins denses avec une demande en eau relativement uniforme. Bien qu'il soit simple à concevoir et à entretenir, il peut rencontrer des problèmes de pression et de débit dans les zones éloignées de la source principale

(GOMELA, Cyril ; GUERREE, Henri 1985)

V.3. Principe de tracer de réseau :

- Il faut repérer l'emplacement des grands consommateurs c'est-à-dire une densité de population importante.
- tracer les conduites principales, ces conduites doivent être bien reparties afin d'avoir une bonne distribution d'eau.
- Les conduites secondaires (ramifications) sont tracées selon les distributions des consommateurs.

V.4. Choix du type des conduites :

Parmi les matériaux utilisés en AEP, on peut citer : l'acier, la fonte ductile, les matières plastiques (les polychlorures de vinyle PVC, les polyéthylènes PE) . Le choix du matériau des conduites repose sur plusieurs critères techniques et économiques, notamment la pression de service, les conditions de pose, la durée de vie, la résistance à la corrosion, ainsi que la disponibilité et le coût sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD (PN 10) en raison de les avantages techniques qu'ils présentent.

Le PEHD, ou polyéthylène haute densité, est un matériau plastique largement utilisé dans la fabrication de conduites . Il est apprécié pour sa robustesse , sa flexibilité, sa résistance à la corrosion, sa durabilité, sa légèreté et sa capacité à résister à une large plage de températures. Il offre ainsi une solution fiable et économique pour le transport de fluides dans des conditions variées.

V.5. Calcul hydraulique du réseau :

V.5.1. Détermination des débits

- Débit de pointe : C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution . Il s'agit du le débit horaire maximal que nous avons calculé dans le chapitre 2 .
- Débit spécifique : Le débit spécifique linéaire est défini comme le débit d'eau consommé par unité de longueur du réseau de distribution, en supposant une répartition uniforme des consommateurs tout au long de ce reseau.

$$q_{sp} = (Q_{max\ h} - \sum Q_{con}) / \sum Li \qquad (V.1)$$

Avec :

q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;

Q_{con} : débit concentrer ;

$\sum Li$: somme des longueurs des tronçons que sont assurant un distribution en route (m).

Tableau V-1 : les débits spécifique pour les deux village .

Village	longueurs en route (m)	$Q_{max\ h}$ (l/s)	Q_{con} (l/s)	$Q_{max\ h} - Q_{con}$ (l/s)	q_{sp} (l/s/m)
Fraksa	17783,9	50,95	4,3	46,65	0,002637
Ouled ali	16901,26	39,54	0	39,54	0,00234

- Débit en route : le débit en route est la consommation d'eau répartie le long d'un tronçon de conduite dans un réseau de distribution. Il est donner par la formule suivent :

$$Q_{route} = q_{sp} * L_i \qquad (V.2)$$

Avec :

Q_{route} : le débit en route du tronçon i (l/s) ;

L_i : Longueur du tronçon i (ml).

- débits aux nœuds : Le débit au nœud correspond à la quantité d'eau demandée à cet endroit précis. Il est déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5*(\sum Q_{r\,i}) + Q_{con} \qquad (V.3)$$

Les résultat de calcule sont représenter dans les tableaux suivent :

- village de Fraksa :

Tableau V-2 : calcul des débits nodaux du village Fraksa .

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
j0	c1	520	0,002637	1,371	1,014
	c2	249	0,002637	0,657	
j1	c1	520	0,002637	1,371	0,686
	1	10	0,002637	-	
j2	c2	249	0,002637	0,657	1,738
	c3	829,9	0,002637	2,188	
	c4	239,4	0,002637	0,631	
j3	c3	829,9	0,002637	2,188	1,094
j4	c4	239,4	0,002637	0,631	1,447
	c5	219,1	0,002637	0,578	
	c6	639	0,002637	1,685	
j5	c5	219,1	0,002637	0,578	0,289
j6	c6	639	0,002637	1,685	1,944
	c7	231,1	0,002637	0,609	
	c8	370,3	0,002637	0,976	
j7	c7	231,1	0,002637	0,609	0,305
j8	c8	370,3	0,002637	0,976	1,578
	c9	229,7	0,002637	0,606	
	c10	597,1	0,002637	1,575	
j9	c9	229,7	0,002637	0,606	0,303
j10	c10	597,1	0,002637	1,575	1,720
	c11	333,2	0,002637	0,879	
	c12	374	0,002637	0,986	
j11	c11	333,2	0,002637	0,879	0,439
j12	c12	374	0,002637	0,986	1,389
	c13	329,1	0,002637	0,868	
	c14	350	0,002637	0,923	
j13	c13	329,1	0,002637	0,868	0,434
j14	c14	350	0,002637	0,923	1,031
	c15	342,9	0,002637	0,904	
	c16	88,79	0,002637	0,234	

Tableau V-3: calcul des débits nodaux du village Fraksa (suite).

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
j15	c15	342,9	0,002637	0,904	0,45
j16	c16	88,79	0,002637	0,234	0,89
	c17	478,4	0,002637	1,262	
	c18	103,8	0,002637	0,274	
j17	c17	478,4	0,002637	1,262	0,94
j18	c18	103,8	0,002637	0,274	1,37
	c19	522	0,002637	1,377	
	c20	168,6	0,002637	0,445	
	c21	246,8	0,002637	0,651	
j19	c19	522	0,002637	1,377	0,69
j20	c20	168,6	0,002637	0,445	0,22
j21	c21	246,8	0,002637	0,651	0,87
	c22	260,9	0,002637	0,688	
	c23	153,4	0,002637	0,405	
j22	c22	260,9	0,002637	0,688	0,34
j23	c23	153,4	0,002637	0,405	1,79
	c24	485,9	0,002637	1,281	
	c25	198,8	0,002637	0,524	
	c33	519,8	0,002637	1,371	
j24	c24	485,9	0,002637	1,281	0,64
j25	c25	198,8	0,002637	0,524	1,16
	c26	463,9	0,002637	1,223	
	c27	219,4	0,002637	0,579	
j26	c26	463,9	0,002637	1,223	0,61
j27	v1	0	0,002637	-	0,79
	c28	598	0,002637	1,577	
j28	v1	0	0,002637	-	
	c29	542	0,002637	1,429	0,72
j29	c27	219,4	0,002637	0,579	3,88
	c28	598	0,002637	1,577	
	c31	1215	0,002637	3,204	
	c32	675,6	0,002637	1,782	
j30	c29	598	0,002637	1,577	0,79
j31	c31	1215	0,002637	3,204	1,60
j32	c32	675,6	0,002637	1,782	1,20
j33	c33	519,8	0,002637	1,371	2,31
	c34	646,7	0,002637	1,705	
	c35	587,9	0,002637	1,55	
j34	c34	646,7	0,002637	1,705	3,94

Tableau V- 4: calcul des débits nodaux du village Fraksa (suite).

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
j35	c35	587,9	0,002637	1,55	1,65
	c36	200,4	0,002637	0,528	
	c39	466	0,002637	1,229	
j36	c36	200,4	0,002637	0,528	1,47
	c37	333,9	0,002637	0,88	
	c38	582,1	0,002637	1,535	
j37	c37	333,9	0,002637	0,88	0,44
j38	c38	582,1	0,002637	1,535	0,77
j39	c39	466	0,002637	1,229	3,31
	c40	453,6	0,002637	1,196	
	c41	1588	0,002637	4,188	
j40	c40	453,6	0,002637	1,196	0,60
j41	c41	1588	0,002637	4,188	2,09

- village de Ouled Ali

Tableau V-5 : calcul des débits nodaux du village Ouled Ali .

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n1	p0	222	0,00233947	0,519	0,491
	p1	0	0,00233947	0,000	
	p16	419,4	0,00233947	0,981	
n2	p1	0	0,00233947	0,000	1,006
	p2	192,5	0,00233947	0,450	
	p7	667,8	0,00233947	1,562	
n3	p2	192,5	0,00233947	0,450	2,565
	p3	1082	0,00233947	2,531	
	p4	918	0,00233947	2,148	
n4	p3	1082	0,00233947	2,531	1,266
n5	p4	918	0,00233947	2,148	3,013
	p5	676,3	0,00233947	1,582	
	p6	981,5	0,00233947	2,296	
n6	p6	981,2	0,00233947	2,295	1,148
n7	p5	676,3	0,00233947	1,582	0,791
n8	p7	667,8	0,00233947	1,562	
	p8	338	0,00233947	0,791	
	p9	21	0,00233947	0,049	1,201
n9	p8	338	0,00233947	0,791	0,395
n10	p9	21	0,00233947	0,049	1,851
	p10	291,7	0,00233947	0,682	
	p11	1270	0,00233947	2,971	

Tableau V-5 : calcul des débits nodaux du village Ouled Ali (suite).

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
n11	p10	291,7	0,00233947	0,682	0,341
n12	p11	1270	0,00233947	2,971	2,562
	p12	390,2	0,00233947	0,913	
	p13	529,9	0,00233947	1,24	
n13	p12	390,2	0,00233947	0,913	0,456
n14	p13	529,9	0,0023395	1,24	1,959
	p14	613,9	0,0023395	1,436	
	p15	530,7	0,0023395	1,242	
n15	p14	613,9	0,0023395	1,436	0,718
n16	p15	530,7	0,0023395	1,242	0,621
n17	p16	419,4	0,0023395	0,981	0,721
	p17	157,4	0,0023395	0,368	
	p18	39,56	0,0023395	0,093	
n18	p17	157,4	0,0023395	0,368	0,184
n19	p18	39,56	0,0023395	0,093	1,117
	p19	284,8	0,0023395	0,666	
	p20	630,9	0,0023395	1,476	
n20	p19	284,8	0,0023395	0,666	0,333
n21	p20	630,9	0,0023395	1,476	0,738
n22	p21	369,5	0,0023395	0,864	0,432
n23	p21	369,5	0,0023395	0,864	0,959
	p22	415,2	0,0023395	0,971	
	p25	35,46	0,0023395	0,083	
n24	p22	415,2	0,0023395	0,971	1,464
	p23	479	0,0023395	1,121	
	p24	357,1	0,0023395	0,835	
n25	p13	529,9	0,0023395	1,24	0,560
n26	p14	613,9	0,0023395	1,436	0,418
n27	p15	530,7	0,0023395	1,242	0,787
	p14	613,9	0,0023395	1,436	
	p15	530,7	0,0023395	1,242	
n28	p26	544,9	0,00233947	1,275	0,637
n29	p27	92,12	0,00233947	0,216	1,862
	p28	284,8	0,00233947	0,666	
	p29	1215	0,00233947	2,842	
n30	p28	284,8	0,00233947	0,666	0,333
n31	p29	1215	0,00233947	2,842	2,159
	p30	345,1	0,00233947	0,807	
	p31	285,5	0,00233947	0,668	
n32	p30	345,1	0,00233947	0,807	0,404
n33	p31	285,5	0,00233947	0,668	0,740
	p32	302,4	0,00233947	0,707	

	p33	45,02	0,00233947	0,105	
n34	p32	302,4	0,00233947	0,707	0,354
n35	p33	45,02	0,00233947	0,105	1,978
	p34	540,2	0,00233947	1,264	
	p35	1106	0,00233947	2,587	
n36	p34	540,2	0,00233947	1,264	0,632
n37	p35	1106	0,00233947	2,587	1,294

V.6. Dimensionnement de réseau :

Après avoir déterminé les différents débits du réseau, il est essentiel de choisir un diamètre de canalisation adapté afin d'assurer un bon fonctionnement hydraulique de. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel **EPANET**, qui permet une modélisation hydraulique précise du réseau. Cet outil nous a permis de simuler le comportement du réseau en tenant compte des débits, des vitesses d'écoulement, des pressions et des pertes de charge, en fonction de la topographie du terrain. Grâce à cette modélisation, il est possible d'optimiser le choix des diamètres des canalisations de manière à garantir un débit suffisant, une vitesse optimale et une pression conforme aux normes au niveau des points de consommation, tout en respectant les exigences techniques d'écoulement des conduites en PEHD, assurant ainsi une distribution fiable et équilibrée de l'eau.

V.7. Résultats de la simulation hydraulique du réseau :

Avant de procéder à la simulation hydraulique, il est indispensable de saisir l'ensemble des paramètres relatifs aux conduites, notamment les longueurs, les diamètres, la rugosité des matériaux, les altitudes ainsi que les débits nodaux affectés à chaque nœud du réseau. Une fois ces données intégrées, la simulation peut être lancée. Plusieurs itérations ont été nécessaires pour ajuster les diamètres des canalisations, dans le but d'atteindre des vitesses d'écoulement et des pressions conformes aux normes, assurant ainsi une performance hydraulique satisfaisante du réseau. Les différents résultats sont présentés dans les tableaux ci-après.

V.7.1. Cas de pointe :

La figure ci-dessous représente le résultat de la simulation du réseau pour le cas de pointe du village de Fraksa :

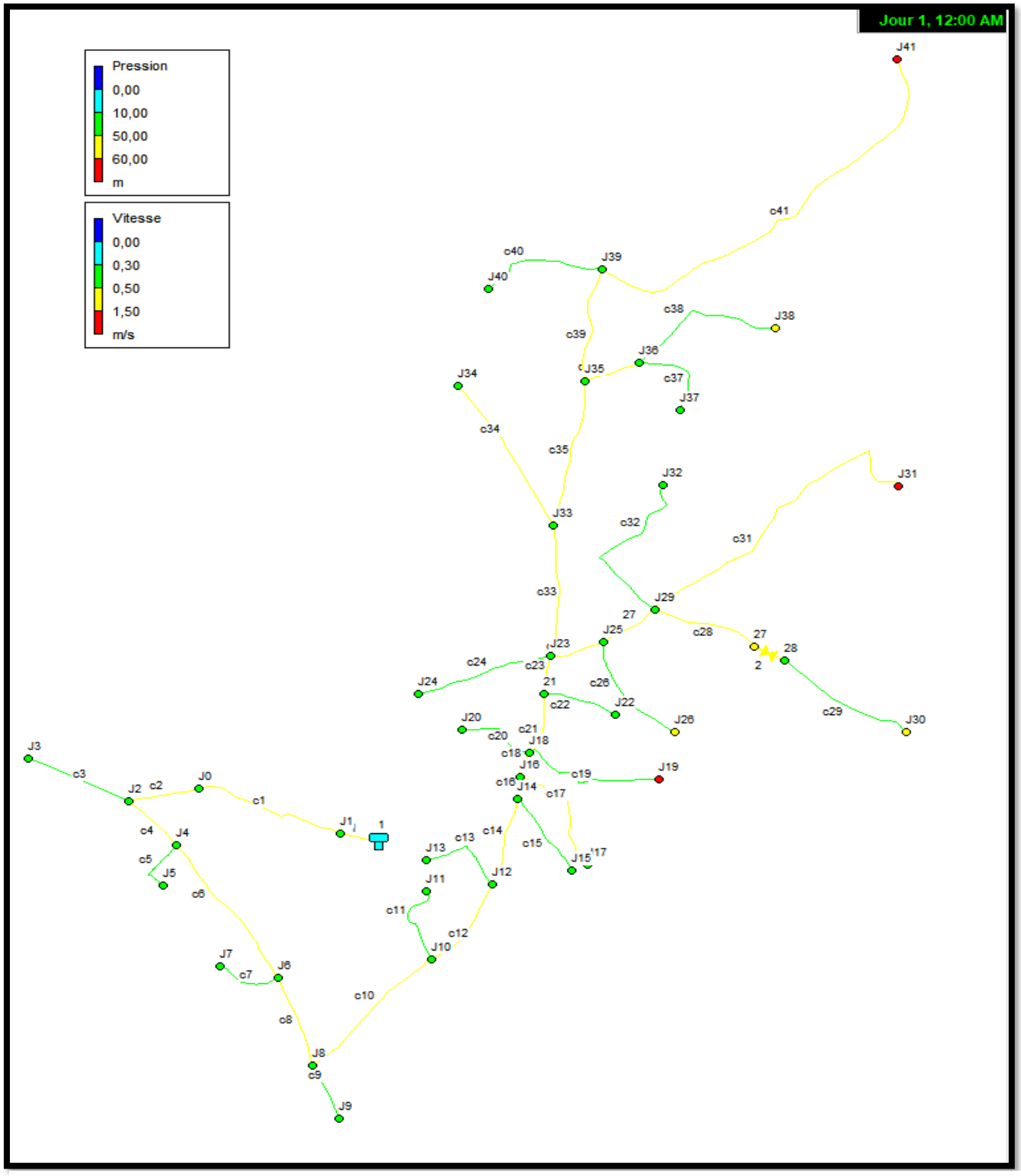


Figure V-1 : résultat de la simulation pour le cas de pointe du village de Fraksa .

Tableau.V-6 : Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Fraksa .

N° Nœud	Altitude (m)	Demande Base (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
Noeud J0	625,00	1,014	637,84	12,84
Noeud J1	629,00	0,686	640,98	11,98
Noeud J2	620,00	1,74	636,4	16,4
Noeud J3	618,00	1,094	632,31	14,31
Noeud J4	610,00	1,447	635,15	25,15
Noeud J5	616,42	0,31	634,16	17,74
Noeud J6	600,00	1,933	632,06	32,06
Noeud J7	607,21	0,305	631,04	23,83
Noeud J8	593,48	1,578	630,43	36,95
Noeud J9	600,00	0,303	629,43	29,43
Noeud J10	587,40	1,72	628,01	40,61
Noeud J11	606,35	0,44	625,23	18,87
Noeud J12	590,00	1,39	626,64	36,64
Noeud J13	610,29	0,43	624	13,71
Noeud J14	590,00	1,03	625,47	35,47
Noeud J15	577,04	0,452	622,47	45,42
Noeud J16	583,73	0,88	625,01	41,29
Noeud J17	574,31	0,94	619,76	45,45
Noeud J18	581,77	1,37	624,53	42,76
Noeud J19	559,89	0,68	621,3	61,4
Noeud J20	590,00	0,39	622,5	32,5
Noeud 21	583,38	0,87	623,52	40,14
Noeud J22	581,71	0,34	622,13	40,41
Noeud J23	589,50	1,73	622,93	33,43
Noeud J24	592,93	0,64	620,23	27,31
Noeud J25	595,70	1,163	621,68	25,98
Noeud J26	563,40	0,61	619,31	55,91
Noeud 27	555,00	0,78	609,63	54,63
Noeud 28	555,00	0,71	579,63	24,63
Noeud J29	590,00	3,57	620,12	30,12
Noeud J30	520,00	0,78	578,21	58,21

Tableau V-7 : Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Fraksa.(suite).

N° Nœud	Altitude (m)	Demande Base (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
Noeud J31	548,00	1,6	608,75	60,75
Noeud J32	570,00	1,2	616,34	46,34
Noeud J33	575,74	2,313	621,7	45,96
Noeud J34	590,00	3,94	619,75	29,75
Noeud J35	573,74	18,65	620,71	46,97
Noeud J36	570,00	1,47	616,05	46,05
Noeud J37	569,72	0,43	613,37	43,65
Noeud J38	560,93	0,75	611,77	50,84
Noeud J39	580,00	3,3	617,55	37,55
Noeud J40	581,00	0,58	615,43	34,43
Noeud J41	530,00	2,1	593,32	63,32

Tableau V-8 : Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe) village de Fraksa.

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m.c.e)
Tuyau 1	4	220,2	50,66	1,33	0,02
Tuyau c2	249	220,2	48,96	1,29	1,44
Tuyau c3	829,9	55	1,09	0,46	4,09
Tuyau c4	239,4	220,2	46,12	1,21	1,24
Tuyau c5	219,1	35,2	0,31	0,32	0,99
Tuyau c6	639	220,2	44,37	1,17	3,09
Tuyau c7	231,1	35,2	0,31	0,31	1,02
Tuyau c8	370,3	220,2	42,13	1,11	1,63
Tuyau c9	229,7	35,2	-0,3	0,31	1,00
Tuyau c10	597,1	220,2	40,25	1,06	2,42
Tuyau c11	333,2	35,2	0,44	0,45	2,79
Tuyau c12	374	220,2	38,09	1	1,37
Tuyau c13	329,1	35,2	0,43	0,44	2,64

Tableau V-9: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe) village de Fraksa (suite).

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
Tuyau c14	350	220,2	36,27	0,95	1,17
Tuyau c15	342,9	35,2	0,45	0,46	3,00
Tuyau c16	88,79	198,2	34,79	1,13	0,46
Tuyau c17	478,4	44	0,94	0,62	5,26
Tuyau c18	103,8	198,2	32,97	1,07	0,49
Tuyau c19	522	44	0,68	0,45	3,23
Tuyau c20	299	35,2	0,39	0,4	2,02
Tuyau c21	246,8	198	30,53	0,99	1,01
Tuyau c22	260,9	35,2	0,34	0,35	1,39
Tuyau c23	153,4	198	29,32	0,95	0,58
Tuyau c24	485,9	44	-0,64	0,42	2,70
Tuyau c25	198,8	121	10,41	0,91	1,25
Tuyau c26	463,9	44	0,61	0,4	2,37
Tuyau 27	219,4	110	8,64	0,91	1,56
Tuyau c28	598	55,4	2,27	0,94	10,49
Tuyau c29	542	55,4	0,78	0,32	1,42
Tuyau c31	1215	55,4	1,6	0,66	11,37
Tuyau c32	675,6	55,4	1,2	0,5	3,79
Tuyau c33	519,8	176	16,53	0,68	1,23
Tuyau c34	646,7	98	3,94	0,52	1,95
Tuyau c35	587,9	158	10,28	0,52	0,99
Tuyau c36	200,4	55,4	2,65	1,1	4,66
Tuyau c37	333,9	35,2	0,43	0,44	2,68
Tuyau c38	582,1	44	0,75	0,49	4,28
Tuyau c39	466	96,8	5,98	0,81	3,16
Tuyau c40	453,6	44	0,58	0,38	2,12
Tuyau c41	1588	55,4	-2,1	0,87	24,23

La figure ci-dessous représente le résultat de la simulation du réseau pour le cas de pointe du village de Ouled Ali .

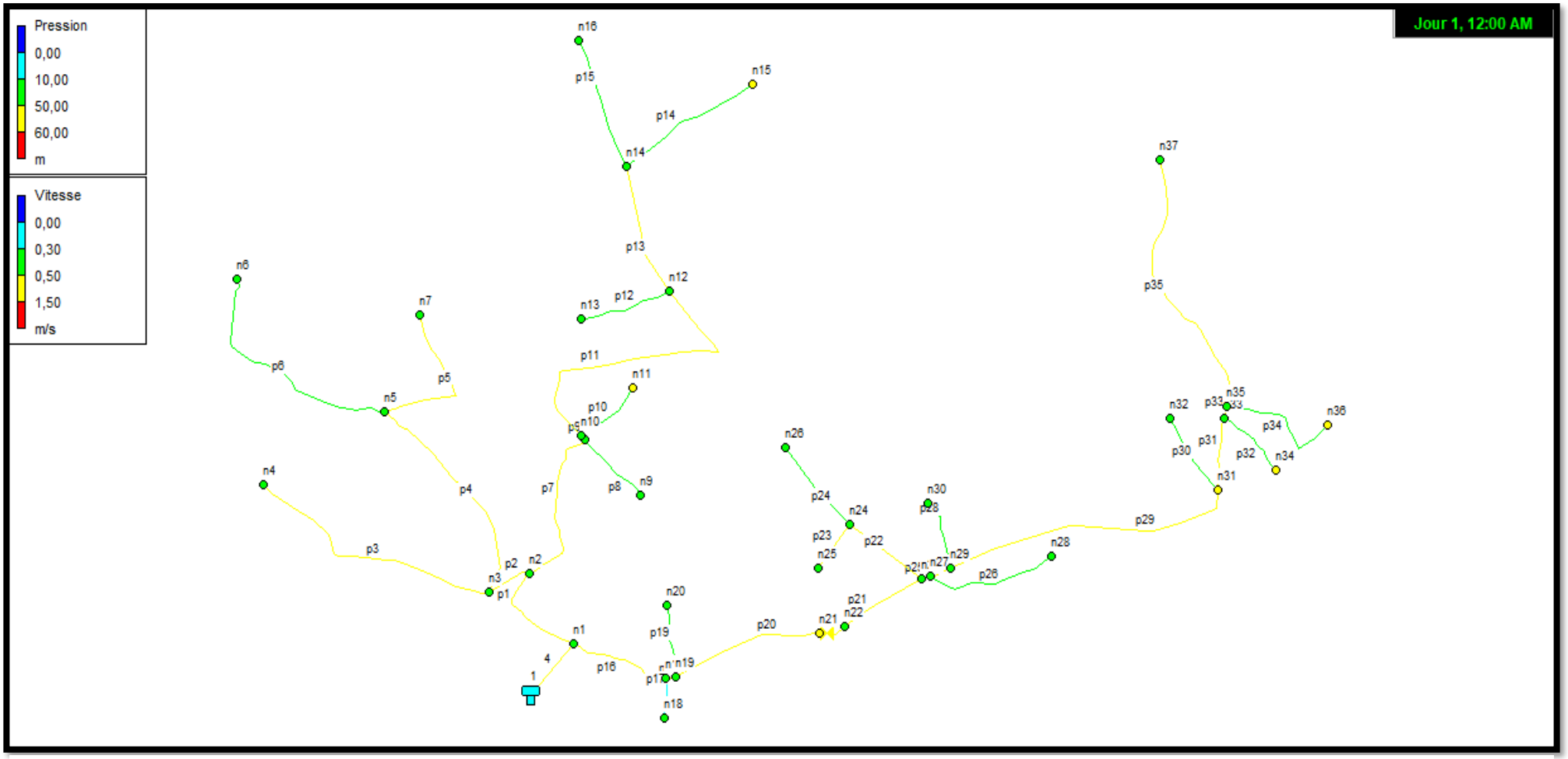


Figure V-2 : résultat de la simulation pour le cas de pointe du village de Ouled Ali .

Tableau V-10: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Ouled Ali .

Nœuds	Altitude (m)	Demande Base (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (m)
Noeud n1	708,76	1,015	737,14	28,37
Noeud n2	702,17	1,531	732,55	30,37
Noeud n3	703,89	2,565	729,93	26,04
Noeud n4	700,01	1,266	723,26	23,25
Noeud n5	703,22	3,013	725,5	22,28
Noeud n6	709,98	1,148	720,42	10,43
Noeud n7	675,02	0,791	720,03	45,01
Noeud n8	676,14	1,201	720,79	44,64
Noeud n9	672,90	0,395	718,45	45,55
Noeud n10	676,16	1,851	720,52	44,35
Noeud n11	661,20	0,341	718,96	57,76
Noeud n12	650,60	2,562	695,34	44,73
Noeud n13	660,01	0,456	691,86	31,85
Noeud n14	640,53	1,959	687,51	46,98
Noeud n15	629,99	0,718	683,33	53,33
Noeud n16	648,13	0,621	684,71	36,58
Noeud n17	700,89	0,721	734,08	33,18
Noeud n18	703,71	0,184	733,79	30,08
Noeud n19	699	0,117	733,57	34,56
Noeud n20	686,26	0,333	732,11	45,85
Noeud n21	669,30	0,738	725,9	56,6
Noeud n22	660,15	0,432	685,9	25,75
Noeud n23	642,52	0,96	682	39,48
Noeud n24	651	1,464	678,43	27,43
Noeud n25	660	0,56	672,3	12,3
Noeud n26	648,93	0,418	675,71	26,77
Noeud n27	640,45	0,787	681,25	40,79
Noeud n28	628,57	0,637	678,24	49,67
Noeud n29	640	1,862	679,73	39,73
Noeud n30	656,32	0,33	678,29	21,96
Noeud n31	611,20	2,159	667,13	55,92

Tableau V-11: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) village Ouled Ali (suite)

Nœuds	Altitude (m)	Demande Base (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
Noeud n32	632,25	0,404	664,64	32,39
Noeud n33	624,38	0,74	663,43	39,04
Noeud n34	604,81	0,354	661,71	56,89
Noeud n35	627,21	1,978	662,53	35,31
Noeud n36	599,70	0,63	659,61	59,91
Noeud n37	620	1,294	641,01	21,01

Tableau V-12: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe)du village Ouled Ali .

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
Tuyau p1	448,4	141	20,42	1,31	4,58
Tuyau p2	192,5	96,8	8,78	1,19	2,62
Tuyau p3	1082	55,4	1,27	0,53	6,68
Tuyau p4	918	96,8	4,95	0,67	4,42
Tuyau p5	676,3	44	0,79	0,52	5,46
Tuyau p6	981,5	55,4	1,15	0,48	5,08
Tuyau p7	667,8	96,8	10,1	1,37	11,76
Tuyau p8	338	35,2	0,4	0,41	2,34
Tuyau p9	21	96,8	8,51	1,16	0,27
Tuyau p10	291,7	35,2	0,34	0,35	1,56
Tuyau p11	1270	79,2	6,32	1,28	25,18
Tuyau p12	390,2	35,2	0,46	0,47	3,47
Tuyau p13	529,9	66	3,3	0,96	7,82
Tuyau p14	613,9	44	0,72	0,47	4,18
Tuyau p15	530,7	44	0,62	0,41	2,80
Tuyau p16	419,4	141	17,1	1,1	3,10
Tuyau p17	157,4	35,2	0,18	0,19	0,29
Tuyau p18	39,56	123,4	16,2	1,35	0,51
Tuyau p19	284,8	35,2	0,33	0,34	1,46
Tuyau p20	630,9	123,4	15,75	1,32	7,67
Tuyau p21	369,5	123,4	14,58	1,22	3,90
Tuyau p22	415,2	66	2,44	0,71	3,57
Tuyau p23	479	35,2	0,56	0,58	6,13
Tuyau p24	357,1	35,2	0,42	0,43	2,73
Tuyau p25	35,46	96,8	11,18	1,52	0,75
Tuyau p26	544,9	44	0,64	0,42	3,00
Tuyau p27	92,12	96,8	9,75	1,32	1,52
Tuyau p28	284,8	35,2	0,33	0,34	1,44

Tableau V-13: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe)du village Ouled Ali (suite).

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
Tuyau p29	1215	96,8	7,56	1,03	12,60
Tuyau p30	345,1	35,2	0,4	0,42	2,48
Tuyau p31	285,5	79,2	5	1,01	3,69
Tuyau p32	302,4	35,2	0,35	0,36	1,73
Tuyau p33	45,02	66	3,9	1,14	0,90
Tuyau p34	540,2	44	0,63	0,41	2,92
Tuyau p35	1106	44	1,29	0,85	21,52

Interprétation des résultats :

La simulation du réseau à travers le logiciel EPANET nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau à l'heure de pointe, en termes de pression et de vitesse, pour le consommateur disposant des conditions les plus défavorables.

- Pour les vitesses : les valeurs obtenues se situent dans une plage de 0,3 à 1,5 m/s pendant l'heure de pointe, pour des diamètres variant entre 35,4 mm et 220,4 mm,

Remarque : Ces vitesses sont considérées comme acceptables pour des tuyaux en PEHD .

- Pour les pressions : les valeurs mesurées varient entre 1 et 9 bars pendant l'heure de pointe. Ce problème est lié au type de réseau (ramifié) ainsi qu'à la topographie locale. Pour y remédier, il a été proposé d'installer des réducteurs de pression. Leur emplacement a été choisi de manière à ramener la pression en aval à environ 6 bars.

Remarque: Étant donné que le relief topographique est très accidenté et que l'emplacement du réservoir existant se situe à une altitude élevée (770 m), la réalisation d'un réservoir brise-charge a été prévue au niveau du village d'Ouled Ali, à une cote terrain de 736 m, afin d'éviter les surpressions dans le réseau .

V.7.2. réservoir brise-charge :

Le réservoir brise-charge est un ouvrage hydraulique placé le long d'une conduite de refoulement ou d'adduction d'eau. Il permet de réduire la pression (ou "briser la charge") dans les sections aval du réseau, particulièrement en terrain en pente.
Le tableau suivant représente l'emplacement de ces réducteurs :

Tableau V-14: emplacement des rédacteurs de pression .

Village	Nœud initial	Nœud initial	Nœud final	Consigne (bar)
Fraksa	Réducteur de pression	j27	j28	3
Ouled ali	Réducteur de pression	n21	n22	4

V.7.3. cas de pointe plus incendie

La figure ci-dessous représente le résultat de la simulation du réseau pour le cas de pointe du village de Fraksa.

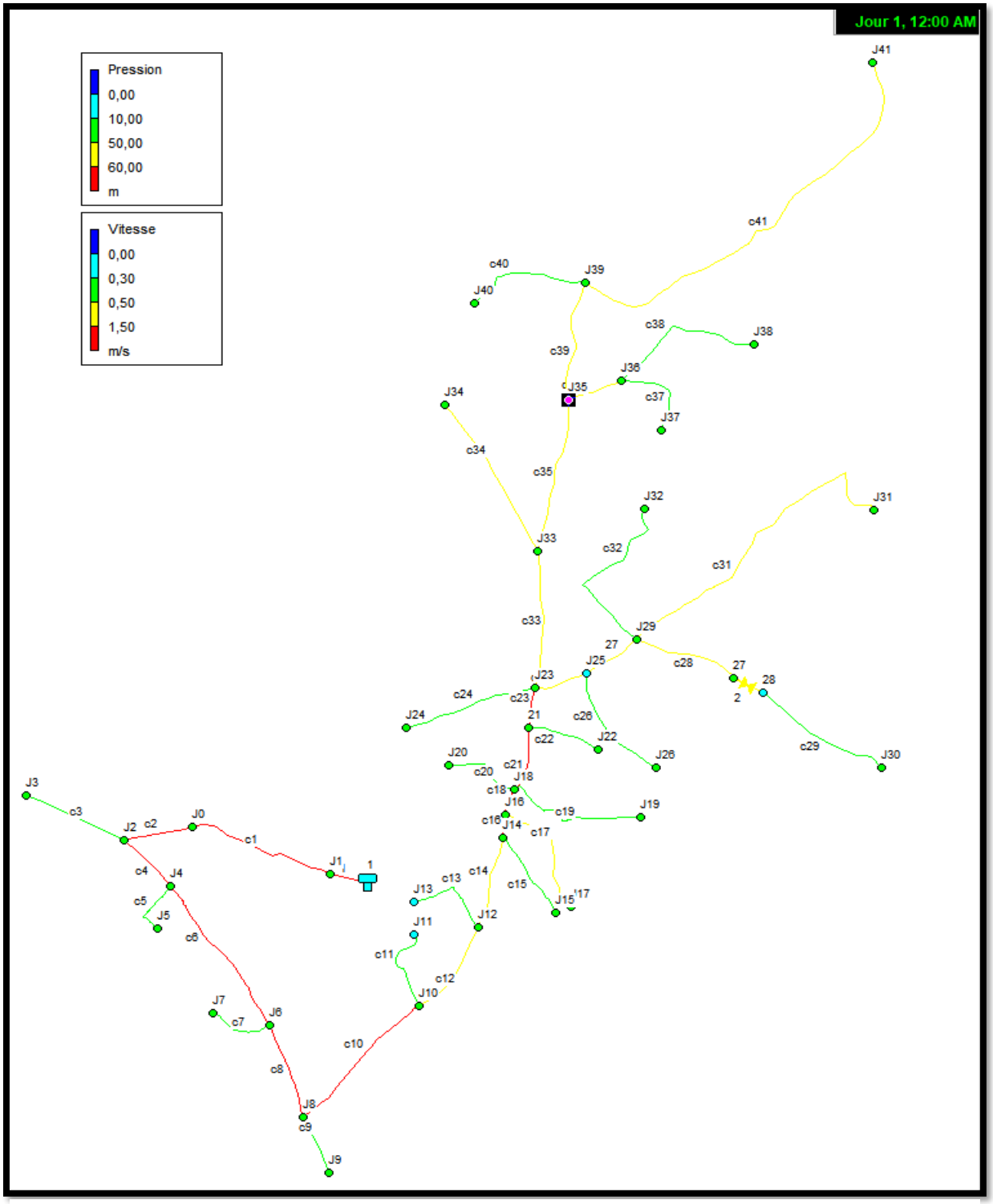


Figure V-3: résultat de la simulation pour le cas de (pointe+ incendié) du village Fraksa .

Tableau.V-15: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+ incendié)du village Fraksa .

N° Nœud	Altitude (m)	Demande Base (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (m)
Noeud J0	625	1,014	635,58	10,58
Noeud J1	629	0,686	640,96	11,96
Noeud J2	620	1,74	633,07	13,07
Noeud J3	618	1,094	628,99	10,99
Noeud J4	610	1,447	630,85	20,85
Noeud J5	616,42	0,31	629,86	13,44
Noeud J6	600	1,933	625,23	25,23
Noeud J7	607,20	0,305	624,21	17
Noeud J8	593,48	1,578	622,19	28,71
Noeud J9	600	0,303	621,19	21,19
Noeud J10	587,40	1,72	617,57	30,16
Noeud J11	606,35	0,44	614,78	8,43
Noeud J12	590	1,39	614,87	24,87
Noeud J13	610,29	0,43	612,23	1,93
Noeud J14	590	1,03	612,5	22,5
Noeud J15	577,04	0,452	609,49	32,45
Noeud J16	583,72	0,88	611,54	27,82
Noeud J17	574,30	0,94	606,29	31,98
Noeud J18	581,76	1,37	610,5	28,73
Noeud J19	559,89	0,68	607,27	47,38
Noeud J20	590	0,39	608,48	18,48
Noeud 21	583,37	0,87	608,22	24,84
Noeud J22	581,71	0,34	606,83	25,12
Noeud J23	589,5	1,73	606,87	17,37
Noeud J24	592,92	0,64	604,17	11,24
Noeud J25	595,7	1,163	605,62	9,92
Noeud J26	563,4	0,61	603,25	39,85
Noeud J30	520	0,78	562,15	42,15
Noeud J31	548	1,6	592,68	44,68
Noeud J32	570	1,2	600,27	30,27
Noeud J33	575,74	2,313	602,39	26,64

Tableau.V-16: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+ incendié) du village Fraksa (suite).

N° Nœud	Altitude (m)	Demande Base (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (m)
Noeud J34	590	3,94	600,44	10,44
Noeud J35	573,73	18,65	596,51	22,78
Noeud J36	570	1,47	591,86	21,86
Noeud J37	569,71	0,43	589,18	19,46
Noeud J38	560,92	0,75	587,58	26,65
Noeud J39	580	3,3	593,35	13,35
Noeud J40	581	0,58	591,23	10,23
Noeud J41	530	2,1	569,13	39,13

Tableau V-17: Caractéristique hydraulique et géométrique des. tronçons (cas de pointe+ incendie) du village fraksa .

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
Tuyau c1	520	220,2	66,97	1,76	5,37
Tuyau c2	249	220,2	65,96	1,73	2,50
Tuyau c3	829,9	55	1,09	0,46	4,09
Tuyau c4	239,4	220,2	63,12	1,66	2,21
Tuyau c5	219,1	35,2	0,31	0,32	0,99
Tuyau c6	639	220,2	61,37	1,61	5,62
Tuyau c7	231,1	35,2	0,31	0,31	1,01
Tuyau c8	370,3	220,2	59,13	1,55	3,04
Tuyau c9	229,7	35,2	-0,3	0,31	0,99
Tuyau c10	597,1	220,2	57,25	1,5	4,62
Tuyau c11	333,2	35,2	0,44	0,45	2,78
Tuyau c12	374	220,2	55,09	1,45	2,69
Tuyau c13	329,1	35,2	0,43	0,44	2,64
Tuyau c14	350	220,2	53,27	1,4	2,37
Tuyau c15	342,9	35,2	0,45	0,46	3
Tuyau c16	88,79	198,2	51,79	1,68	0,95
Tuyau c17	478,4	44	0,94	0,62	5,25
Tuyau c18	103,8	198,2	49,97	1,62	1,04
Tuyau c19	522	44	0,68	0,45	3,23
Tuyau c20	299	35,2	0,39	0,4	2,02
Tuyau c21	246,8	198	47,53	1,54	2,27
Tuyau c22	260,9	35,2	0,34	0,35	1,38
Tuyau c23	153,4	198	46,32	1,5	1,349
Tuyau c24	485,9	44	-0,64	0,42	2,70
Tuyau c25	198,8	121	10,41	0,91	1,25
Tuyau c26	463,9	44	0,61	0,4	2,37

Tableau V-18: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe+ incendie) du village fraksa (suite).

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
Tuyau 27	219,4	110	8,64	0,91	1,55
Tuyau c28	598	55,4	2,27	0,94	10,49
Tuyau c29	542	55,4	0,78	0,32	1,42
Tuyau c31	1215	55,4	1,6	0,66	11,37
Tuyau c32	675,6	55,4	1,2	0,5	3,79
Tuyau c33	519,8	176	33,53	1,38	4,48
Tuyau c34	646,7	98	3,94	0,52	1,94
Tuyau c35	587,9	158	27,28	1,39	5,87
Tuyau c36	200,4	55,4	2,65	1,1	4,65
Tuyau c37	333,9	35,2	0,43	0,44	2,68
Tuyau c38	582,1	44	0,75	0,49	4,28
Tuyau c39	466	96,8	5,98	0,81	3,15
Tuyau c40	453,6	44	0,58	0,38	2,11
Tuyau c41	1588	55,4	-2,1	0,87	24,23

- Village de Ouled Ali

pour ce village, nous avons identifié deux points défavorables, situés aux nœuds n°31 et n°12**,** Les figures suivantes présentent l'emplacement de ces deux cas.

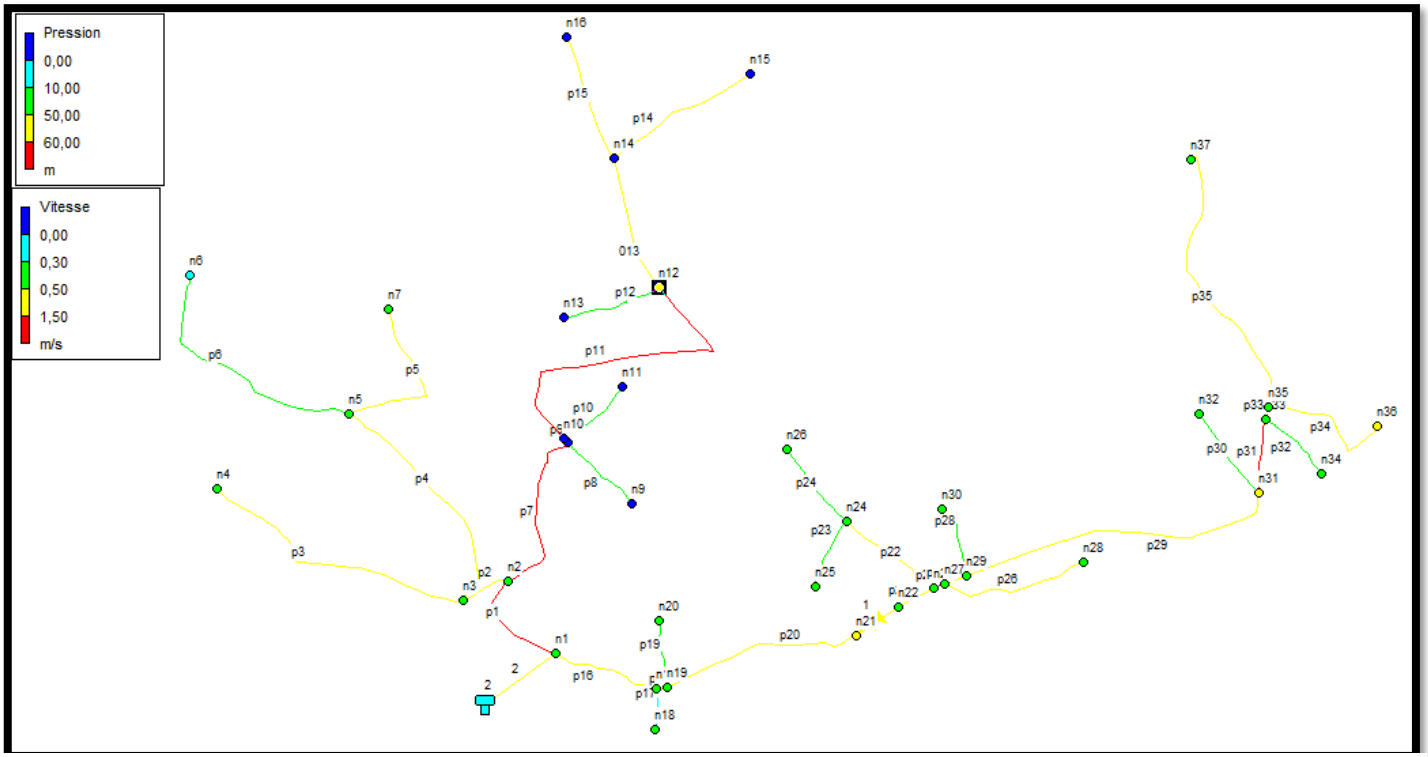


Figure V- 4: résultat de la simulation pour le cas de (pointe+ incendié) du village Ouled a li .

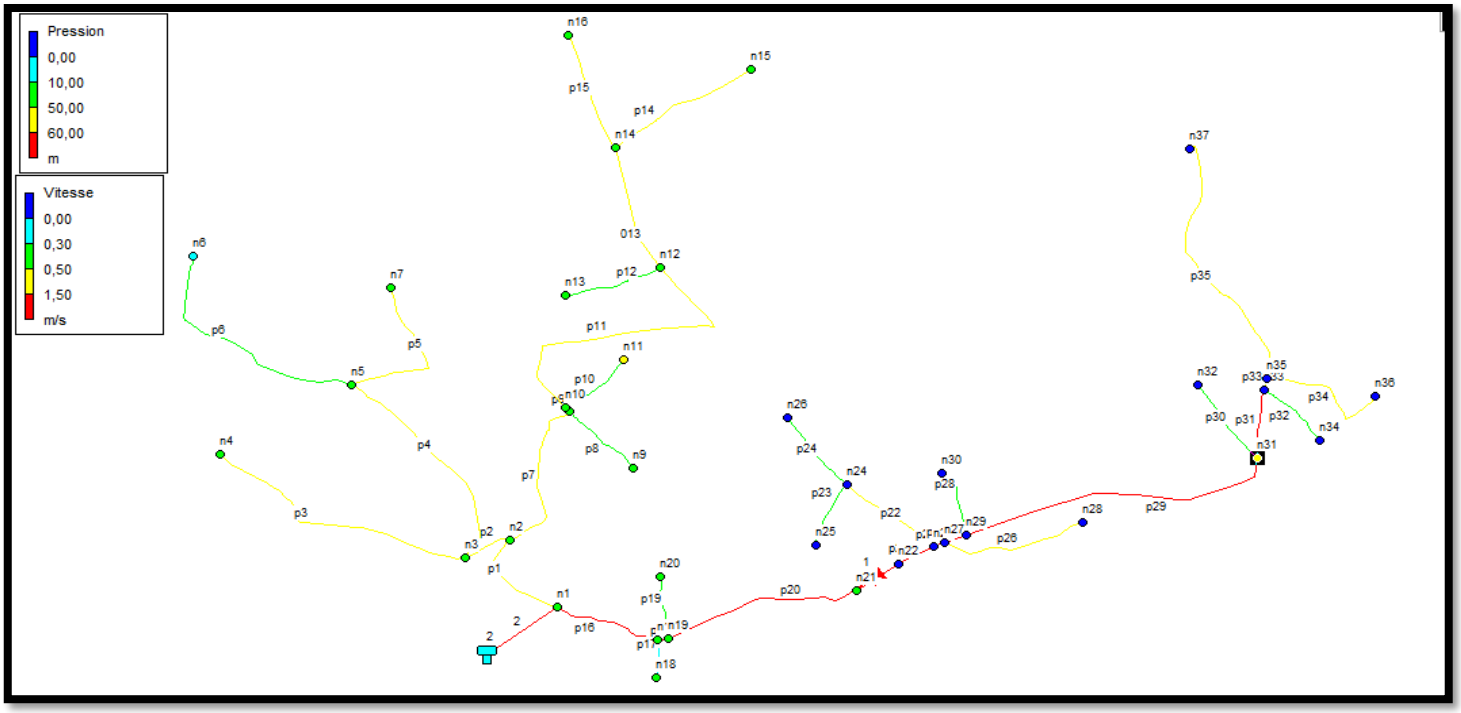


Figure V- 5: résultat de la simulation pour le cas de (pointe+ incendié) du village Ouled Ali .

Interprétation des résultats :

- Village de Fraksa : Après l'ajout d'un débit de 17 l/s au point défavorable, on remarque une augmentation des vitesses pouvant atteindre 2 m/s, tandis que les valeurs de pression diminuent jusqu'à 0,5 bar.

Ces valeurs restent acceptables, car le scénario d'incendie n'est pas permanent, mais exceptionnel.

- Village de Ouled Ali : Selon les deux simulations réalisées, la nature de l'agglomération et son nombre d'habitants (en l'absence de zones industrielles), on peut conclure que la mise en place d'un système d'extinction incendie sur le réseau n'est pas essentielle pour cette zone.

Il est donc préférable de conserver uniquement une réserve incendie au niveau du réservoir du distribution .

V.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des différents tronçons du réseau alimenté à partir de conduites en PEHD, de diamètre variant entre 40 et 250 mm, reliant les deux réservoirs existants. Nous avons également vérifié le comportement hydraulique du réseau (vitesse et pression) durant les heures critiques, notamment en période de pointe et en cas d'incendie, en utilisant le logiciel EPANET.

Chapitre 06 :

Accessoires et Pose de canalisation

VI Accessoires et pose de canalisation

VI.1. Introduction :

Un réseau de distribution et d'adduction d'eau ne se limite pas à ses conduites ; son bon fonctionnement repose sur une multitude d'éléments essentiels, tels que les accessoires et les techniques de pose. Ce chapitre explorera le rôle crucial des différents accessoires qu'ils soient destinés au sectionnement, à la protection, à la régulation ou à la mesure, tous indispensables à une gestion hydraulique efficace.
Nous aborderons également les différents types de pose de canalisations, adaptés aux diverses conditions de terrain.

VI.2. Accessoires :

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution et d'adduction d'eau, l'équipement en organes accessoires est en effet crucial. Parmi les accessoires indispensables à une gestion hydraulique efficace, on retrouve principalement:

VI.2.1. Organes de sectionnement :

Une vanne est un dispositif mécanique utilisé dans les systèmes de transport de fluides, qui permet de contrôler, arrêter ou modifier le débit.

- Robinet vanne à opercule : Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés. Ce type de vanne est doté d'une vanne (pièce mobile, souvent plate ou cunéiforme) qui se déplace perpendiculairement au sens d'écoulement .
- Vannes papillons**:** les vannes papillons sont des vannes utilisées sur les conduites de distribution , Elles permettent à la fois le sectionnement et la régulation du débit. Elles se caractérisent par leur petite taille et leur légèreté.
- Les vannes d'altitude **:** Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir , lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau ou à l'aide d'un flotteur, ce qui permet d'éviter tout débordement du réservoir .

VI.2.2. Organes de protection :

Ils assurent la protection des conduites contre divers phénomènes susceptibles d'affecter les canalisations, tels que :

- Vanne de vidange : Ces vannes sont installées aux points bas des conduites d'adduction. Elles permettent la vidange des canalisations lors des opérations de maintenance.
- Ventouse : Les ventouses sont des accessoires essentiels dans un réseau d'adduction. Elles sont généralement installées aux points hauts des canalisations. Leur rôle principal est de gérer la présence d'air dans les conduites, en permettant soit son évacuation, soit son admission, selon les besoins du fonctionnement hydraulique.
- Clapets anti retour : Ce dispositif a pour fonction principale de permettre l'écoulement de l'eau dans un seul sens, sous l'effet de la pression. Il s'ouvre automatiquement dans le sens de l'écoulement et se ferme pour empêcher tout retour en arrière. L'installation d'un clapet anti-retour est prévue sur les conduites de refoulement des pompes, ainsi que sur celles équipées de compteurs d'eau.

VI.2.3. Organes d'incendie :

- Bouche d'incendie : Les bouches d'incendie doivent être raccordées à des canalisations appropriées, capables de fournir un débit minimal de 17 litres par seconde, avec un diamètre intérieur d'au moins 90 mm, afin de garantir une pression minimale de 1 bar. Elles doivent être réparties le long des voies publiques à des intervalles de 400 mètres, et placées plus rapprochées dans les zones industrielles, en fonction des risques.
- bâche d'incendie **:** Une bâche d'incendie est une réserve d'eau spécifique destinée à alimenter les dispositifs de lutte contre l'incendie, en particulier dans les zones rurales ou mal desservies par le réseau d'eau potable.

VI.2.4. Organes de régulation :

- Régulateurs de pression : Ce sont des organes de régulation qui introduisent automatiquement une perte de charge variable afin de maintenir la pression en aval à une valeur constante**.**
- Régulateurs de débit : C'est un dispositif destiné à contrôler la quantité de fluide circulant dans les canalisations. Son rôle est de maintenir un débit constant ou de l'ajuster en fonction des besoins du réseau.

VI.2.5. Organes de branchement :

- Les coudes : Ils sont utilisés pour permettre un changement de direction des canalisations, tout en assurant la continuité du réseau
- Les tés : servent à raccorder une canalisation secondaire à une canalisation principale.
- Les cônes : Ces composants sont utilisés pour relier les conduites de diamètres différents et accessoires, et se retrouvent également aux entrées et sorties des pompes
- Les croix de jonction : employées au niveau des nœuds où se croisent des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement, à brides, ou à brides et bouts lisses.
- Les manchons : pièces utilisées pour le raccordement des appareils et des accessoires du réseau.
- Les compteurs : installés sur le réseau de distribution pour évaluer le rendement global du système et contrôler la consommation d'eau.

VI.2.6. Organes de mesure

Mesure de débit : Parmi les appareils de mesure du débit les plus couramment utilisés dans les installations hydrauliques, on retrouve :

- le diaphragme;
- le tube de venturi;
- la tuyère ;
- débitmètre électromagnétique ;
- Le débitmètre à ultrasons.

Mesure de pression : Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- manomètres à aiguilles ;
- manomètres à soufflet ;
- La colonne piézométrique ;
- Le capteur de pression.

VI.3. Pose de canalisation

Les conduites sont généralement posées en tranchée dans le sol, à une profondeur suffisante pour garantir leur protection extérieure. La pose s'effectue dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

VI.4. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée dont la largeur doit être suffisante pour permettre à un ouvrier d'y travailler sans difficulté. Elle est généralement augmentée en fonction du diamètre des conduites à mettre en place. Lorsque la pente dépasse une certaine limite, les frottements entre la canalisation et le sol deviennent insuffisants pour stabiliser la conduite. Il est alors nécessaire d'équilibrer la composante axiale de la gravité à l'aide butées d'ancrage, de joints verrouillés, ou des deux à la fois.

La pose en pente d'une canalisation peut se faire de deux manières :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau ;
- En réalisant un massif en béton unique en tête du tronçon verrouillé.

(SALAH Boualem 2014)

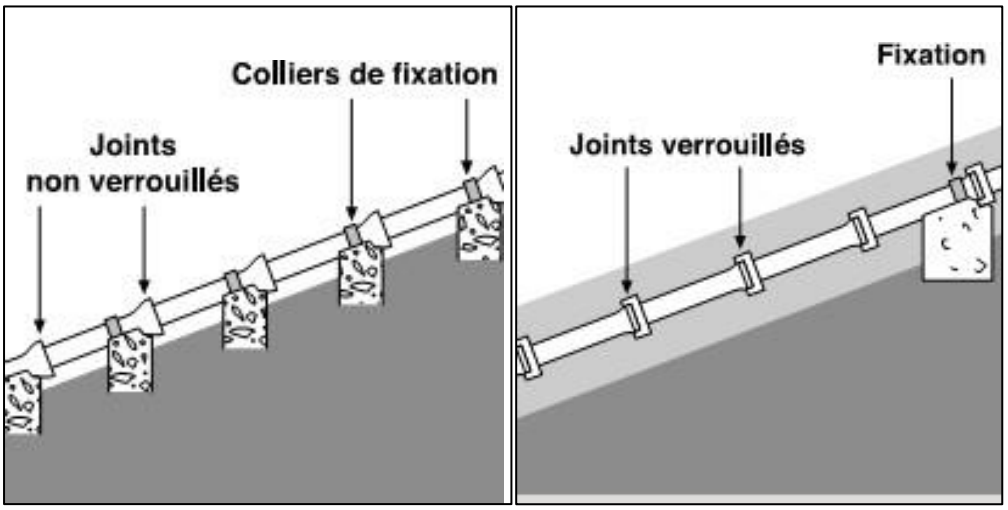


Figure VI-1 : Pose de canalisation en pente

VI.4.1. Réalisation des fouilles

Largeur de la tranchée : La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,6 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite.

Profondeur de la tranchée : Elle est définie de manière à laisser une distance suffisante au-dessus de la partie supérieure du tuyau, afin de protéger la conduite contre les effets des travaux effectués en surface. En général, cette profondeur varie entre 0,80 m et 1,20 m.

Aménagement du lit de pose : Le fond de la tranchée doit être protégé par un lit de pose en sable de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur, parfaitement nivelé suivant les cotes du profil en long. Assurant ainsi une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui

Préparation des tuyaux : Avant de descendre les tuyaux dans la fouille, il est essentiel de les examiner soigneusement. Cela permet d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs et de faciliter le nivellement ultérieur lors de la pose.

Soudage de canalisation : Le soudage est une méthode d'assemblage cruciale pour les canalisations en plastique, garantissant une étanchéité parfaite et une grande durabilité. Cela

permet de créer des soudures homogènes et résistantes, souvent plus solides que le tuyau lui-même.

Remblai des tranchées : Après la pose des canalisations, le remblaiement est effectué par couches successives, régulièrement damées.

VI.5. Technique de soudage :

VI.5.1. Soudage bout à bout

Cette méthode est idéale pour assembler des tuyaux de diamètres égaux ou importants.

Principe : Les extrémités des deux tuyaux à souder sont coupées avec précision et nettoyées. Elles sont ensuite placées face à face dans une machine de soudage qui les maintient fermement alignées. Une plaque chauffante est insérée entre les deux extrémités. Les surfaces sont chauffées jusqu'à atteindre un état de fusion contrôlé. Le miroir est retiré, et les deux extrémités fondues sont immédiatement pressées l'une contre l'autre avec une force et une durée spécifiques.

VI.5.2. soudage par électrofusion

Cette technique utilise des raccords spéciaux munis de résistances électriques et est particulièrement adaptée aux diamètres plus petits à moyens, ou pour des assemblages en espace restreint.

Principe : Un raccord électrosoudable est inséré sur les extrémités des tuyaux. Ce raccord contient des fils de résistance intégrés. Un courant électrique est appliqué aux bornes du raccord via un automate de soudage. La chaleur générée par les résistances fait fondre le PEHD du raccord et la surface externe du tuyau, créant une fusion parfaite entre les deux éléments.

VI.6. Stabilisation des Coudes de Canalisation

Pour garantir la stabilité des coudes de canalisation et contrer les fortes poussées générées par la pression de l'eau, il est essentiel d'installer des massifs d'ancrage en béton. Ces massifs agissent par leur propre poids pour empêcher le déboîtement des joints. Leurs dimensions sont calculées précisément en fonction de plusieurs paramètres clés : la pression interne de la conduite, le rayon du coude et l'angle de déviation.

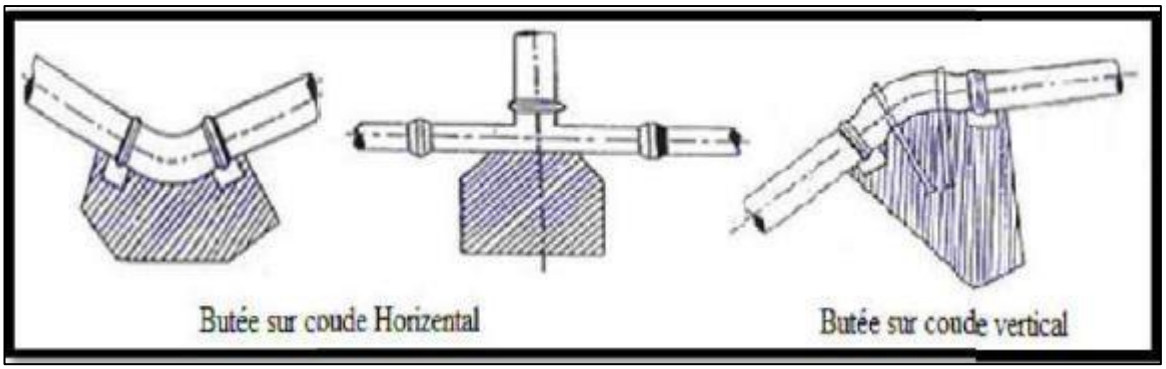


Figure VI-2 : quelques types de butées.

VI.7. conclusion :

Le bon fonctionnement d'un réseau de canalisations repose sur l'équipement en accessoires appropriés. Ces derniers, tout comme les raccordements, exigent une installation méticuleuse par des professionnels qualifiés. Il est primordial que la pose des canalisations soit effectuée selon les normes établies. C'est la seule façon d'assurer le meilleur rendement et de prolonger significativement la durée de vie du système d'alimentation en eau potable.

Chapitre 06 :
Devis quantitatif et estimatif

VII Devis quantitatif et estimatif

VII.1. Introduction

Afin de mener à bien notre projet dans les meilleures conditions possibles, il est essentiel de planifier et de coordonner efficacement la mobilisation des ressources nécessaires à la réalisation et à l'exécution des travaux dans les plus brefs délais. Cette démarche constitue ce qu'on appelle l'organisation de chantier.

VII.2. Pose des canalisation :

VII.2.1. Décapage de la couche végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, il est nécessaire de procéder au décapage de la terre végétale sur de faibles profondeurs. Le volume de cette couche est donné par la formule suivante :

$$V_{dc} = b * L * e \qquad \text{(VII.1)}$$

Avec :

L : longueur totale des tranchées ;
b : largeur de la bande de terrain à décaper ;
e : épaisseur de la couche végétale ,on prend 20 cm.

VII.2.2. Réalisation des fouilles

La tranchée est réalisée après le décapage de la terre végétale, en tenant compte de la nature du sol et le diamètre des conduites, tout en respectant les normes de profondeur et de largeur.

- Pour La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$b = D + (2 \times 0{,}30) \qquad \text{(VII.2)}$$

Avec

D : diamètre extérieur de la conduite (m) .

- La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H_{tr} = D + H_1 + H_2 \qquad \text{(VII.3)}$$

Avec :

H_1 : représente l'épaisseur du lit de pose, fixée à 0,20 m ;

H_2 : correspond à la distance verticale entre la génératrice de la conduite et la surface du sol.

Dance $V_d = b * L * H_{tr}$ (VII.4)

VII.2.3. Pose du lit de sable

Le volume du lit de sable est calculé comme suit:

$$V_{sable} = b * L * H_1 \qquad \text{(VII.5)}$$

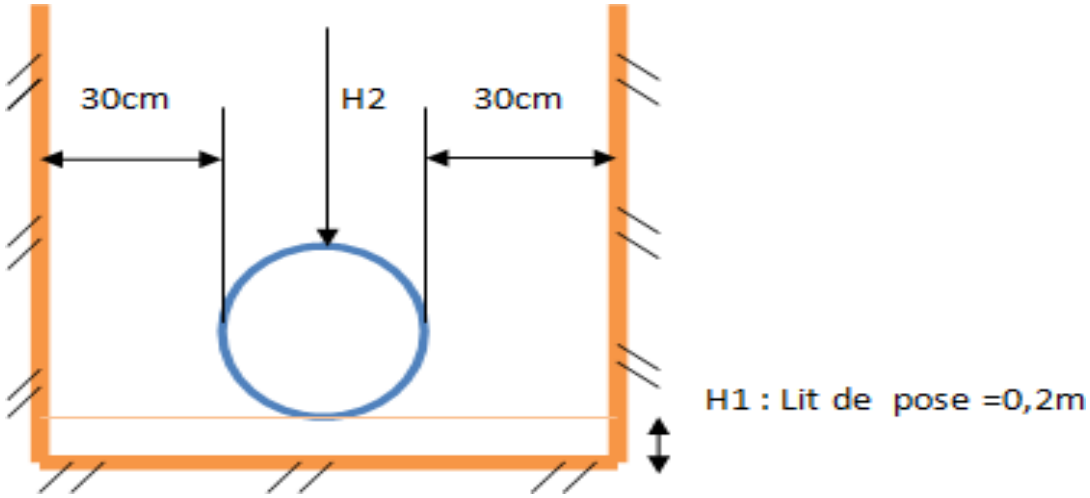


Figure VI-2 : quelques types de butées.

VII.2.4. Volume du remblai :

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_r = V_d - V_c - V_{sable} \qquad \text{(VII.6)}$$

V_r : volume de remblai ;

V_c : volume de conduite .

$$V_c = \frac{\pi * D^2}{4} * L \qquad \text{(VII.7)}$$

VII.2.5. grillage avertisseur :

Le grillage avertisseurest une bande de signalisation en plastique de couleur bleue placée à 30 cm au-dessus des canalisations enterrées afin de signaler leur présence lors de futurs travaux de terrassement.

VII.3. Choix des engins :

Pour l'exécution des opérations précédemment décrites, le recours à des engins mécaniques appropriés s'avère indispensable afin de réduire significativement les délais d'exécution ainsi que les coûts liés au terrassement. Les principaux engins prévus pour cette phase sont les suivants :

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

- Les calcules des différents volume représenter dans les tableau suivent :

Tableau VII-1 : Calcul des différents volumes de terrassement du village de Fraksa .

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V dc (m^3)	Vfui(m^3)	Vs (m^3)	Vr (m^3)
40	2578,9	0,64	1,04	330,10	1 716,52	330,10	1 383,18
50	2985,9	0,65	1,05	388,17	2 037,88	388,17	1 643,85
63	5648,9	0,663	1,063	749,04	3 981,17	749,04	3 214,53
110	1112,7	0,71	1,11	158,00	876,92	158,00	708,35
125	219,4	0,725	1,125	31,81	178,95	31,81	144,44
140	198,8	0,74	1,14	29,42	167,71	29,42	135,23
180	587,9	0,78	1,18	91,71	541,10	91,71	434,44
200	519,8	0,8	1,2	83,17	499,01	83,17	399,52
225	592,8	0,825	1,225	97,81	599,10	97,81	477,73
250	3342,3	0,85	1,25	568,19	3 551,19	568,19	2 819,02
200	3482	0,8	1,2	557,12	3 699,63	557,12	3 033,17
Totale				3 084,55	17 849,17	3 084,55	14 393,45

Tableau VII-2 : Calcul des différents volumes de terrassement du village Ouled Ali .

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V $_{dc}$ (m^3)	V_{fui}(m^3)	V_s (m^3)	V_r (m^3)
40	3230,5	0,64	1,04	413,50	2 150,22	413,50	1 732,66
50	4012	0,65	1,05	521,56	2 738,19	521,56	2 208,76
63	2063,5	0,663	1,063	273,62	1 454,29	273,62	1 174,24
75	990,12	0,675	1,075	133,67	718,46	133,67	580,42
90	1555,5	0,69	1,09	214,66	1 169,89	214,66	945,34
110	3141,88	0,71	1,11	446,15	2 476,12	446,15	2 000,13
140	1039,96	0,74	1,14	153,91	877,31	153,91	707,40
160	867,8	0,76	1,16	131,91	765,05	131,91	615,71
250	220,2	0,85	1,25	37,43	233,96	37,43	185,72
250	5157	0,85	1,25	876,69	5 479,31	876,69	4 349,61
Totale				3179,3	17914,05	3179,3	14617,24

- Les résultats de calcul de montant pour chaque diamètre de conduite sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VII-3: le montant totale des conduites du village de Fraksa .

Canalisation PEHD PN10	Quantité (ml)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Conduite PN 10 ø 40	2578,9	183 876	183 876
Conduite PN 10 ø 50	2985,9	312 474	312 474
Conduite PN 10 ø 63	5648,9	961 443	961 443
Conduite PN 10 ø 110	1112,7	555 860	555 860
Conduite PN 10 ø 125	219,4	139 830	139 830
Conduite PN 10 ø 140	198,8	167 143	167 143
Conduite PN 10 ø 180	587,9	786 152	786 152
Conduite PN 10 ø 200	4001,8	6 523 894	6 523 894
Conduite PN 10 ø 225	592,8	1 235 140	1 235 140
Conduite PN 10 ø 250	3342,3	8 479 081	8 479 081
Totale			19 344 894

Tableau VII-4: le montant totale des conduites du village de Ouled Ali .

Canalisation PEHD	Quantité (ml)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Conduite PN 10 ø 40	3230,5	71,3	230 335
Conduite PN 10 ø 50	4012	104,65	419 856
Conduite PN 10 ø 63	2063,5	170,2	351 208
Conduite PN 10 ø 75	990,12	241,5	239 114
Conduite PN 10 ø 90	1555,5	335,8	522 337
Conduite PN 10 ø 110	3141,88	499,56	1 569 558
Conduite PN 10 ø 140	1039,96	840,76	874 357
Conduite PN 10 ø 160	867,8	1044,2	906 157
Conduite PN 10 ø 250	220,2	2536,9	558 625
Conduite PN 25ø 250	5145	5346	27 505 170
Totale			33 176 716

Remarque: Les prix des canalisations sont majorés d'environ 50 % en raison des coûts liés aux travaux de mise en place ,au transport, au sondage ainsi qu'à l'installation des accessoires.

VII.4. Devis estimatif

Tableau VII-5 : Coût total des travaux du village Fraksa.

N°	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	3 084,55	m^3	450	1 388 048,64
2	Déblais	17 849,17	m^3	500	8 924 582,64
3	Lit de sable	3 084,55	m^3	1800	5 552 194,57
4	Remblais compacté	14 393,45	m^3	300	4 318 035,00
5	Conduit	21269,4	ml	/	19 344 894
6	Accessoire	/	/	/	9 672 446,862
8	Grillage avertisseure	21269,4	ml	100	2 126 940
	Totale				51 327 141,44
	TVA 19 %				9 752 156,87
	Prix totale				61 079 298,31

Tableau VII-6 : Coût total des travaux du village Ouled Ali.

N°	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	3119,37	m^3	450	1 403 716,5
2	Déblais	17849,16	m^3	500	8 924 580
3	Lit de sable	3119,37	m^3	1800	5 614 866
4	Remblais compacté	14617,24	m^3	300	4 385 172
5	Conduit	22266,46	ml	/	33 176 716
6	Accessoire	/	/	/	16 588 357,76
7	Grillage avertisseure	22266,46	ml	100	2 226 646
	Totale				72 320 053,77
	TVA 19 %				13 740 810,22
	Prix totale				86 060 863,98

Remarque : les prix que nous avons calculés prennent uniquement en compte les frais liés à la pose des conduites, sans inclure les coûts associés à la station de pompage et au réservoir entier bélier .

VII.5. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens. L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait dans un ordre correct, dans les plus brefs délais, et aussi économique que possible.

Tableau VII.7 : les principales opérations à exécuter avec leurs durées.

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées du réseau	60
B	Pose du lit de sable	25
C	Bardage des conduites	6
D	Pose des conduites	35
E	Montage et raccordement des conduites	20
F	Essais d'étanchéités	3
G	Remblayage des tranchées	20
H	Nivellement et compactage	10

VII.5.1 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode ou les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement.

- Détermination du chemin critique :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.
DCP : date de commencement au plus tôt;
DCPP : date de commencement au plus tard ;
DFP : date de finition au plus tôt ;
DFPP : date de finition au plus tard;
MT : marge totale.

$$DFP = DCP + TR$$
$$DCPP = DFPP - TR \qquad \text{(VII.8)}$$

- Chemin critique

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (MT=0), ainsi la somme de TR = DTP.

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Opération des travaux (précède, succède).

Opérations	Précède	Succède
A	B	/
B	C, D	A
C	E	B
D	E	B
E	F	C, D
F	G	E
G	H	F
H	/	G

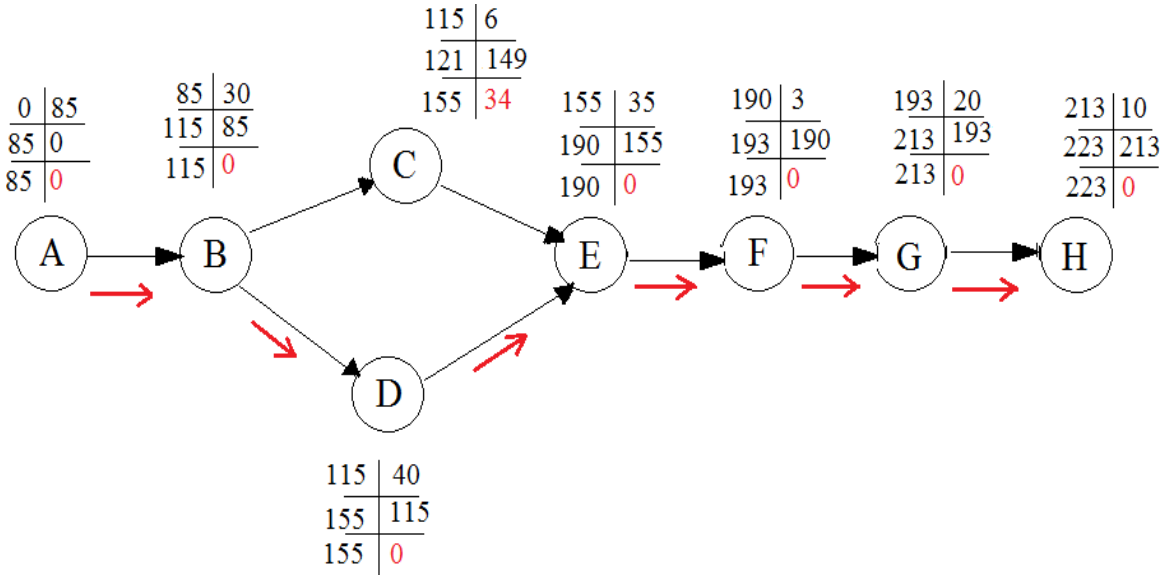


Figure VII.2 : Réseaux à nœuds et le calcul du temps de réalisation.

Tableau VII.9: Planification selon la méthode GANTI.

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	85	0	85	0	85	0
B	30	85	115	85	115	0
C	6	115	121	149	155	34
D	40	115	155	115	155	0
E	35	155	190	155	190	0
F	3	190	193	190	193	0
G	20	193	213	193	213	0
H	10	213	123	213	223	0

VII.6. Conclusion :

À l'issue de ce chapitre, il ressort que l'organisation de chantier constitue une étape essentielle à entreprendre avant le démarrage des travaux. Elle permet de définir avec précision les volumes à exécuter, d'identifier les engins nécessaires sur le terrain, et d'établir une estimation globale du coût du projet et leur durée de réalisation .

En somme, une bonne planification des travaux est indispensable pour garantir la réalisation du projet dans de bonnes conditions, dans les délais impartis et de manière économiquement optimale.

Conclusion générale

Dans ce travail, nous avons mené une étude portant sur la mise en œuvre d'un projet d'alimentation en eau potable pour deux villages de la commune de Oued El Berdi, dans la wilaya de Bouira, confrontés à une pénurie importante en eau.

L'étude s'est articulée en deux volets : la collecte des données nécessaires, puis l'élaboration du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la zone concernée.

Après avoir présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau à l'horizon 2055 pour une population projetée de 16 839 habitants , il a été déterminé que la demande journalière atteindra 4 570,42 m^3. Un réservoir de 500 m^3 sera implanté au village de Fraksa pour assurer le stockage. Le réseau de distribution, de type ramifié, a été dimensionné à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. Il est constitué de conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) conformes aux normes de potabilité.

Pour la conduite d'adduction, un diamètre économique de 250 mm a été retenu, garantissant une vitesse d'écoulement acceptable. Des conduites PEHD PN10 ont été choisies pour Fraksa et des conduites PEHD PN25 pour Ouled Ali.

La sélection de la pompe a été effectuée à l'aide du logiciel CAPRARI. Une vérification a également été réalisée pour évaluer la protection contre le coup de bélier, confirmant la nécessité d'un dispositif de sécurité adapté sur la conduite de refoulement.

Afin de garantir la durabilité et le bon fonctionnement du réseau, les conduites sont équipées d'accessoires appropriés et posées selon les conditions du terrain.

Enfin, nous espérons que ce travail constituera une base utile pour la mise en œuvre concrète du projet, et qu'il pourra également servir de référence pour les futures promotions.

Le coût total estimé du projet s'élève à 147 140 162,29 DA, et le temps de réalisation prévu est de 223 jours.

Références bibliographiques

- Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) | Portail Cartogrphique des barrages en Algérie, [sans date]. [en ligne]. Disponible à l'adresse : http://197.112.0.211/soudoud-dzair/index.php?action=esmap_vect&table=chahidgis_barrage&id=37 [Consulté le 22 juin 2025].

- DOPONT, andré, 1979. *Hydraulique urbaine – Tome II*. 4 em edution. Paris.

- GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI, 1985. *Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales*. Éditions Eyrolles. paris.

- Guide – QGIS – Logiciel libre - Géologie Québec, 2024. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://gq.mines.gouv.qc.ca/documentation/guide-pas-a-pas/guide-qgis-logiciel-libre/ [Consulté le 23 juin 2025].

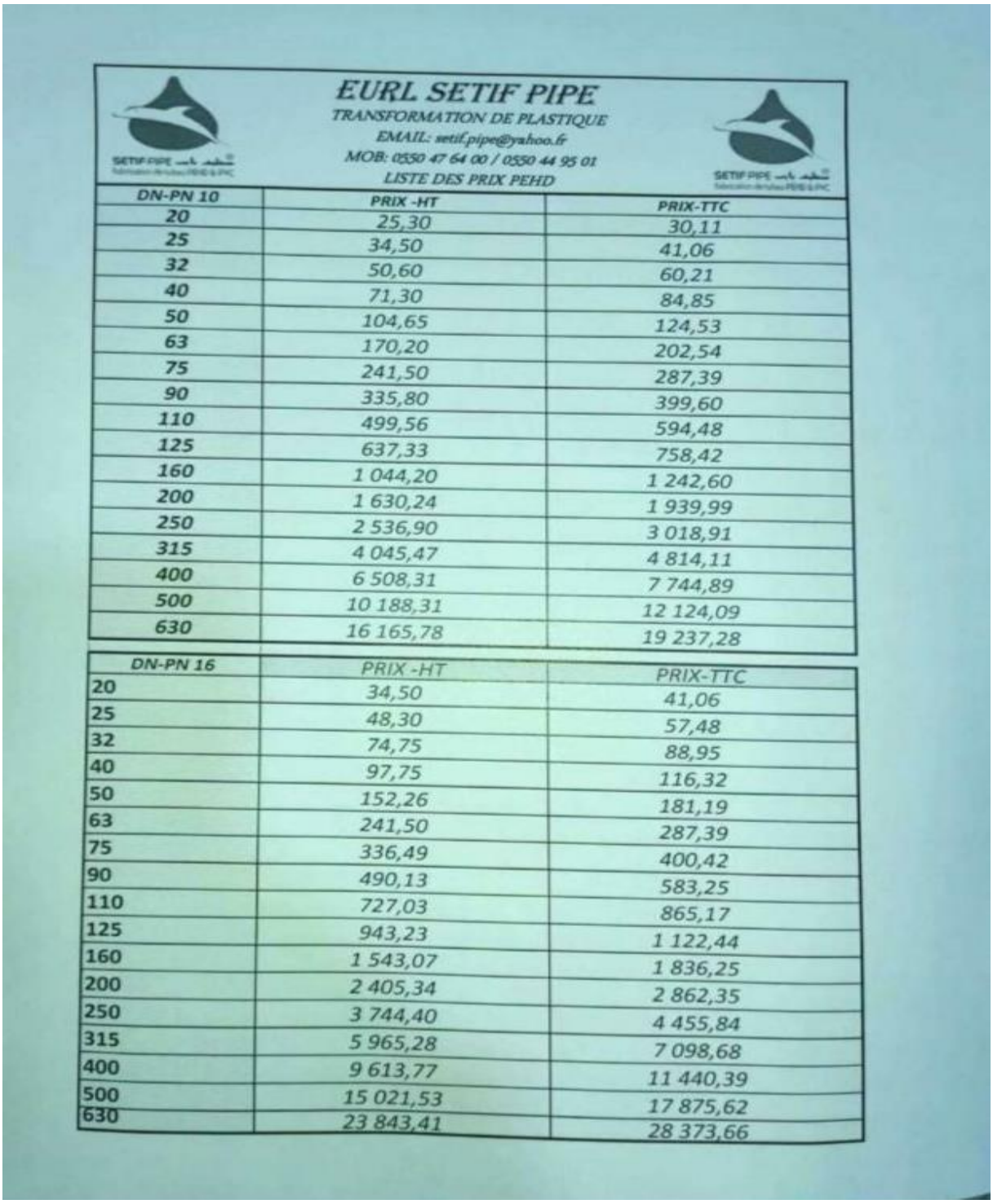
- SALAH BOUALEM, 2014. *Cours d'alimentation en eau potable.* ENSH BLIDA.

Annexe

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

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	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	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe 2 : prix des conduites en PEHD



EURL SETIF PIPE

TRANSFORMATION DE PLASTIQUE

EMAIL: setif.pipe@yahoo.fr

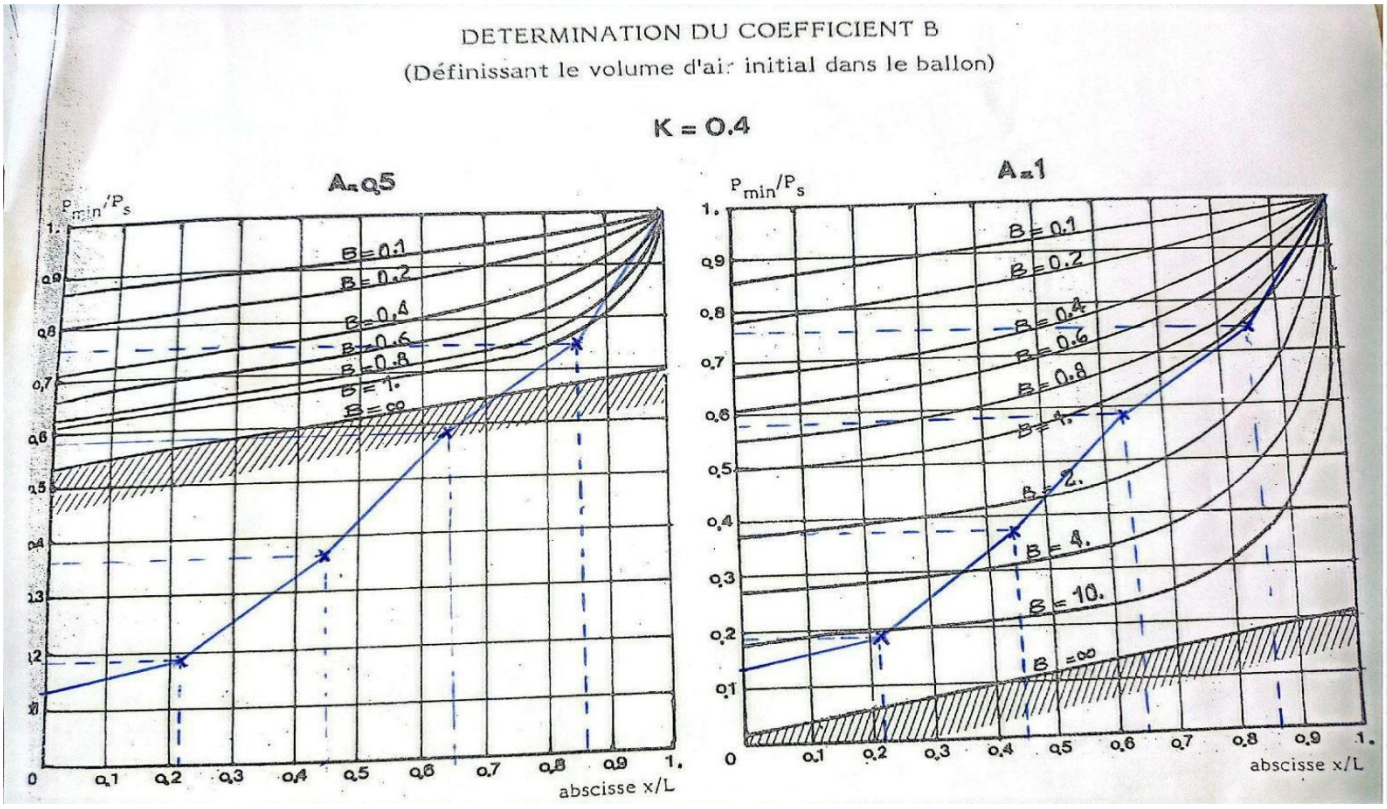
MOB: 0550 47 64 00 / 0550 44 95 01

LISTE DES PRIX PEHD

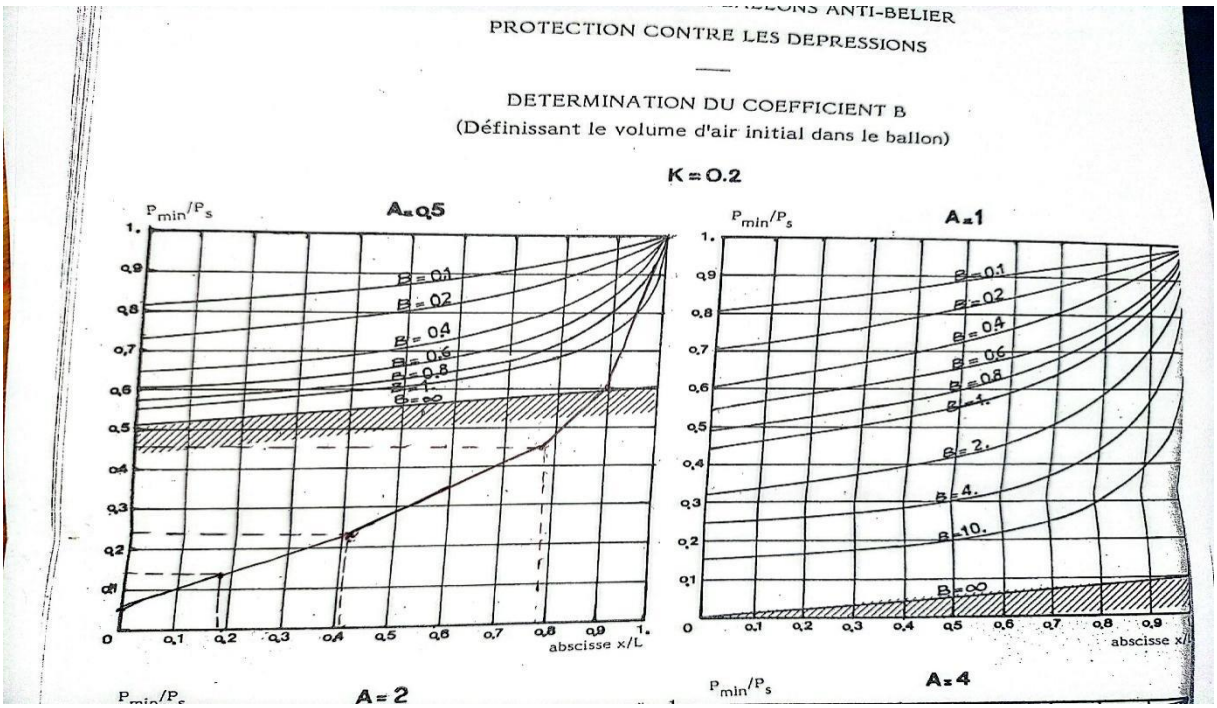
DN-PN 10	PRIX -HT	PRIX-TTC
20	25,30	30,11
25	34,50	41,06
32	50,60	60,21
40	71,30	84,85
50	104,65	124,53
63	170,20	202,54
75	241,50	287,39
90	335,80	399,60
110	499,56	594,48
125	637,33	758,42
160	1 044,20	1 242,60
200	1 630,24	1 939,99
250	2 536,90	3 018,91
315	4 045,47	4 814,11
400	6 508,31	7 744,89
500	10 188,31	12 124,09
630	16 165,78	19 237,28

DN-PN 16	PRIX -HT	PRIX-TTC
20	34,50	41,06
25	48,30	57,48
32	74,75	88,95
40	97,75	116,32
50	152,26	181,19
63	241,50	287,39
75	336,49	400,42
90	490,13	583,25
110	727,03	865,17
125	943,23	1 122,44
160	1 543,07	1 836,25
200	2 405,34	2 862,35
250	3 744,40	4 455,84
315	5 965,28	7 098,68
400	9 613,77	11 440,39
500	15 021,53	17 875,62
630	23 843,41	28 373,66

Annexe 3-1 :Abaque de Méthode de Potch et Munier



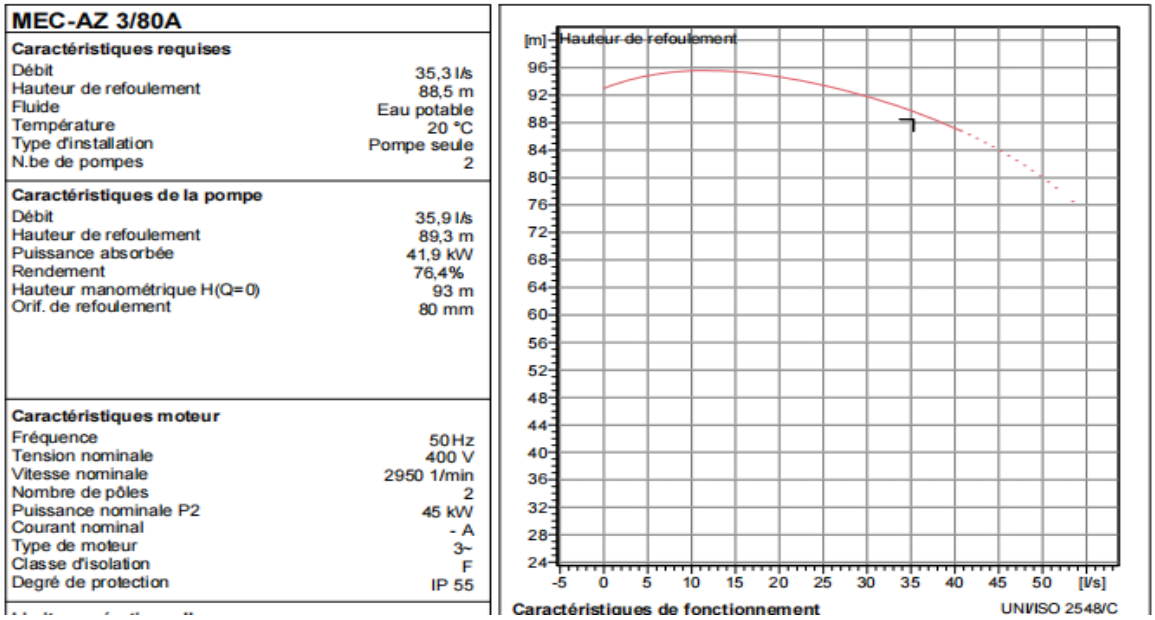
Annexe 3-2 : Abaque de Méthode de Potch et Munier



Annexe 4: les diamètres extérieurs et leurs épaisseurs

PRESSION DIAMETRES	PN6 SDR26	PN10 SDR17	PN16 SDR11	PN20 SDR9	PN25 SDR7.4
20	***	***	2.0	2.3	3.0
25	***	***	2.3	3.0	3.5
32	***	2.0	3.0	3.6	4.4
40	***	2.4	3.7	4.5	5.5
50	2.0	3.0	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.8	5.8	7.1	8.6
75	2.9	4.5	6.8	8.4	10.3
90	3.5	5.4	8.2	10.1	12.3
110	4.2	6.6	10.0	12.3	15.1
125	4.8	7.4	11.4	14.0	17.1
160	6.2	9.5	14.6	17.9	21.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4	27.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9	34.2
315	12.1	18.7	28.6	35.2	43.1
400	15.3	23.7	36.3	44.7	54.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8	***
630	24.1	37.4	57.2	***	***

Annexe 5-1 : Fiche technique de la pompe choisie du village du Fraksa.



MEC-AZ 3/80A

Caractéristiques requises

Débit	35,3 l/s
Hauteur de refoulement	88,5 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	35,9 l/s
Hauteur de refoulement	89,3 m
Puissance absorbée	41,9 kW
Rendement	76,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	93 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Annexe 5-2 : Fiche technique de la pompe choisie du village du Ouled Ali .

PM 100/ 4 C

Caractéristiques requises	
Débit	31,7 l/s
Hauteur de refoulement	217 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe	
Débit	34,4 l/s
Hauteur de refoulement	222 m
Puissance absorbée	98,2 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	255 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

