

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de raccordement d'AEP des seize villages situés à l'ouest du chef-lieu de la commune de Mihoub (W. Médéa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0027-21

APA Citation (توثيق APA):

Belkhiri, Saoussane (2021). Etude de raccordement d'AEP des seize villages situés à l'ouest du chef-lieu de la commune de Mihoub (W. Médéa)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE**

THEME :

**ETUDE DE RACCORDEMENT D' AEP DES SEIZE
VILLAGES SITUES A L'OUEST DU CHEF LIEU DE LA
COMMUNE DE MIHOUB (W.MEDEA)**

**Présenté par :
BELKHIRI Saoussane**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinatrice
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examinatrice
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

Session décembre 2021

∞ Dédicace ∞

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études,

En premier lieu :

- ❖ *A mon très cher père NOUREDDINE pour ces conseils, son soutien matériels et morale et pour tous ses effort et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.*
- ❖ *A ma tres chère mère HENIFA pour ces sacrifices, son amour, son aide.*
- ❖ *A mes frère HOUSSEM EDDINE et MOHAMED.*
- ❖ *A mon unique sœur MERJEM.*
- ❖ *A Mes grande parents ZIANE et KHADOUDJA dieu les garde pour nous.*
- ❖ *A Mes tante NABILA, WAHIBA, AICHA et TOUNES et leurs enfants*
- ❖ *A toute ma grande famille BELKHIRI et MEKHTICHE.*
- ❖ *A tout Mes amis à Blida sur tout icherak et rokaia et à mes chères amies de Médéa bouchra, ihcen.*

SAOUSSANE.

Remerciements

Avant tout, nous remercions "dieu " le tout puissant qui nous a donné sagesse et courage pour faire correctement ce modeste travail.

Toute ma gratitude a mon promoteur M^r AMMARI ABD ELHADI pour sa disponibilité et de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je remercie également Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH.*
- ❖ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

SAOUSSANE.

ملخص

لا تعترف بلدية ميهوب حاليا بعدم وجود شبكة توزيع فحسب بل تدرك أيضا نقص المياه على مستوى الفئات المختلفة من المستهلكين حاليا . يتم توفير إمدادات الشرب لهذه البلدية عن طريق شاحنات صهريجيه

لذلك تتمثل دراستنا في تحديد حجم و تصميم نظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب جديد من اجل تلبية الاحتياجات المائية لمختلف المستهلكين الذين يشكلون التكتل المذكور .

Résumé :

La commune de MIHOUB reconnaît actuellement non seulement l'absence d'un réseau de distribution mais également un manque d'eau au niveau des différentes catégories de consommateurs. Actuellement, l'AEP de cette commune est assurée par un moyen de camions citerne

Notre étude consiste en conséquence à dimensionner et concevoir un nouveau système d'AEP, a fin d'assurer les besoins en eau des différentes consommateurs formant la dite agglomération.

ABSTRACT:

La commune de MIHOUB connaît actuellement non seulement l'absence d'un réseau de distribution mais aussi un manque d'eau au niveau des différentes catégories de consommateurs. Actuellement, l'alimentation en eau potable de cette commune est assurée par des camions citernes.

Notre étude consiste donc à dimensionner et à concevoir un nouveau système d'AEP, afin de répondre aux besoins en eau des différents consommateurs formant ladite agglomération.

Sommaire

	Page
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.1.Introduction :	3
I.2. Présentation de la zone d'étude :	3
I.3. La situation géographique :	3
I.4. Situation topographique et morphologie :	4
I.5. Situation climatologique :	4
I.5.1. Température :	5
I.5.2. Vents :	5
I.5.3. Pluviométrie :	5
I.6. Situation géologique :	6
I.7. sismicité :	7
I.8. Situation démographique :	7
I.9. Situation hydrographie :	7
I.10. Situation hydraulique :	8
Conclusion :	9
Chapitre II : Estimation des besoins en eau de l'agglomération	
II.1.Introduction :	10
II.2.Evolution de la population à l'horizon d'étude :	10
II.3.Evaluation de la consommation moyenne journalière :	11
II.4. Evolution des besoins en eau potable :	12
II.4.1. Généralités :	12
II.4.2. Besoins domestiques :	12
II.4.3. Besoins scolaires :	14
II.4.4. Besoins socioculturels :	15
II.4.5. Besoins sanitaires :	15
II.4.6. Besoins commerciaux :	15
II.5.Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :	16
II.6.Débit de fuite :	16
Conclusion :	17
Chapitre III : Caractéristiques de la consommation en eau	
III.1. Introduction :	18
III.2. Etude de la variabilité des débits :	18
III.2.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	18
III.2.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{max,j}$) :	18
III.2.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{min,j}$) :	19
III.2.2. Débit moyen horaire :	19
III.2.3. débit maximale horaire :	19
III.2.3.1 Détermination du débit maximum horaire :	19
III.2.3.2. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :	20
III.2.4. Estimation des débits de pointe de chaque fraction :	20
III.3.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :	21

III.3.1.Variation horaire de la consommation :	22
Conclusion :	24

Chapitre IV : Etude de stockage

IV.1. Introduction :	25
IV.2. Définition :	25
IV.3. Les fonctions générales des réservoirs :	25
IV.3. 1. Fonctions techniques d'un réservoir :	26
IV.3. 2.Fonctions économiques d'un réservoir :	26
IV.4. classification des réservoirs :	26
IV.4.1. Classification selon le matériau de construction :	26
IV.4.2. Classification selon la situation des lieux :	26
IV.4.3. Classification selon l'usage :	26
IV.4.4. Classification selon la forme géométrique :	27
IV.5. Emplacement de réservoir :	27
IV.6. détermination de la capacité de réservoirs :	28
IV.6.1 : principe de calcul :	28
IV.6.1.1 : La méthode analytique :	29
IV.6.1.2 : La méthode graphique :	29
IV.6.3. Détermination de capacité des réservoirs :	30
IV.6.3.1. Un réservoir (R1) ouled ammeur calé à la côte 1038.79 m.....	31
IV.6.3.2. Un réservoir (R2) senghoua calé à la côte 805.27m.....	32
IV.6.3.3. Un réservoir (R3) ouled saad calé à la côte 1014.17 m.....	33
IV.6.3.4. Un réservoir (R4) ouled laoufi calé à la côte 1006 m.....	34
IV.6.3.5. Un réservoir (R5) ouled boumenad calé à la côte 1006.81 m.....	35
IV.6.3.6. Un réservoir (R6) brouni calé à la côte 1003.74 m.....	36
IV.6.3.7. Un réservoir (R7) ouled hammou + ouled smaida calé à la côte 908	37
m.....	
IV.6.3.8. Un réservoir (R8) khelaifia haut calé à la côte 805.56 m.....	37
IV.7.Equipement hydrauliques des réservoirs :	39
IV.7.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	39
IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution :	40
IV.7.3.Conduite de trop-plein :	41
IV.7.4.Conduite de vidange :	41
IV.7.5.Conduite by-pass :	41
IV.8.Matérialisation de la réserve d'incendie :	42
Conclusion :	43

Chapitre V : Adduction de réseau

V.1.Introduction :	44
V.2. Type d'adduction :	44
V.2.1.Adduction gravitaire :	44
V.2.2.Adduction par refoulement :	44
V.2.3.Adduction mixte :	44
V.3.Quelques notions simples sur l'adduction :	44
V.3.1. choix du tracé :	44
V.3.2. Choix du matériau :	45
V.3.6. Assemblage et diamètre :	47

V.3.6.1.Électrosoudage :	47
V.3.6.2.Raccords mécaniques:	47
V.3.7. Tracé et dimensionnement d'une adduction :	47
V.3.8. Choix du cite de stockage :	47
V.3.9. Etude technico-économique de l'adduction :	48
V.4. Méthode de calcul :	48
V.4.1. cas de refoulement :	48
V.4.1.1. Calcul des pertes de charge linéaires :	48
V.4.1.2. Pertes de charge singulières :	49
V.4.1.3.Calcul du coefficient de frottement :	49
V.4.1.4. Hauteur manométrique total HMT :	50
V.4.1.5. Calcul des diamètres économiques:	51
V.4.1.5.1.calcul de la hauteur manométrique totale :	51
A .Adduction de station de pompage 1(ouled el-badji) vers la station de pompage 2 (onsour el-hadj) :	51
B. Adduction de station de pompage 2 (onsour el-hadj) vers la station de pompage 3 (mihoub) :	52
C. Adduction de station de pompage 3 (MIHOUB) vers Le réservoir (OULED AMMEUR) :	52
V.4.1.6.Frais d'exploitation	54
V.4.1.6.1.puissance absorbée par la pompe.....	54
V.4.1.6.2.énergie consommée par la pompe.....	54
V.4.1.6.3.Dépense annuelle de l'énergie :	54
V.4.1.7. Frais d'amortissement	55
V.4.1.8. Bilan global des frais	56
Conclusion	57
V.4.2.cas d'adduction gravitaire:	58
V.4.2.1.Adduction du réservoir ouled ammeur au point du piquage senghoua :	59
V.4.2.2.Adduction entre le point piquage senghoua au réservoir senghoua :	60
V.4.2.3.Adduction du piquage senghoua au piquage ouled aoufi :	61
V.4.2.4.Adduction du piquage ouled afoufi au réservoir ouled aoufi ;	61
V.4.2.5.Adduction du piquage ouled aoufi au piquage ouled boumenad :	62
V.4.2.6.Adduction du point piquage ouled boumenad au réservoir brouni:	63
V.4.2.7.Adduction du réservoir brouni au piquage ouled azza :	64
V.4.2.8.Adduction du point piquage ouled azza au réservoir ouled azza :	64
V.4.2.9.Adduction du point du piquage ouled azza au piquage khelaifia :...	65
V.4.2.10.Adduction du point du piquage khelaifia au piquage ouled hammou:	66
V.4.2.11.Adduction du point piquage ouled hammou au réservoir ouled hammou :	66
V.4.2.12.Adduction du point piquage ouled hammou au réservoir ouled	

bensghir :.....	67
V.4.2.13. Adduction du réservoir ouled bensghir au réservoir r'hat allal :	68
V.4.2.14. Adduction du point piquage khelaifia au réservoir khelaifia haut:.....	69
V.4.2.15. Adduction du réservoir khelaifia haut au réservoir khelaifia bas:.....	70
V.4.2.16. Adduction du réservoir khelaifia bas au réservoir metarefa :.....	70
V.4.3. simulation du réseau d'adduction et vérification des paramètres hydrauliques via EPANET	71
V.5 . Equipement en ligne :.....	73
V.5 .1 Les ventouses :.....	73
V.5 .2. Les vannes :.....	74
V.5 .2.1. Robinet vanne :.....	74
V.5 .3. Les ouvrages spéciaux :.....	74
Conclusion :	75
Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier	
VI.1. introduction :.....	76
VI.2. Définition :.....	76
VI.3. Les risques dus aux coups de bélier :.....	76
VI.3.1. Risque de forte pression :.....	76
VI.3.2. Pression négative :.....	76
VI.3.3. Fatigues des conduites :.....	77
VI.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :.....	77
VI.4.1. Les volants d'inertie :.....	77
VI.4.2. Les soupapes de décharge :.....	77
VI.4.3. Les réservoirs d'air :.....	78
VI.4.4. Les cheminées d'équilibre :.....	78
VI.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :	78
VI.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :.....	79
VI.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :.....	83
VI.7.1 . Tronçons (sp1-sp2) :.....	85
VI.7. 1.1. Dépression :	85
VI.7. 1.2. Surpression :	85
VI.7. 2. Tronçons (sp2-sp3) :	86
VI.7. 2.1. Dépression :	86
VI.7. 2.2. Surpression :	87
VI.7. 3. Tronçons (sp3-Rés.O.AMMEUR) :.....	87
VI.7. 3.1. Dépression :	87
VI.7. 3.2. Surpression :	89
Conclusion :	90
Chapitre VII : Management de projet	
VII.1. Généralité :	91
VII.2. Différents travaux à entreprendre :.....	91
VII.2.1. Travaux concernant l'adduction :.....	91
VII.2.2. Travaux concernant les réservoirs :.....	91

VII.2.3. Choix des engins de terrassement :	92
VII.3. Pose de canalisation :	92
VII.3.2. Réalisation des fouilles :	92
VII.3.3. La mise en tranchée :	93
VII.3.4. Remblaiement des tranchées :	94
VII.3.5. Le compactage :	94
VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	94
VII.4.1. Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :	94
VII.4.2. Largeur de la tranchée:	94
VII.4.3. Volume du déblai:	95
VII.4.4. La Section de la tranchée:	95
VII.4.5. Volume du lit de sable:	96
VII.4.6. Volume du remblai :	97
VII.4.7. volume excédentaire :	97
VII.5. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :	98
VII.5.1. Réservoirs de capacité de 500 m ³ :	99
VII.5.1.1. Volume du décapage :	99
VII.5.1.2. Calcul du volume des déblais :	99
VII.5.1.3. Volume de tout venant :	100
VII.5.1.4. Volume de béton de propreté :	100
VII.5.1.5. Volume de béton armé :	101
VII.5.1.6. Coupoles	102
VII.5.1.7. Calcul du volume du remblai compacté :	103
VII.6. Devis estimatifs et quantitatifs du projet:	105
VII.7. Planning du projet :	106
VII.8. Elaboration du diagramme de GANTT:	107
Conclusion :	114

Liste des figures

	Page
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Figure I.1. Situation géographique de la commune de MIHOUB.....	3
Figure I.2. Image satellite non traité de la commune de MIHOUB (source : Google Earth).....	4
Figure I.3 : Carte pluviométrique de la wilaya de Médéa.....	6
Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99.....	6
Figure I.5 : carte hydrographie de la commune de MIHOUB.....	8
Figure I.6 : Réservoir existant d'ELAZIZIA 500 m3.....	8
Chapitre II : Estimation de besoin en eau de l'agglomération	
Figure II.1 : répartition des habitants par fraction.....	11
Figure II.2: Répartition des besoins en eau par fraction.....	14
Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau	
Figure III.1 : la répartition de débits de pointe par fraction.....	21
Figure III.1 : Histogramme de la variation de la consommation journalière	23
Figure III.2 : Courbe intégrale de la variation de la consommation journalière.....	23
Chapitre IV : Etude de stockage	
Figure IV.1 : réservoir cylindrique.....	27
Figure IV.2 : réservoir rectangulaire.....	27
Figure IV.3 : Arrivée par sur verse (Chute libre).....	39
Figure IV.4 Arrivée par sur Verse (Noyée).....	39
Figure IV.5 : Arrivée par-dessous (Par le fond).....	39
Figure IV.6 : Arrivée par-dessous (Par le bas).....	39
Figure IV.7 : Conduite de départ	40
Figure IV.8: Conduite de vidange et de trop plein.....	40
Chapitre V : Adduction de réseau	
Figure V.1 : Schéma représentant la coté refoulement.....	51
Figure V.2: Courbe d'optimisation du coût.....	56
Figure V.3 : Schéma représente la ligne de charge dans un écoulement gravitaire.....	58
Figure V.4 : Pressions et vitesses dans le réseau d'adduction.....	73
Chapitre VI : Protection de conduite contre le cou de bélier:	
Figure VI.1 : soupape de décharge.....	75
Figure VI.2 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier	76
Figure VI.3 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de Fonctionnement.....	76
Figure VI.4 : Cheminée d'équilibre.....	77
Figure VI.5 : Schéma des quatre phases du coup de bélier.....	78
Figure VI.6.: Description de la méthode de Peuch et Meunier.....	84
Chapitre VII : Management de projet	
Figure VII.1 : Profondeur de tranchée.....	93
Figure VII.2 : Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation De l'adduction.....	108
Figure VII.3: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de	

réalisation Des réservoirs (250, 200et160 m ³).....	111
Figure VII.4 : Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation Des réservoirs (500 m ³).....	112

Liste des planches

- Planche N°1** : trace en plan du réseau d'adduction
- Planche N°2** : trace en plan du réseau d'adduction
- Planche N°3** : profil en long du réseau de adduction
- Planche N°4** : plan des réservoirs projetées
- Planche N°5** : schéma synoptique du réseau d'adduction

Liste des tableaux

Page

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : la représentation de la station de Djouab.....	5
Tableau I.2: température mensuelle.....	5
Tableau I.3 : vitesses de vent mensuel	5
Tableau I.4: pluies moyennes annuelles.....	5

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

Tableau II.1 : la répartition de la population des seize villages (commune de MIHOUB).....	10
Tableau II.2 : tableau d'estimation de la population en fonction de nombre d'habitant... ..	13
Tableau II.3 : Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons.....	13
Tableau II.4 : Répartition des besoins moyens journaliers à différents horizons.....	14
Tableau II.5 : les besoins scolaires	14
Tableau II.6 : les besoins socio culturels	15
Tableau II.7 : les besoins sanitaires.....	15
Tableau II.8 : les besoins commerciaux.....	15
Tableau II.9 : Récapitulatifs de la consommation de l'agglomération.....	16

Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau

Tableau III.1 : tableau des débits maximums journaliers.....	19
Tableau III.2 : tableau des débits minimums journaliers.....	19
Tableau III.3 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau III.4 : les débits maximums horaire.....	20
Tableau III.5 : La répartition des débits horaire, est donnée en pourcentage du besoin total dans la figure III.....	20
Tableau III.6: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant.....	21
Tableau III.7: variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant (2051)...	22

Chapitre IV : Etude de stockage

Tableau IV.1 : détermination de la capacité de stockage.....	31
Tableau IV.2 : récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés.....	38

Chapitre V : Adduction de réseau

Tableau V.1 : Calcul de la hauteur manométrique de la conduite (sp1-sp2) (HMT).....	52
Tableau V.2 : Calcul de la hauteur manométrique de la conduite (sp2-sp3) (HMT).....	52
Tableau V.3: Calcul de la hauteur manométrique de la conduite (sp2-R1) (HMT).....	53
Tableau V.4: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	53
Tableau V.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	54
Tableau V.6 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	55
Tableau V.7 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.....	56
Tableau V.8 : bilan global des frais.....	56
Tableau V.9 : état des nœuds	72
Tableau V.10: état des tronçons.....	72

Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier:

Tableau VI.1 : Caractéristique des conduites d'adduction	80
--	----

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde	80
Tableau VI.3 : Calcul des valeurs maximales des surpressions et dépressions.....	81
Tableau VI.4 : les valeurs du temps de retour de l'onde	82
Tableau VI.5 : Valeurs du coup de bélier	83
Tableau VI.6 : les caractéristiques des conduites d'adduction.....	84
Tableau VI.7 .profil en long de la conduite d'adduction (sp1-sp2)	85
Tableau VI.8 . Résultats su calcul du coefficient K	85
Tableau VI.9 .profil en long de la conduite d'adduction (sp2-sp3)	86
Tableau VI.10 . Résultats su calcul du coefficient K.....	86
Tableau VI.11 .profil en long de la conduite d'adduction (sp3-Rés.O.AMMEUR)	88
Tableau VI.12 . Résultats su calcul du coefficient K.....	88

Chapitre VII : Management de projet

Tableau VII.1 :volume de la couche végétale ou goudron à décaper	95
Tableau VII.2 : volume du déblai	96
Tableau VII.3 : volume du lit de sable.....	96
Tableau VII.4 : volume des remblais	97
Tableau VII.5 : volume du sol excédentaire	98
Tableau VII.6 : Récapitulation de quantité de travaux de terrassement dans le réseau d'adduction	98
Tableau VII.7 : volume de décapage des réservoirs	99
Tableau VII.8 : volume de déblai des réservoirs	100
Tableau VII.9 : volume de tout venant des réservoirs.....	100
Tableau VII.10 : volume de béton de propreté des réservoirs	101
Tableau VII.11 : volume de béton arme de réservoirs de capacité 500 m ³	101
Tableau VII.12 : volume de béton arme de réservoirs de capacité 250 m ³	101
Tableau VII.13 : volume de béton arme de réservoirs de capacité 200 m ³ et 160m ³	101
Tableau VII.14 : récapitulation de volume de béton armé des réservoirs	102
Tableau VII.15 : volume de béton armé de la chambre de manœuvre des réservoirs	103
Tableau VII.16 : volume de remblai compacté des réservoirs.....	103
Tableau VII.17 : volume des travaux du réservoir 500m ³	104
Tableau VII.18 : volume des travaux du réservoir 250m ³	104
Tableau VII.19 : volume des travaux du réservoir 200m ³	104
Tableau VII.20 : volume des travaux du réservoir 160m ³	104
Tableau VII.21 : Tableau des devis estimatifs et quantitatif du projet.....	105
Tableau VII.21 : Durée des travaux pour l'adduction.....	106
Tableau VII.22 : Durée des travaux pour le réservoir de 500m ³	107
Tableau VII.23 : Durée des travaux pour les réservoirs de (250m ³ , 200m ³ , 160m ³).....	107
Tableau VII.24 : planification selon la méthode de GANTT pour l'adduction.....	108
Tableau VII.25 : Diagramme de GANTT pour l'adduction.....	109
Tableau VII.26 planification selon la méthode de GANTT pour les réservoirs (250, 200et160 m ³).....	110
Tableau VII.27 : Diagramme de GANTT des réservoirs (250, 200et160 m ³)	111
Tableau VII.28 : planification selon la méthode de GANTT pour réservoir de (2* 500) m ³	112
Tableau VII.29 : Diagramme de GANTT du réservoir (2*500) m ³	113

Introduction Générale

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, puisque celui-ci lié à, toutes les branches de l'économie. L'eau, source de vie par excellence, est notre or bleu. Un trésor qui n'est ni inépuisable, ni inaltérable

La région d'étude constitué seize villages située à l'Ouest du chef-lieu la Commune de Mihoub. Elle concentre actuellement une population de **6252** habitants. La population de cette région souffre, et depuis longtemps, du problème de manque d'eau potable, les habitants se trouvent toujours obligés de se desservir, en eau potable, par citernes. Cette souffrance s'accroît surtout dans les périodes caniculaires. De ce fait ; les autorités publiques de la wilaya de Médéa à lancer un programme d'approvisionnement en eau de ces zones défavorisées.

Vu la faiblesse et mauvaise qualité d'eau des sources qui alimentent la commune de MIHOUB (W. MEDEA), on a abouti à la nécessité de mobiliser d'autres sources, consiste en un système d'adduction à part du système d'adduction principal qui desserve le couloir d'El Azizia qui est alimentée par le barrage se koudiat acerdoune.

Notre travail portera donc sur le projet d'adduction de la commune de MIHOUB à partir du réservoir 500 m³ d'El-Azizia, après détermination des différents besoins en eau au niveau de ces différentes localités. L'étude comportera l'ensemble des conduites de refoulement et gravitaire ainsi que le stockage. L'étude financière est aussi importante pour voir la portée économique du projet, pour permettre à ce dernier d'enclencher une relance économique de la région afin de rentabiliser le projet à long terme.

Chapitre I :

Présentation de la Zone d'étude

I.1.Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les données qui concernent la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique, géologique, démographique et hydraulique, pour connaître les caractéristiques de la zone qui peuvent influencer la réalisation du projet.

I.2. Présentation de la zone d'étude :

La zone de notre étude est composée de plusieurs fractions à savoir : OuledAzza ; Ouled Hammou ; Smaidia ; R'hatAllel ; Ouled Ben Seghir ; Khelaifia ; Metarfa ; Messoubia ; Brouni ; OuledBoumenad ; Chemalil ; OuledLaoufi ; OuledSaâd ; Sengoua et Bouaha, qui appartiennent toutes à laCommune de MIHOUB, Daïra d'EL-AZIZIA, Wilaya de MEDEA.

I.3. La situation géographique :

Mihoubest une commune de la wilaya de Médéa, située dans le tell central dans les monts de khachena à environ 80 km au sud d'Alger et à 96 km à l'est de Médéa et à environ 12 km au nord-ouest de El Azizia et à 82 km au sud-ouest de Boumerdes et à 20 km au sud-est de Tablat et à 49 km au nord-ouest de Bouira .

Elle est délimitée par :

Au nord par la commune de guerrouma (wilaya de bouira)

Au sud par la commune d'Elazizia

A l'ouest par la commune de mezerana

A l'est par la commune de maghraoua

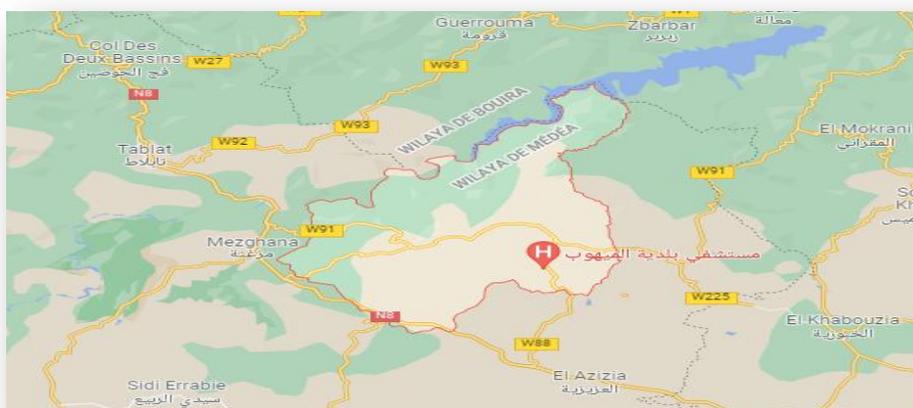


Figure I.1. Situation géographique de la commune de MIHOUB

I.4. Situation topographique et morphologie :

La commune de MIHOUB est caractérisée par un relief très accidenté ou on trouve des chaabas, des terrains montagneux.

Elle est située à une Latitude de 35° 42' 53.3" Nord et une Longitude de 1° 19' 59.4" Est. L'altitude maximale est de 819m, la commune s'étend sur une superficie de 10 482 hectares soit 104.92 km².

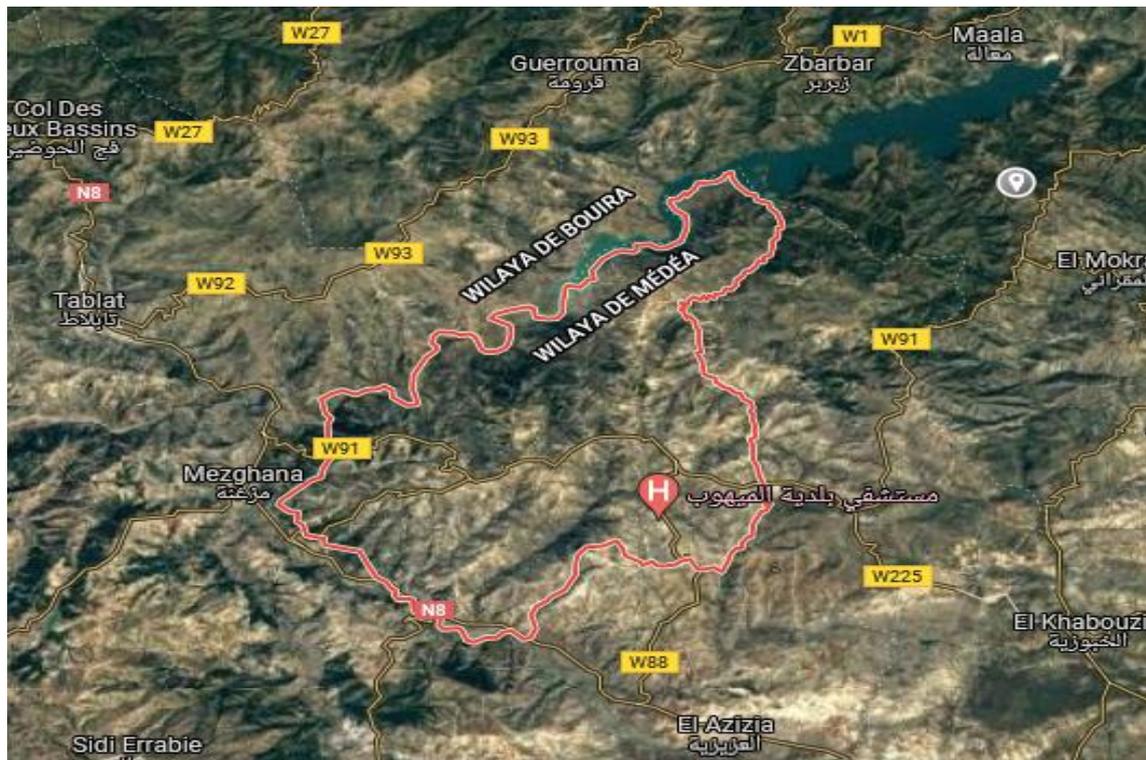


Figure I.2. Image satellite non traité de la commune de MIHOUB (source : Google Earth)

I.5. Situation climatologique :

La station disponible au voisinage du site d'étude et la plus proche, est celle de Djouab. Cette station (090301) présente une très longue série, donc la période d'observation de 1967 à 2004 représente la meilleure période d'observation.

La station de Djouab possède une altitude très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant où se situe la commune, et la pluie moyenne annuelle de la station (492 mm/an) est très proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie (500 mm/an), d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs. Ladite station est représentée comme suit :

Tableau I.1 : la représentation de la station de Djouab

Station	Code	Source	Coordonnées (système l'Ambert)			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Djouab	090301	A.N.R.H	566,95	315,55	825	1967	37 ans

Source : ANRH

I.5.1. Température : Le climat est caractérisé par des étés chauds et des hivers doux.

La température de la région est estimée comme suit :

Tableau I.2: température mensuelle

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Jui	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
T °C	10,2	10,4	13,8	15,5	18,7	23,5	25,8	26,3	23,1	19,9	14,5	12,7	17,87

Source : ANRH

I.5.2. Vents : La région est caractérisée par des vents venant de l'Ouest vers le Nord-Est et parfois des vents venant du Sud vers le Nord (notamment dans les périodes d'été). Pendant les saisons de l'automne, l'hiver et le printemps on marque la dominance des vents de l'Ouest.

Tableau I.3 : vitesse de vents mensuelle

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Jui	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
V(km/h)	11.74	11.7	12.17	14.25	13.14	13.86	12.99	13.14	12.99	12.67	13.53	13.39	12.96

Source : ANRH

I.5.3. Pluviométrie : Les précipitations moyennes dans la région varient entre 400 et 600 mm/an.

Les rythmes pluviométriques sont méditerranéens caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en Décembre et Janvier et un minimum en Juillet et Août. Les pluies de printemps sont peu importantes, les orages d'été peu fréquents, mais brusques et violents provoquant des crues d'oued.

Tableau I.4: pluie moyenne annuelle

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Jui.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Pluv.	76,94	55,72	50,20	58,54	36,02	12,41	6,37	15,04	28,53	31,51	59,24	62,10	492,62

Source : ANRH

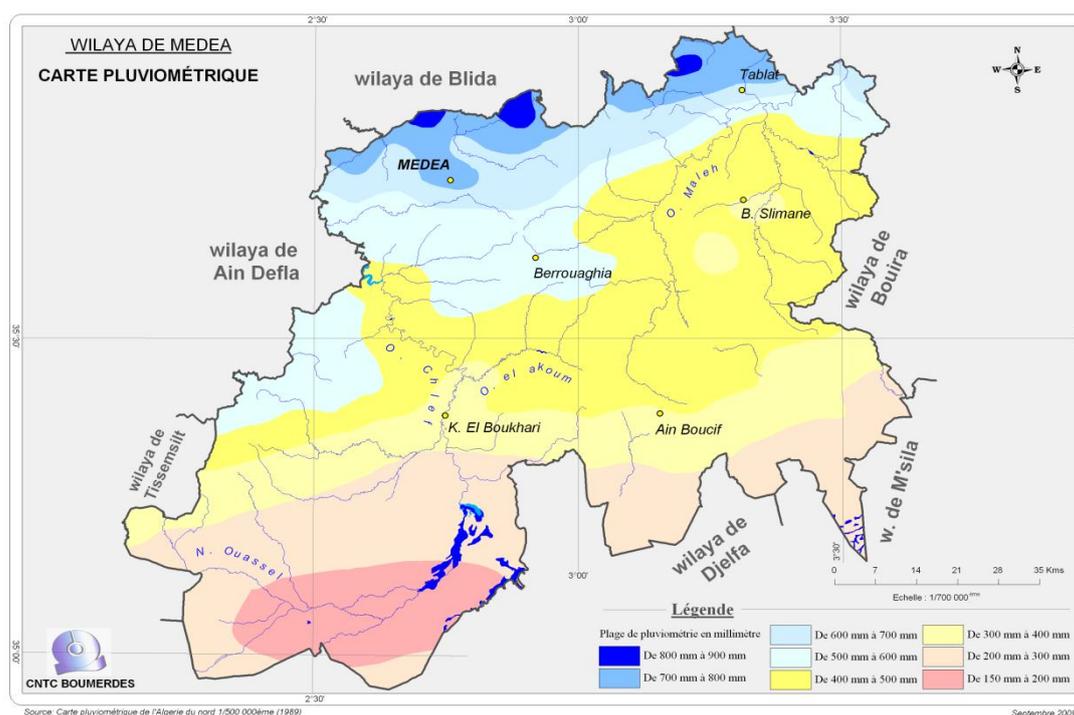


Figure I.3 : Carte pluviométrique de la wilaya de Médéa

I.6. Situation géologique :

Trois grandes formations distinctes caractérisent la région :

1. Formation marneuse et d'argiles sableuses :

Elles sont composées de niveaux marneux, par endroit elles sont très altères à cause de la forte schistosité qui les a affectées. Quant aux argiles sableuses, elles concernent les zones Sud et Ouest de la commune et sont moyennement perméables mais très affectées par le processus érosif.

2. Les formations de roches composites :

Il s'agit de mélange de séries hétérogènes, marneuses intercalées de bancs calcaires parfois sont des agglomérats à matrice calcaires. Cette formation a subi des déformations violentes sous l'effet des contraintes tectoniques de direction Nord-Nord-Ouest et Sud-Sud-est en provoquant plissement et chevauchement des roches compactes.

3. Les formations alluviales :

- a) Les alluviaux récentes qui occupent les niveaux de terrasses basses le long des principaux oueds. Elles sont principalement composées d'éléments fins légèrement sablonneux à rare passage de galets.
- b) Les alluviaux anciens de terres végétales et d'éluviaux marneux.

I.7. sismicité :

La zone de Mihoub est classée en zone sismique II (moyenne sismicité) selon le RPA 99. L'accélération sismique est déterminée à partir des recommandations relatives à l'évaluation des charges sismiques et du dimensionnement des éléments structuraux données par le RPA 99(CGS), actualisé en 2003 par plusieurs autres recommandations.

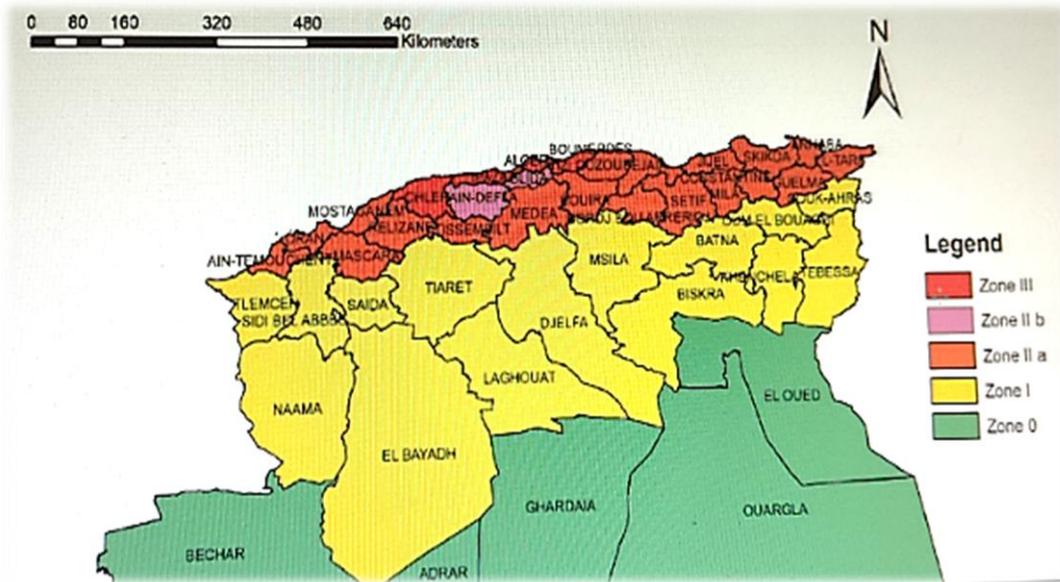


Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99

I.8. Situation démographique :

Population :

Cette région concentre actuellement une population de 6252 habitants, avec un taux d'accroissement de 2 % (RGPH 2008).

I.9. Situation hydrographie :

Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement par des Oueds, et des Chaâbas.

Le principal oued qui traverse la commune est le suivant :

Oued boutaiba : $V_r(80\%) = 502360\text{m}^3$

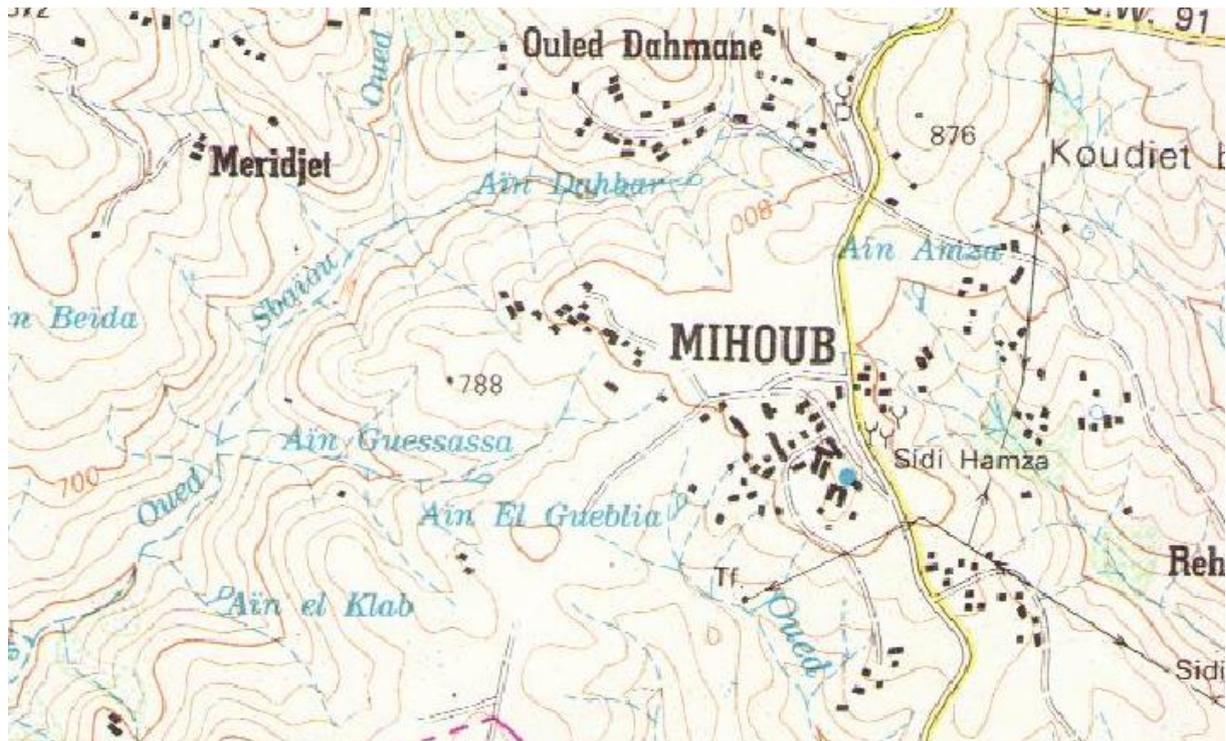


Figure I.5 : la carte de hydrographie de la commune de MIHOUB

I.10. Situation hydraulique :

La ville de MIHOUB est alimentée actuellement à partir de réservoir existant d'ELAZIZIA de 500m³

Ouvrages de stockages qui existent :

Réservoir situé au sud de capacité de 500 m³ est situé à une côte $C_{tp}= 700$ m



Figure I.6 : Réservoir existant d'ELAZIZIA 500 m³

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur la commune de MIHOUB Ayant défini les données concernant notre agglomération du point de vue géologique, topographique, géographique, climatique et ouvrage existant ainsi que l'urbanisation, nous pouvons passer à l'étape suivante qui est l'outil nécessaire à la conception de notre projet.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau
de l'agglomération

II.1.Introduction :

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

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

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

Le nombre d'habitant des seize villages a été évalué à 6252 habitants en 2017 lors du dernier recensement (RGPH), les statistiques de la commune de MIHOUB donne une population de 12 191 habitants en 2008 avec un taux d'accroissement moyen annuel de 2 % L'évaluation du nombre d'habitant futur s'effectue à l'aide de la formule empirique suivante

$$P_n = P_0 * (1 + T)^m \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec

P_n : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul.

P_0 : Nombre d'habitant à l'horizon de référence.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon.

Tableau II.1 : la répartition de la population des seize villages (commune de MIHOUB)

Fraction	Nombre d'habitant		
	2017	2021	2051
Ouled Azza	295	320	580
O. Hmou + Smaidia	972	1052	1906
Ouled Ben Seghir	250	271	491
R'hat Allel	324	351	636
Khelaifia	690	747	1353
Metarfa	262	284	514
Messoubia	440	477	864

Brouni	155	168	304
O.Boumenad + Chemalil	706	765	1386
Ouled Laoufi	694	752	1362
Ouled Saâd	135	146	264
Sengoua + Ahl Chaâba	811	878	1590
Ouled ammeur	519	562	1018
TOTAL	6252	6768	12260

Source APC

A l'horizon 2051, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **12260 habitants**.

La répartition des habitants par fraction est donnée dans la figure II.1.

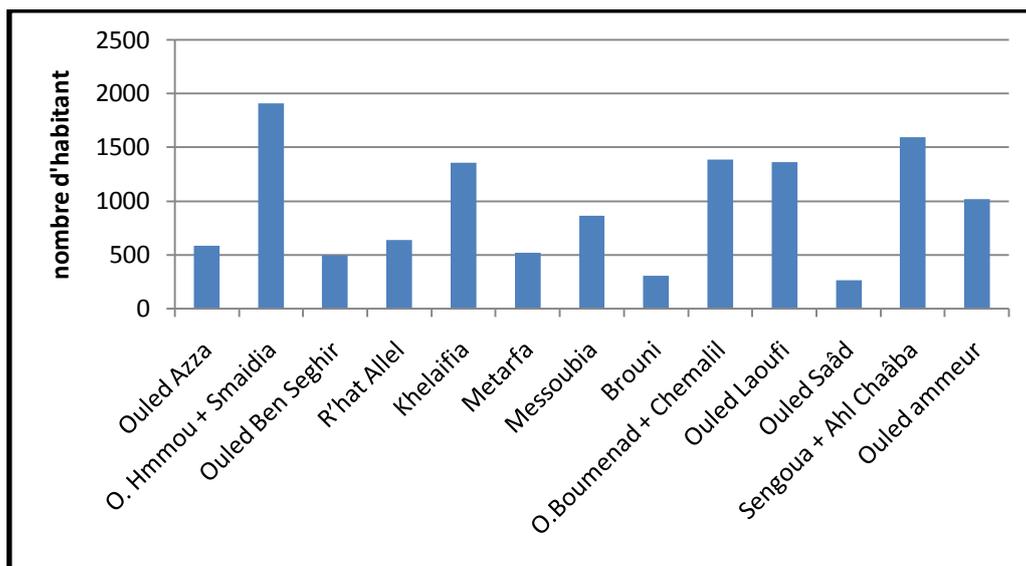


Figure II.1 : répartition des habitants par fraction

II.3.Evaluation de la consommation moyenne journalière :

En fonction des catégories de consommateurs rencontrés au niveau de cette région, les besoins en eau seront déterminés.

La consommation moyenne journalière ($Q_{moy,j}$) est donnée par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \text{Dot} \times N \quad (II-2)$$

- Avec :
- **Dot** : dotation moyenne journalière (l/j/hab.)
 - **N** : nombre d'habitants à l'horizon étudié

II.4. Evolution des besoins en eau potable :

II.4.1. Généralités :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

➤ **Besoins domestique:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

➤ **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.4.2. Besoins domestiques :

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des habitudes de la population et suivant la norme d'hygiène.

De ce fait, Soient les dotations illustrées dans le Tableau ci-dessous en fonction de la population :

Tableau II.2 : tableau d'estimation de la population en fonction de nombre d'habitant

Population	Dotation
P < 2000	125
2000 < P < 20.000	150-200
20.000 < P < 100.000	200-300
P > 100.000	300-400

Source : DRE

D'après le tableau Pour notre projet et d'après l'A.P.C et comme notre agglomération est grande, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 180 l/j/hab.

Tableau II.3 : Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

Fraction	Population à l'Horizon			Dotation (l/j/hab.)	Qmoy.j (m ³ /j)
	2017	2021	2051		
Ouled Azza	295	320	580	180	104.4
O. Himmou + Smaidia	972	1052	1906	180	343.08
Ouled Ben Seghir	250	271	491	180	88.38
R'hat Allel	324	351	636	180	114.48
Khelaifia	690	747	1353	180	243.54
Metarfa	262	284	514	180	92.52
Messoubia	440	477	864	180	155.52
Brouni	155	168	304	180	54.72
O.Boumenad + Chemalil	706	765	1386	180	249.48
Ouled Laoufi	694	752	1362	180	245.16
Ouled Saâd	135	146	264	180	47.52
Sengoua + Ahl Chaâba	811	878	1590	180	286.2
Ouled ammeur	519	562	1018	180	183.24
TOTAL	6252	6768	12260	180	2206.8

A l'horizon 2051, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des fractions concernées sont estimés à **2207 m³/j**.

La répartition des besoins moyens journaliers par commune, est donnée en pourcentage du besoin total, dans la figure II.2.

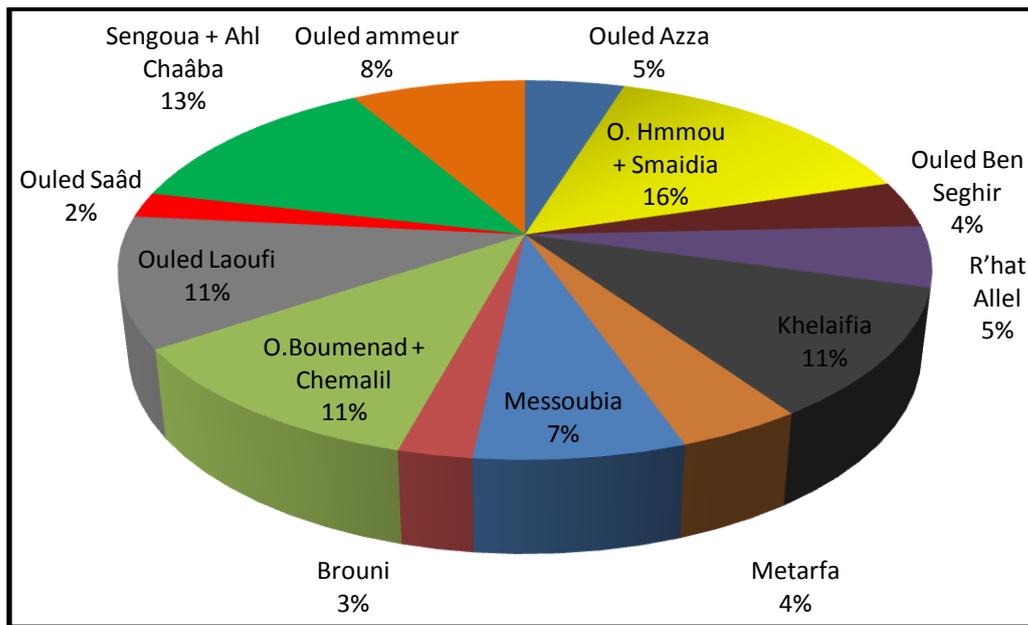


Figure II.2: Répartition des besoins en eau par fraction

Tableau II.4 : Répartition des besoins moyens journaliers à différents horizons

Horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab.)	Qmoy.j (m ³ /j)
2021	6 768	180	1218
2051	12 260	180	2206.8
Besoin domestique			2207

A l'horizon 2051, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des fractions concernées sont estimés à 2207 m³/j.

II.4.3. Besoins scolaires :

En ce qui concerne les besoins scolaire est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : les besoins scolaires

Type d'équipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m ³ /j)
Ecole	200	Élève	12	10	24
CEM	450	Élève	2	10	9
Lycée	800	Élève	1	10	8

$$\Sigma=41(m^3/j)$$

II.4.4. Besoins socioculturels :

Tableau II.6 : les besoins socio culturels

Type d'équipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
mosquée	700	Fidèle	12	10	84
Salle omnisports	1000	vestiaire	1	5	5
Aire de jeux	900	M ²	1	5	4.5

Source DRE

 $\Sigma=93.5 \text{ (m}^3/\text{j)}$ **II.4.5. Besoins sanitaires :**

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : les besoins sanitaires

Type d'équipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Centre de santé	50	Malade	12	50	30

Source DRE

 $\Sigma=30 \text{ (m}^3/\text{j)}$ **II.4.6. Besoins commerciaux :**

Les besoins commerciaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : les besoins commerciaux

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Cafétéria	5	m ²	300	10	15
Alimentation générale	1	m ²	200	5	1
Boulangerie	1	Baguette	3000	5	15

 $\Sigma=31 \text{ (m}^3/\text{j)}$

II.5.Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau II.9 : Récapitulatifs de la consommation de l'agglomération

Types de besoins	Consommation moyenne (m ³ /j)
Domestiques	2207
Scolaires	41
Socioculturels	93.5
Sanitaires	30
Commerciaux	31
Totale des besoins	2402.5

$$Q_{\text{moy,t}} = 2403 \text{ m}^3/\text{j} = 27.81 \text{ l/s} = 27.8 \text{ l/s}$$

II.6.Débit de fuite :

Le débit de fuite est estimé par 15 % de débit moyen journalier, alors ce dernier sera :

$$Q_{\text{moy,j}} = Q_{\text{moy,j}} + 0.15 Q_{\text{moy,j}} = 2763.45 \text{ m}^3/\text{j} = 31.98 \text{ l/s} \sim 32 \text{ l/s}$$

La consommation moyenne journalière des villages est estimée à 32l/s

Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous l'avons effectuée est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit journalier de 2739.3 m³/j sera consommé moyennement par les seize Villages de commune de MIHOUB à l'horizon 2051. Et ceci nous permet par la suite de calculer dans le chapitre suivant le débit maximal journalier de la consommation

Chapitre III:

Caractéristiques de la
consommation en eau

III.1. Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de Consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

Les besoins des consommateurs varient dans le temps. Celles-ci peuvent être journalières. Hebdomadaires. Mensuelles ou annuelles et dépend essentiellement du mode de vie de l'abonnée. Ces variations servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et débits moyens horaires. Il faut noter que les fuites et le gaspillage sont pris en considération dans notre étude.

III.2. Etude de la variabilité des débits :

En raison de l'irrégularité de la consommation journalière on détermine : la consommation maximale journalière [$Q_{\max,j}$] et la consommation moyenne journalière [$Q_{\text{moy},j}$]

III.2.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Ce besoin relatif ou la consommation du jour est maximum pendant l'année.

Est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Ce débit est calculé comme suit :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m³/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière

III.2.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{\max,j}$) :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

Avec :

- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier ;
- $Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;
- $Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre 1.1 et 1.3.

Dans notre cas on prend : $K_{max,j} = 1.3$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages et les erreurs de statistique.

Tableau III.1 : tableau des débits maximums journaliers

Horizon	Besoins total($Q_{moy,j}$)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m3/j)
2051	2763.45	1.3	3592.48

III.2.1.2. Coefficient d’irrégularité minimale journalier ($K_{min,j}$) :

Ce coefficient défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière; nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l’importance de l’agglomération. $K_{min,j} = 0.7$ et 0.9 .

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \dots\dots\dots(III.3)$$

Dans notre cas on prend : $K_{min,j} = 0.8$

Tableau III.2 : tableau des débits minimums journaliers

Horizon	Besoins total	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$
2051	2763.45	0.8	2210.76

III.2.2. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \dots\dots\dots(III.4)$$

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

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

$$Q_{moy,h} = 149.69 \text{ m}^3/\text{h} = 41.58 \text{ l/s}$$

III.2.3. débit maximale horaire :

III.2.3.1 Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution. il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \dots\dots\dots(III.5)$$

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

$Q_{max,h}$: débit maximum horaire en m3/h ;

$K_{max,h}$: coefficient d’irrégularité maximale horaire ;

III.2.3.2. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le débit de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail. Varie de **1.2** à **1.5** et dépend du niveau de développement local.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau III.3 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1

Donc :

Tableau III.4 : les débits maximums horaire

Horizon	$Q_{\text{moy},h} (\text{m}^3/\text{h})$	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h} (\text{m}^3/\text{h})$
2051	149.69	1.3	1.2	1.56	233.52

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants

III.2.4. Estimation des débits de pointe de chaque fraction :

Tableau III.5 : La répartition des débits horaire, est donnée en pourcentage du besoin total dans la figure III.1

Fraction	Nombre d'habitant	$Q_{\text{moy},h} (\text{l/s})$
Ouled Azza	580	1.97
O. Hmrou + Smaidia	1906	6.47
Ouled Ben Seghir	491	1.66
R'hat Allel	636	2.16
Khelaifia	1353	4.59
Metarfa	514	1.74
Messoubia	864	2.93
Brouni	304	1.03
O.Boumenad + Chemalil	1386	4.7
Ouled Laoufi	1362	4.62
Ouled Saâd	264	0.89
Sengoua + Ahl Chaâba	1590	5.39
Ouled ammeur	1018	3.45
TOTAL	12260	41.58

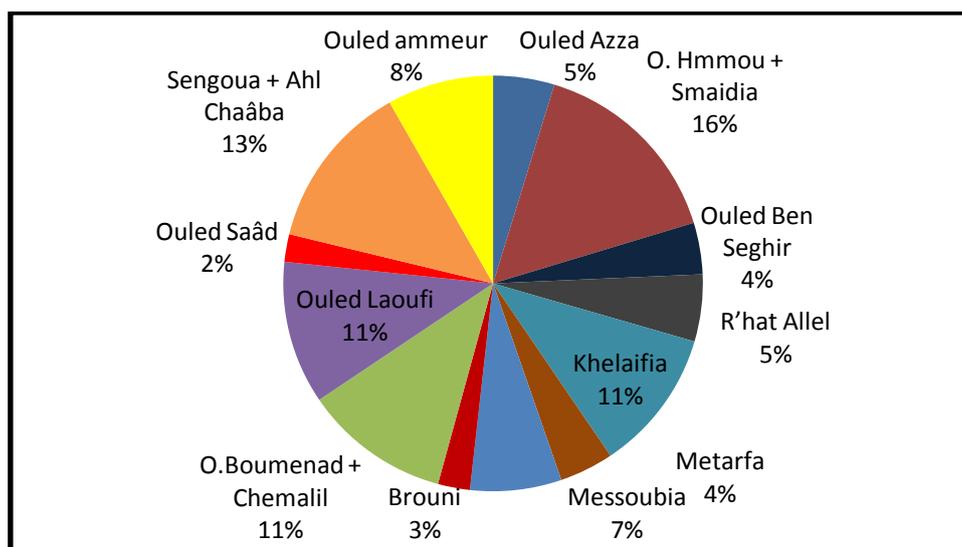


Figure III.1 : la répartition de débits de pointe par fraction

III.3.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants

Tableau III.6: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomeration de type rural
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

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **10000** et **50000** hab.

III.3.1. Variation horaire de la consommation :**Tableau III.7:** variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant actuel (2051)

Heures	Total		Cumul	
	Ch (%)	Qh(m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)
0-1	1.5	53,88	1.5	53,88
1-2	1.5	53,88	3	107,77
2-3	1.5	53,88	4.5	161,66
3-4	1.5	53,88	6	215,55
4-5	2.5	89,81	8.5	305,36
5-6	3.5	125,74	12	431,1
6-7	4.5	161,66	16.5	592,76
7-8	5.5	197,59	22	790,34
8-9	6.25	224,53	28.25	1014,87
9-10	6.25	224,53	34.5	1239,41
10-11	6.25	224,53	40.75	1463,94
11-12	6.25	224,53	47	1688,47
12-13	5	179,62	52	1868,09
13-14	5	179,62	57	2047,72
14-15	5.5	197,59	62.5	2245,30
15-16	6	215,55	68.5	2460,85
16-17	6	215,55	74.5	2676,40
17-18	5.5	197,58	80	2873,99
18-19	5	179,62	85	3053,61
19-20	4.5	161,66	89.5	3215,27
20-21	4	143,70	93.5	3358,97
21-22	3	107,77	96.5	3466,75
22-23	2	71,85	98.5	3538,60
23-24	1.5	53,88	100	3592,48
total	100	3592,48		

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de MIHOUB est de **224.53 m³/h** et survient entre **8h** et **12h**.

Les résultats trouvés nous permettent de tracer le graphique de consommation de l'agglomération.

A partir de ce tableau on trace :

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale.

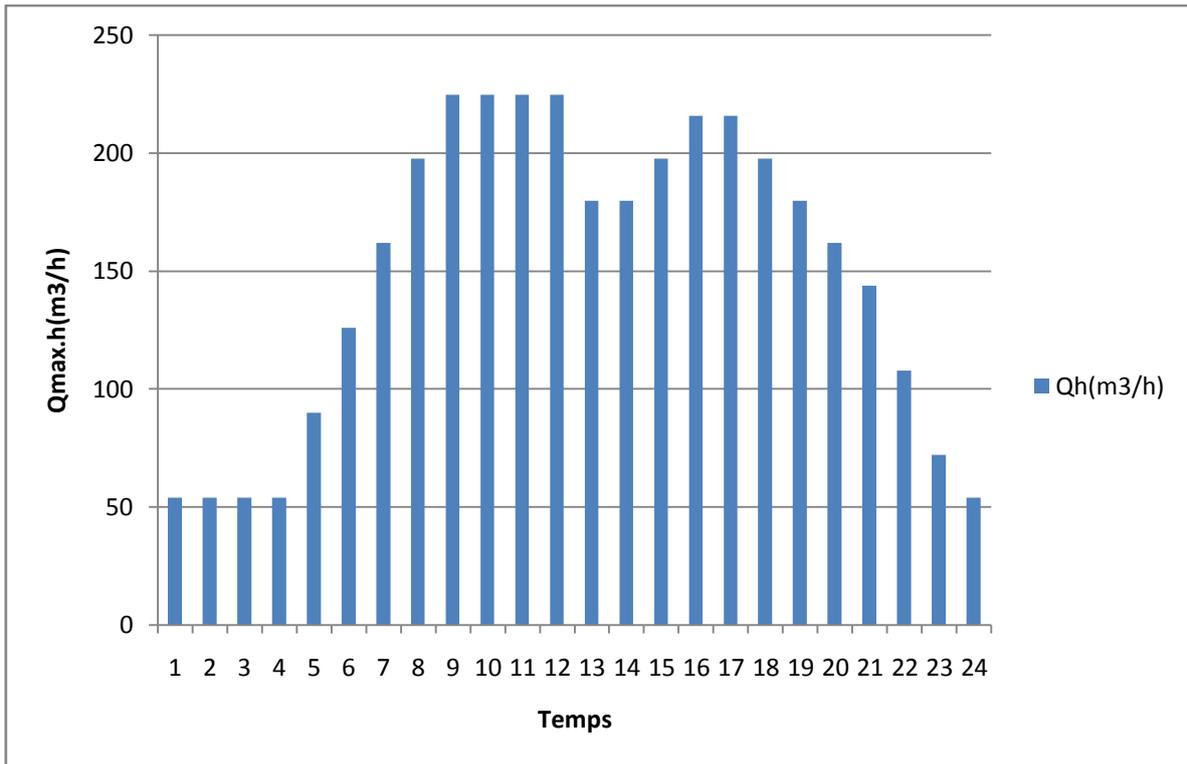


Figure III.1 : Histogramme de la variation de la consommation journalière .

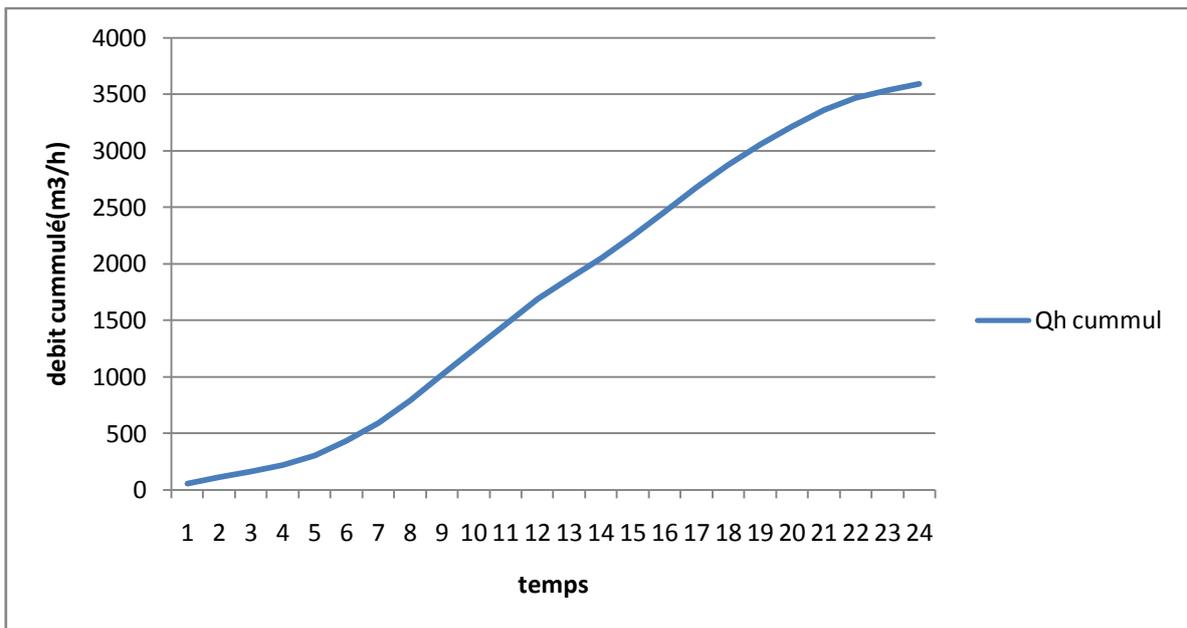


Figure III.2 : Courbe intégrale de la variation de la consommation journalière

Conclusion :

Dans ce chapitre Le problème majeur de l'alimentation en eau potable de village MIHOUB est l'insuffisance des ressources hydriques.

On a déterminé les besoins nécessaire pour les seize villages de commune de MIHOUB à l'horizon d'étude 2051 et on remarque que le débit actuel est insuffisant
Le débit actuel permettra de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération a pour le court terme mais pour le moyen et long terme la région accusera un déficit de plus en plus important, aussi que le débit nécessaire $3524.9\text{m}^3/\text{j}$ est plus de deux fois du débit actuel.

Chapitre IV:

Etude de stockage

IV.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous Pression.

IV.2. Définition :

Un réservoir est par définition un contenant hermétique de différents volumes possibles dont l'usage est d'alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

1. **La régulation du débit** entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
2. **La régulation de pression** en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
3. **La sécurité** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

IV.3. Les fonctions générales des réservoirs :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau potable sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- 1- Des fonctions techniques ;
- 2- Des fonctions économiques

IV.3. 1. Fonctions techniques d'un réservoir :

On peut résumer les fonctions techniques d'un réservoir comme suit :

- Le réservoir assure la continuité de l'approvisionnement en eau, étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage ;
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit ;
- Le réservoir assure un volume d'eau pour combattre les incendies.

IV.3. 2. Fonctions économiques d'un réservoir :

On peut résumer les fonctions économiques d'un réservoir comme suit :

- Réduction du coût de l'installation sur les ouvrages de production ;
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;

IV.4. classification des réservoirs :

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

IV.4.1. Classification selon le matériau de construction :

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

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

IV.4.2. Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs sont classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir enterré ;
- Réservoir semi –enterré ;
- Réservoir surélevé (appelés châteaux d'eau)

IV.4.3. Classification selon l'usage :

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

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

IV.4.4. Classification selon la forme géométrique :

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles :

- Réservoirs cylindriques ;
- Réservoirs rectangulaires (carré).

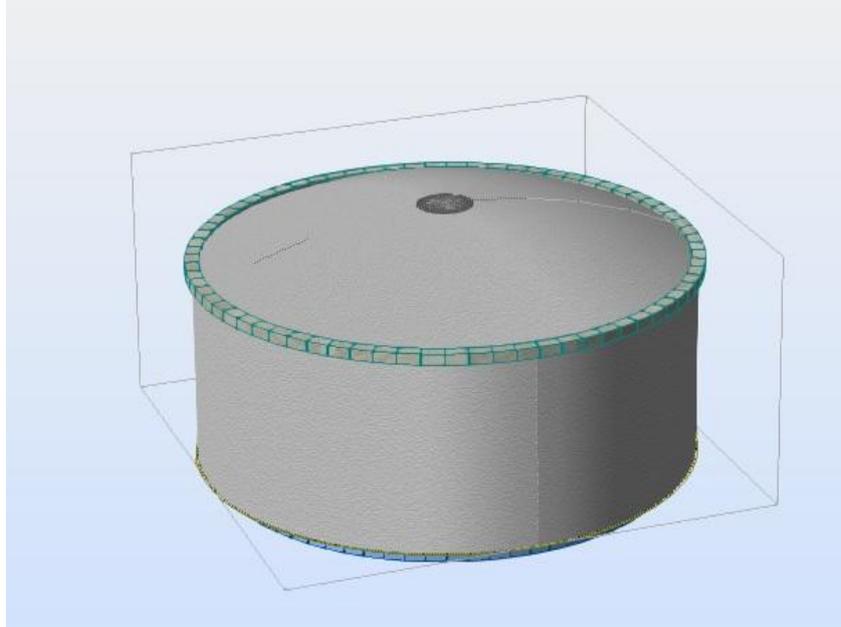


Figure IV.1 : réservoir cylindrique

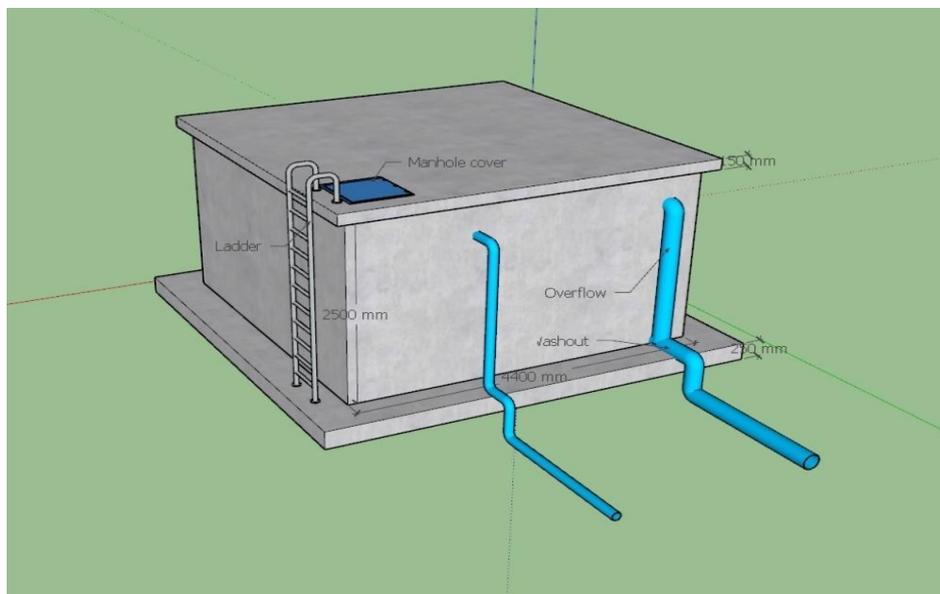


Figure IV.2 : réservoir rectangulaire

IV.5. Emplacement de réservoir :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème, On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, mais ça se n'est pas vérifié pour nos châteaux d'eau (remplissage par pompage).
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires (comme dans notre cas), on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézoélectrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

IV.6. détermination de la capacité de réservoirs :

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

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. À la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

IV.6.1 : principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

- ✓ Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.
- ✓ Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

IV.6.1.1 : La méthode analytique :

La détermination de la capacité de réservoir par la méthode analytique, exige deux régimes distincts :

- _ Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- _ Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à 120m³.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_r = (P\% \times Q_{\max j}) \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec:

p%: Pourcentage du volume journalier qui peut être stocké.

Q_{maxj}: besoin maximal journalier.

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60m³/h, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m³. Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots(IV.2)$$

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3.$$

IV.6.1.2 : La méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V_+| + |V_-| \text{ (%)}$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max j} * R_{\max}}{100} \text{ (m}^3\text{)}$$

Dont le volume total sera : V_t = V_r + V_{inc}

NB : Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode Analytique. Ce volume représente le volume minimum de stockage pour assurer un bon fonctionnement du système.

IV.6.2. Détermination de capacité des réservoirs :

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs suivants :

Un réservoir (R1) m³ OULED AMMEUR calé à la côte 1038.79 mNGE

(Voire planches N°1)

Un réservoir (R2) m³ SENGHOUA calé à la côte 805.27mNGA **(Voire planches N°1)**

Un réservoir (R3) m³ OULED SAAD calé à la côte 1014.17 mNGA. **(Voire planches N°1)**

Un réservoir (R4) m³ OULED LAOUFI calé à la côte 1006 mNGA. **(Voire planches N°1)**

Un réservoir (R5) m³ OULED BOUMENAD calé à la côte 1006.81 mNGA.

(Voire planches N°1)

Un réservoir (R6) m³ BROUNI calé à la côte 1003.74mNGA. **(Voire planches N°2)**

Un réservoir (R7) m³ OULED HAMMOU + OULED SMAIDA calé à la côte 908 mNGA.

(Voire planches N°2,)

Un réservoir (R8) m³ KHELAIFIA HAUT calé à la côte 805.56 mNGA.

(Voire planches N°2,)

Un réservoir principal de 500 m³ a été projeté à Brouni, qui va desservir gravitairement sept (07) zones, à savoir : Brouni, OuledAzza, OuledHammou, Ouled Ben Seghir, R'hatAllel, Khelaifia et Metarfa. Ce réservoir sera alimenté, à son tour, à partir d'un réservoir de 200 m³ projeté à OuledAmmeur jouant le rôle d'un réservoir intermédiaire. Outre le réservoir 500 m³ de Brouni, le réservoir 200 m³ de OuledAmmeur alimentera gravitairement 6 zones à savoir : Sengoua, AhlChaâba, OuledSâad, Ouled El-Aoufi, OuledBoumenad et OuledAmmeur.

Tableau IV.1 : détermination de la capacité de stockage

Heures	consommation horaires de Q _{max;j} en%	Apport d'eau en%	arrivée d'eau dans le réservoir en%	départ d'eau du réservoir en%	reste d'eau dans le réservoir en%
H					
0--1	1	4.17	3.17		9.68
1--2	1	4.17	3.17		12.85
2--3	1	4.17	3.17		16.02
3--4	1	4.17	3.17		19.19
4--5	2	4.17	2.17		21.36
5--6	3	4.17	1.17		22.53
6--7	5	4.17		-0.83	21.7
7--8	6,5	4.17		-2.33	19.37
8--9	6,5	4.17		-2.33	17.04
9--10	5,5	4.17		-1.33	15.71
10--11	4,5	4.17		-0.33	15.38
11--12	5,5	4.17		-1.33	14.05
12--13	7	4.17		-2.83	11.22
13--14	7	4.17		-2.83	8.39
14--15	5,5	4.17		-1.33	7.06
15--16	4,5	4.17		-0.33	6.73
16--17	5	4.17		-0.83	5.9
17--18	6,5	4.17		-2.33	3.57
18--19	6,5	4.17		-2.33	1.24
19--20	5	4.17		-0.83	0.41
20--21	4,5	4.17		-0.33	0
21--22	3	4.17	1.17		1.17
22--23	2	4.17	2.17		3.34
23--24	1	4.17	3.17		6.51
total	100	100			

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à **22.53%**, sans prise en compte de la réserve d'incendie donc le volume du réservoir projeté avec la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ sera :

IV.6.2.1. Un réservoir (R1) OULED AMMEUR calé à la côte 1038.79 m

$$Q_{\max,j,1} = 1315.08 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 1315.08}{100} = 296.29 \text{ m}^3$$

$$V_T = 296.29 + 120 = 416.29 \text{ m}^3$$

On prend $V_T = 500 \text{ m}^3$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

H=[3 a 6] m; on prend H= 5m

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% * H$$

Donc : $H_m = 0.2 * 5 = 1 \text{ m}$

- On détermine la section qui est : **V= S.H**

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{500}{5} = 100m^2$$

$$S = 100m^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 100}{\pi}} = 11.28m.$$

$$D = 12 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{100} = 1.2 \text{ m} \quad \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

IV.6.2.2. Un réservoir (R2) SENGHOUA calé à la côte 805.27m.

$$Q_{maxj,2} = 372,06m^3/j$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 372.06}{100} = 83.82 \text{ m}^3$$

$$V_T = 53.65 + 120 = 204 \text{ m}^3$$

On prend **V_T = 250 m³**

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

H=[3 a 6] m; on prend H= 4.5 m

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% * H \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

Donc : $H_m = 0.2 * 4.5 = 0.9 \text{ m}$

on détermine la section qui est : $V = S.H$ (III.6)

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{250}{4.5} = 55.6m^2$$

$$S = 55.6m^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 55.6}{\pi}} = 8.41 \text{ m.}$$

$$D = 8.5 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{55.6} = 2.2 \text{ m}$$

IV.6.2.3. Un réservoir (R3)OULED SAAD calé à la côte 1014.17 m.

$$Q_{maxj,3} = 61.78m^3/j$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 61.78}{100} = 13.92 \text{ m}^3$$

$$V_T = 13.92 + 120 = 133.92 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend} \quad V_T = 150 \text{ m}^3$$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

$$H = [3\hat{a}6] \text{ m ; on prend } H = 3 \text{ m}$$

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% * H$$

$$\text{Donc : } H_m = 0.2 * 3 = 0.6 \text{ m}$$

on détermine la section qui est : $V = S.H$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{150}{3} = 50m^2$$

$$S = 50m^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{\pi}} = 7.98 \text{ m.}$$

$$D = 8 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{50} = 2.4 \text{ m}$$

IV.6.2.4. Un réservoir (R4) OULED LAOUFI calé à la côte 1006 m.

$$Q_{\max,4} = 318,708 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 318.7}{100} = 71.8 \text{ m}^3$$

$$V_T = 71.8 + 120 = 191.8 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend} \quad V_T = 200 \text{ m}^3$$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

$$H = [3 \hat{a} 6] \text{ m; on prend } H = 4 \text{ m}$$

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% * H$$

$$\text{Donc : } H_m = 0.2 * 4 = 0.8 \text{ m}$$

on détermine la section qui est : $V = S.H$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{200}{4} = 50m^2$$

$$S = 50 \text{ m}^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{\pi}} = 7.98 \text{ m.}$$

$$D = 8 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{50} = 2.4 \text{ m}$$

IV.6.2.5. Un réservoir (R5) OULED BOUMENAD calé à la côte 1006.81 m.

$$Q_{\max,5} = 324,324 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 324.324}{100} = 73.07 \text{ m}^3$$

$$V_T = 73.07 + 120 = 193.07 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend} \quad V_T = 200 \text{ m}^3$$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

$$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m; on prend } H = 4 \text{ m}$$

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% \cdot H$$

$$\text{Donc : } H_m = 0.2 \cdot 4 = 0.8 \text{ m}$$

on détermine la section qui est : $V = S \cdot H$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{200}{4} = 50 \text{ m}^2$$

$$S = 50 \text{ m}^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{\pi}} = 7.98 \text{ m.}$$

$$D = 8 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{50} = 2.4 \text{ m}$$

IV.6.2.6. Un réservoir (R6) BROUNI calé à la côte 1003.74 m.

$$Q_{\max,6} = 1353.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 1353.5}{100} = 304.94 \text{ m}^3$$

$$V_T = 304.94 + 120 = 424.94 \text{ m}^3$$

On prend $V_T = 500 \text{ m}^3$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

$$H = [3 \hat{a} 6] \text{ m; on prend } H = 5 \text{ m}$$

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% \cdot H$$

Donc : $H_m = 0.2 \cdot 5 = 1 \text{ m}$

on détermine la section qui est : $V = S \cdot H$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{500}{5} = 100 \text{ m}^2$$

$$S = 100 \text{ m}^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \text{ d'où } D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{\pi}} = 11.28 \text{ m.}$$

$$D = 12 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{100} = 1.2 \text{ m}$$

IV.6.2.7. Un réservoir (R7) OULED HAMMOU + OULED SMAIDA calé à la côte 908 m.

$$Q_{\max j.7} = 446,004 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 446.004}{100} = 100.48 \text{ m}^3$$

$$V_T = 100.48 + 120 = 220.48 \text{ m}^3$$

On prend $V_T = 250 \text{ m}^3$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

$$H = [3\text{ à }6] \text{ m}; \text{ on prend } H = 4.5 \text{ m}$$

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% * H$$

Donc : $H_m = 0.2 * 4.5 = 0.9 \text{ m}$

on détermine la section qui est : $V = S.H$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{250}{4.5} = 55.6 \text{ m}^2$$

$$S = 55.6 \text{ m}^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 55.6}{\pi}} = 8.41 \text{ m.}$$

$$D = 8.5 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{\text{inc}}}{s} = \frac{120}{55.6} = 2.2 \text{ m}$$

IV.6.2.8. Un réservoir (R8) KHELAIPIA HAUT calé à la côte 805.56 m

$$Q_{\max j.8} = 158.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_r = \frac{22.53 \times 158.3}{100} = 35.66 \text{ m}^3$$

$$V_T = 35.66 + 120 = 155.66 \text{ m}^3$$

On prend $V_T = 200 \text{ m}^3$

- **Calcul du diamètre du réservoir (R1):**

$$H = [3\hat{a}6] \text{ m}; \text{ on prend } H = 4 \text{ m}$$

- **Calcul la hauteur matelas d'air :**

Hauteur matelas d'air est égale à 20 % de la hauteur d'eau dans un réservoir

$$H_m = 20\% * H$$

$$\text{Donc : } H_m = 0.2 * 4 = 0.8 \text{ m}$$

on détermine la section qui est : $V = S.H$

Où :

V : Volume total du Bâche d'accumulation ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = \frac{200}{4} = 50 \text{ m}^2$$

$$S = 50 \text{ m}^2$$

- **Diamètre du réservoir**

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 50}{\pi}} = 7.98 \text{ m.}$$

$$D = 8 \text{ m.}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{inc}}{s} = \frac{120}{50} = 2.4 \text{ m}$$

Tableau récapitulatif :

Tableau IV.2 : récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés

N	Réservoir	Capacité (m ³)	Diamètre (m)	Hauteur d'incendie(m)	Hauteur de matelas d'air (m)
1	OULED AMMEUR	500	12	1.2	1
2	SENGHOUA	250	8.5	2.2	0.9
3	OULED SAAD	150	8	2.4	0.6
4	OULED LAOUFI	200	8	2.4	0.8
5	OULED BOUMENAD	200	8	2.4	0.8
6	BROUNI	500	12	1.2	1
7	OULED HAMMOU + OULED SMAIDA	250	8.5	2.2	0.9
8	KHELAIFIA HAUT	200	8	2.4	0.8

NB : Donc la capacité de stockage des réservoirs existant est largement suffisante pour le long terme.

IV.7. Equipement hydrauliques des réservoirs :

Le réservoir doit être équipé :

IV.7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

a- Par sur verse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

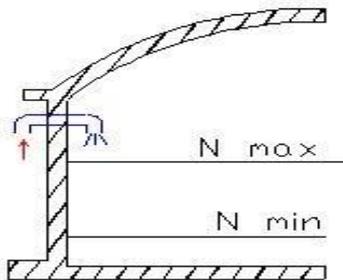


Figure IV.3 : Arrivée par sur verse (Chute libre).

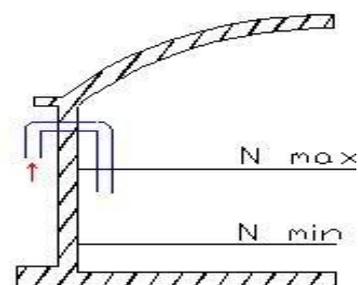


Figure IV.4 ; Arrivée par sur Verse (Noyée).

b- Par dessous : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

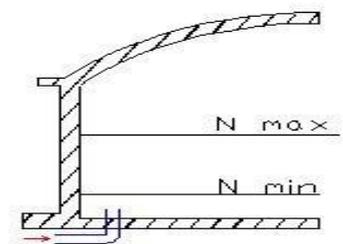


Figure IV.5: Arrivée par-dessous (Par le fond).

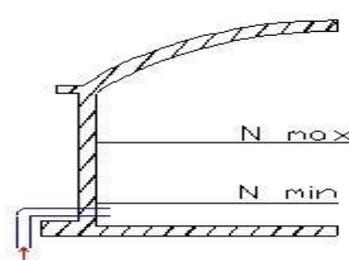


Figure IV.6 : Arrivée par dessous (Par le bas)

Remarque :

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.7.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

Encas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

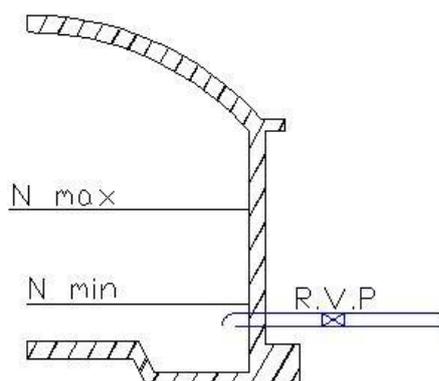


Figure IV.7. Conduite de départ

IV.7.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite devrapouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein

IV.7.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

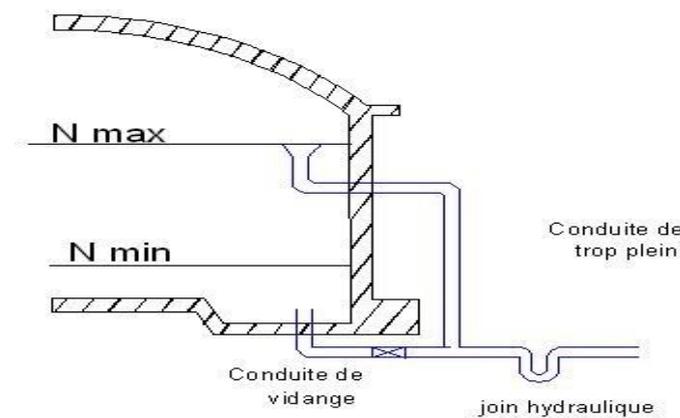


Figure IV.8: Conduite de vidange et de trop plein.

IV.7.5. Conduite by-pass :

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.

IV.8. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranchée d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons projeté huit réservoirs pour alimenter les seize zones de la commune de MIHOUB. Dans notre cas, nous avons utilisé la méthode analytique pour le calcul du volume utile du réservoir et en ajoutant le volume d'incendie qui est de 120 m³, puis nous avons déterminés leurs dimensions .

Les résultats trouvés sont les suivants :

- Réservoirs (1, 6) 500 m³ de volume et 12m de diamètre et 5m de hauteur.
- Réservoirs (2, 7) de volume 250 m³ et 8.5 m diamètre et 4.5 m de hauteur.
- Réservoirs (4, 5,8) de volume 200 m³ et 8m diamètre et 4 m de hauteur.
- Réservoir (3) de volume 150 m³ et 8.5 m de diamètre et 3 m hauteur.

Chapitre V:
Adduction du réseau

V.1.Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peut être classé selon leurs charges :

- soit en adduction par refoulement.
- soit en adduction gravitaire.
- soit en adduction mixte.

V.2. Type d'adduction :**V.2.1.Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V.2.2.Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V.2.3.Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

V.3.Quelques notions simples sur l'adduction :**V.3.1. choix du tracé :**

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.

➤ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

V.3.2. Choix du matériau :

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Le revêtement.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé ;

Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densitéPEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) vu les avantages qu'elle présente.

- Très économiques ;
- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Résistance à des grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Permettre une pose simple et adéquate ;
- Réduction des pièces spéciales
- Résistance exceptionnelle à la corrosion
- Durée de vie 50 ans

V.3.3.La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau Vertical connecté sur l'adduction

V.3.4.L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts.

D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- La brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative

V.3.5.Dépôts dans l'adduction:

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.

- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

V.3.6. Assemblage et diamètre :

V.3.6.1.Électrosoudage :

L'assemblage pour les tubes en PE se fait par trois techniques:

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieure de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

V.3.6.2.Raccords mécaniques:

Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique.

Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN63 et existent dans des diamètres supérieurs.

Leur domaine d'emploi est essentiellement celui de branchement (eau potable).

Après coupe, ébavurage et chanfreinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

V.3.7. Tracé et dimensionnement d'une adduction :

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

V.3.8. Choix du cite de stockage :

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 ni sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- Etre plus près des usagers ;

V.3.9. Etude technico-économique de l'adduction :

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

V.4. Méthode de calcul :

V.4.1. cas de refoulement :

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement, mais on diminue les pertes de charge, et par conséquent les dépenses en énergie diminuent.

D'autre part, plus le diamètre de la conduite est petit, plus les pertes de charge seront grandes et plus la puissance nécessaire au refoulement sera importante.

Ce dernier point nous laisse penser qu'il existe un diamètre de refoulement optimum ou un diamètre économique.

Nous voulons, dans cette étude, élaborer des tableaux qui donnent directement le diamètre économique en fonction de tous les paramètres qui interviennent dans la définition de l'écoulement, pour tout type de fonctionnement. Aussi, pour pouvoir atteindre ce but, nous pouvons émettre les hypothèses suivantes quel que soit le matériau de la conduite (fonte, acier, amiante ciment, PVC, PEHD, etc.).

a) Le coût de la station de pompage est proportionnel à la puissance installée.

b) Le coefficient de pertes de charge est calculé pour une vitesse $V_0 = 0,8$ m/s qui diffère très peu de la vitesse économique.

V.4.1.1. Calcul des pertes de charge linéaires :

La formule de calcul des pertes de charge linéaire, d'après DARCY-WEISBACH, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

ΔH : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \dots \dots \dots \text{(IV.2)}$$

Où : Re : Nombre de Reynolds.

ε : Rugosité absolue.

Sachant que :

Q : Débit véhiculé en (m³/s) .

ν : Viscosité cinématique de l'eau à 18° C.

D'où les pertes de charge linéaires sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = J.L \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

Avec :

J: Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m).

V.4.1.2. Pertes de charge singulières :

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 10\% . \Delta H_L = 0,1 . \Delta H_L$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,1 . \Delta H_L \dots \dots \dots \text{(IV.4)}$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale (m)

ΔH_s : Perte de charge singulière (m)

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1,1 . J . L \dots \dots \dots \text{(IV.5)}$$

L : Longueur géométrique (m)

V.4.1.3. Calcul du coefficient de frottement :

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En première approximation la valeur de λ est déterminée par

La formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{(IV.7)}$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ;

D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m) ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

g : Accélération de pesanteur. (g=9,81) ;

Re : Nombre de REYNOLDS ;

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PE)

$D \leq 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,01\text{mm}$ $D > 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,02\text{mm}$;

V.4.1.4. Hauteur manométrique total HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \Delta\text{H}_t \dots\dots\dots \text{(IV.8)}$$

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.

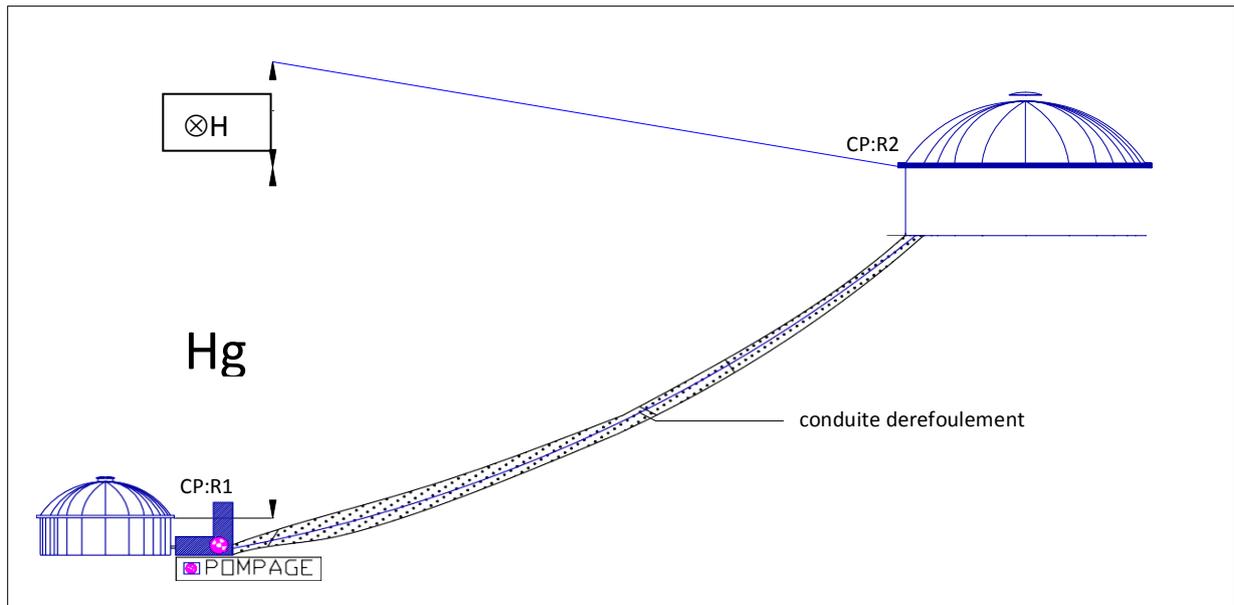


Figure V.1 : Schéma représentant la coté refoulement

V.4.1.5. Calcul des diamètres économiques:

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement.

Débit totale refoule $Q=49.9$ l/s

V.4.1.5.1.calcul de la hauteur manométrique totale :

Calcule la hauteur manométrique de chaque conduite de refoulement suivant :

- De station de pompage 1 (OULED EL-BADJI) vers la station de pompage 2(ONSOUR EL-HADJ)
- De station de pompage 2 (ONSOUR EL-HADJ) vers la station de pompage 3 (MIHOUB)
- De station de pompage 3 (MIHOUB) vers le réservoir (OULED AMMEUR)

Le schéma explicatif de l'adduction est représenté dans la planche 1 (voire la planche numéro 5)

A .Adduction de station de pompage 1(OULED EL-BADJI) vers la station de pompage 2 (ONSOUR EL-HADJ) :

La longueur de tronçon $L=1794$ m

$H_g = 788.93 - 715.75 = 73.18$ m.

La hauteur manométrique de la conduite (sp1-sp2) est représentée dans le tableau IV-1

Tableau V.1 : Calcul de la hauteur manométrique de la conduite (sp1-sp2) (HMT)

D (mm)	Vr(m/s)	λ	$\Delta H_f(\text{mce})$	$\Delta H_f(\text{mce})$	Hmt ₁ (mce)
125	4,066	0,012	145,12	159,63	232,81
160	2,482	0,0111	39,078	42,98	116,16
200	1,588	0,0107	12,33	13,56	86,74
250	1,01655	0,0103	3,89	4,28	77,46
315	0,64	0,0099	1,17	1,29	74,47
400	0,397	0,0095	0,34	0,37	73,55
500	0,254	0,0092	0,10	0,11	73,29
630	0,16	0,0088	0,03	0,03	73,21

B. Adduction de station de pompage 2 (ONSOUR EL-HADJ) vers la station de pompage 3 (MIHOUB) :

La longueur de tronçon L=540 m

Hg= 881,22-791,18= 90.04 m.

La hauteur manométrique de la conduite (sp2-sp3) est représentée dans le tableau IV-2

Tableau V.2 : Calcul de la hauteur manométrique de la conduite (sp2-sp3) (HMT)

D(mm)	Vr(m/s)	λ	$\Delta H_f(\text{m.c.e})$	$\Delta H_f(\text{m.c.e})$	Hmt ₂ (mce)
125	4,066	0,012	43,68	48,0500	138,090
160	2,482	0,0111	11,76	12,94	102,98
200	1,588	0,0107	3,71	4,084	94,12
250	1,01655	0,0103	1,17	1,29	91,33
315	0,64	0,0099	0,35	0,389	90,43
400	0,397	0,0095	0,10	0,11	90,15
500	0,254	0,0092	0,03	0,035	90,076
630	0,16	0,0088	0,009	0,011	90,051

C. Adduction de station de pompage 3 (MIHOUB) vers Le réservoir (OULED AMMEUR) :

La longueur de tronçon L=4000 m

Hg= 1048,79-881,22 = 167.57 m.

La hauteur manométrique de la conduite (sp3-R1) est représentée dans le tableau IV-2

Tableau V.3: Calcul de la hauteur manométrique de la conduite (sp2-R1) (HMT)

D (mm)	Vr(m/s)	λ	$\Delta H_f(\text{m.c.e})$	$\Delta H_f(\text{m.c.e})$	Hmt ₃ (mce)
125	4,066	0,012	323,57	355,93	523,49
160	2,482	0,0111	87,13	95,84	263,41
200	1,588	0,0107	27,51	30,25	197,82
250	1,01655	0,0103	8,68	9,55	177,12
315	0,64	0,0099	2,62	2,89	170,46
400	0,397	0,0095	0,76	0,84	168,41
500	0,254	0,0092	0,24	0,267	167,84
630	0,16	0,0088	0,073	0,080	167,65

NB : les stations de pompage sont situées en série donc la hauteur manométrique totale est la somme des hauteurs manométriques

$$\text{HMT} = \text{Hmt}_1 + \text{Hmt}_2 + \text{Hmt}_3 \dots \dots \dots \text{(IV.9)}$$

Tableau V.4: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

D (mm)	HMT (mce)
125	894,39
160	482,56
200	378,70
250	345,91
315	335,36
400	332,12
500	331,21
630	330,92

V.4.1.6.Frais d'exploitation :**V.4.1.6.1.PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE:**

$$P = \frac{\rho \times Q \times H_{mt}}{\eta} \dots \dots \dots (IV.10)$$

Où :

P: Puissance en Kw

y : Rendement de pompage (0,7 □ 0,8) on prend y =0,75 ;

Hmt: Hauteur manométrique totale ;

Q : Débit refoulé (m³/s);**V.4.1.6.2.ENERGIE CONSOMMEE PAR LAPOMPE**

$$E = P \times t \times 365 \text{ (KWh/an)} \dots \dots \dots (IV.11)$$

Où :

t : Nombre d'heure de pompage par jour ;

P : Puissance en KW ;

$$F_{exp} = E \times P. \dots \dots \dots (IV.12)$$

V.4.1.6.3.Dépense annuelle de l'énergie :

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

$$K = \delta * E \dots \dots \dots (IV.13)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.5)

Tableau V.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant les heures de pointe de consommation électrique.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{20} \Rightarrow \delta = 1,07 \text{ DA}$$

Tableau V.6 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	Puissance (kW)	Energie (kW/an)	prix (DA/kWh)	Dépense (DA)
125	583,766905	4987704,44	1.07	5968056,75
160	314,961308	2691029,42	1.07	3896753,36
200	247,174485	2111858,8	1.07	3760321,96
250	225,772114	1928996,94	1.07	4551700,67
315	218,887752	1870176,95	1.07	6930942,88
400	216,771597	1852096,52	1.07	8058096,43
500	216,179134	1847034,52	1.07	11700515,3
630	215,986869	1845391,81	1.07	17054531,1

NB. Prix de fourniture et pose, communiqué par la DREM (Direction des ressources en eau de la Wilaya de Médéa)

V.4.1.7.FRAIS D'AMORTISSEMENT:

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ; L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + I \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

Où :

- i : Taux d'annuité (i=8%) ;
- n : Nombre d'année d'amortissement (n=30).

Application :

$$A = \frac{8\%}{(8\%+1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888723$$

Tableau V.7 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

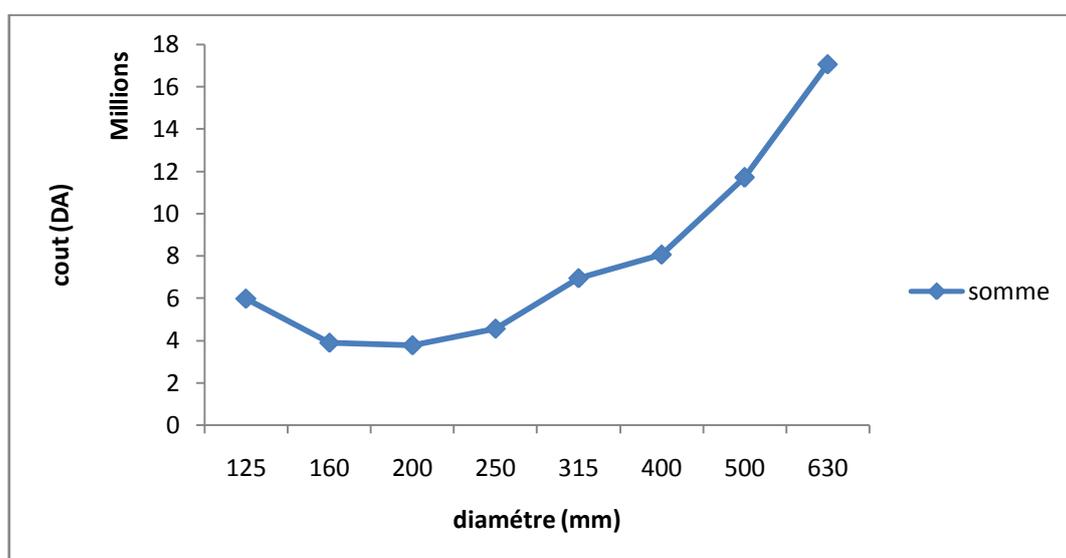
D(mm)	A	Prix (DA)	Longeur (ml)	Fam
125	0.088	772.35	6334	631212,99
160	0.088	1336.43	6334	1017351,88
200	0.088	1931.48	6334	1500633,04
250	0.088	3036.15	6334	2487673,94
315	0.088	4789.47	6334	4929853,54
400	0.088	7837.83	6334	6076353,15
500	0.088	11378	6334	9724188,37
630	0.088	18414.33	6334	15079961,9

V.4.1.8. Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau VI-7 :

Tableau V.8 : bilan global des frais

D(mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Frais total	Diamètre économique
125	631212,996	5968056,75	5968056,75	-
160	1017351,88	3896753,36	3896753,36	-
200	1500633,04	3760321,96	3760321,96	200
250	2487673,94	4551700,67	4551700,67	-
315	4929853,54	6930942,88	6930942,88	-
400	6076353,15	8058096,43	8058096,43	-
500	9724188,37	11700515,3	11700515,3	-
630	15079961,9	17054531,1	17054531,1	-

**Figure V.2:** Courbe d'optimisation du coût

D'après le calcul et la figure précédent on peut constater que le diamètre économique est 200 mm parce qu'il nous donne un frais total d'investissement plus économique

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études.

Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres $D_{éc.} = 200$ mm.

V.4.2.CAS ADDUCTION GRAVITAIRE:

Le dimensionnement des adductions gravitaire doit répondre aux critères suivants :

- ✓ Détermination du diamètre le plus avantageux;
- ✓ Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale;
- ✓ Type de tuyau à utiliser;
- ✓ Pose de canalisation;
- ✓ Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs;
- ✓ Organes accessoires;

❖ Méthode de calcul :

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- Le Débit..... Q;
- Le Diamètre D ;
- La Vitesse... V;
- Les Pertes de charge..... $\square H$;(charge disponible)

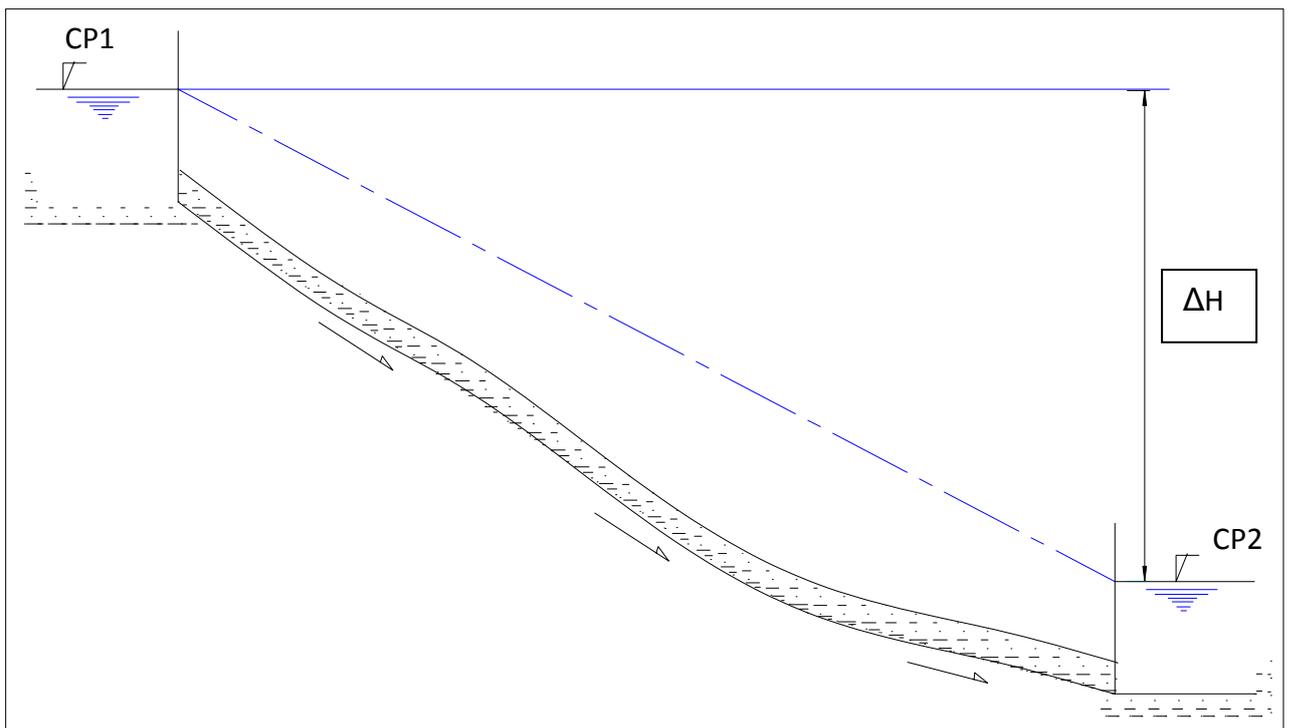


Figure V.3 : Schéma représente la ligne de charge dans un écoulement gravitaire

$$\Delta H = (Cp1 - Cp2) = \text{Charge Disponible. (IV.15)}$$

ΔH désigne également la perte de charge dissipée le long de la conduite de longueur « L ». La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy :

$$\Delta H = \frac{16.L.\lambda.Q^2}{2g.\pi^2.D^5} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots(\text{IV.16})$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{16.L.\lambda.Q^2}{2g.\pi^2.\Delta H}} \quad \dots\dots\dots (\text{IV.17})$$

Avec :

Q : le débit véhiculé dans la conduite

L : longueur de la conduite.

g : la force de la pesanteur (9,81m/s²).

λ : Coefficient de perte de charge.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (\text{IV.18})$$

V.4.2.1. Adduction du réservoir OULED AMMEUR au point du piquage SENGHOUA :

Du point de piquage P1 jusqu'au réservoir OULED AMMEUR, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 1038 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de terrain 999.21 mètres inférieure à la côte de radier du réservoir qui est de 1038.79 mètres. (Voire planches N°1)

1- Détermination de la cote piézométrique de piquage SENGHOUA p1 :

On a C_R = 1038.79 m

$$Q = 41.58 \text{ l/s}$$

$$L = 1038 \text{ m}$$

❖ On propose D = 229.2 mm donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0105$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0105 \times 1038 \times 0.04158^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.2292^5} = 2.46 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (Dn)^2} = 1.01 \text{ m/s}$$

❖ On propose D = 204.6 mm donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0106$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0106 \times 1038 \times 0.04158^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.2046^5} = 4.38 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (Dn)^2} = 1.27 \text{ m/s}$$

Donc D_{int} = 204.6 mm avec une vitesse V = 1.27 m/s

→ **D_N = 250 mm** avec une vitesse V = 1.27 m/s

On sait que : $\Delta H = C_R + C_{P1} \Rightarrow C_{P1} = C_R - \Delta H = 1038.79 - 4.38$

$$C_{P1} = 1034.41 \text{ m}$$

V.4.2.2. Adduction du piquage SENGHOUA au réservoir SENGHOUA :

Du point de piquage P1 jusqu'au réservoir SENGHOUA, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 4725 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte piézométrique de 1036.33 mètres supérieur à la côte trop plein du réservoir qui est de 813.27 mètres. (Voire planche N°1)

1- Calcul de perte de charge :

La perte de charge du point de Piquage 1 au réservoir SENGHOUA est donnée par la relation suivante :

$$C_{P1} = 1034.41 \text{ m}$$

$$C_{TP} = C_{TN} + P_S = 805.27 + 4.5 = 809.77 \text{ m}$$

$$\Delta H = C_{P1} - C_{TP} = 1034.41 - 809.77 = 224.64 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 224.64 \text{ m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda = 0.013$

$$Q = 6.26 \text{ l/s}$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.013 \times 4725 \times (0.00628)^2}{9.81 \times (3.14)^2 \times 224.64}} = 0.061 \text{ m} = 61 \text{ mm}$$

$$D = 61.4 \text{ mm}$$

✓ En vérifiant λ par le diagramme de moody :

Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse (m/S)
61.4	0.01	0.011×10^{-4}	2.12

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.2 \times 10^4 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 1.63 \times 10^{-4}$$

$$\text{de Moody } \lambda_1 = 0.0128 \Rightarrow D = 61.4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow D_N = 75 \text{ mm}$$

• Vérification la vitesse pour le diamètre normalisé :

$$\Rightarrow D_N = 75 \text{ mm}$$

$$V_1 = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_N)^2} = 2.12 \text{ m/s}$$

Donc $D_N = 75 \text{ mm}$ avec une vitesse = 2.12 m/s

V.4.2.3. Adduction du piquage SENGHOUA au piquage OULED AOUIFI :

Du point de piquage SENGHOUA P1 jusqu'au point de piquage OULED AOUIFI P2, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 1546 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage SENGHOUA se trouve à une côte de 1036.33 mètres supérieur à la côte de piquage OULED AOUIFI qui est : **(voire planche N°1)**

1- Détermination de la cote piézométrique P2 :

On a: $C_{P1} = 1034.41$ m

$L = 1546$ m

$Q = 31.85$ l/s

❖ On propose $D = 229.2$ mm donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0105$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0105 \times 1546 \times 0.3185^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.2292^5} = 2.15 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.8 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D = 204.6$ mm donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0106$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0106 \times 1546 \times 0.3185^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.2046^5} = 3.83 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.97 \text{ m/s}$$

Donc $D_N = 250$ mm avec une vitesse $V = 1$ m/s

On sait que : $\Delta H = C_{P1} - C_{P2} \Rightarrow C_{P2} = C_{P1} - \Delta H = 1034.41 - 3.83$

$C_{P2} = 1030.58$ m

V.4.2.4. Adduction du piquage OULED AFOUFI au réservoir OULED AOUIFI :

Du point de piquage P2 jusqu'au réservoir OULED AOUIFI, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 190 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 986.08 mètres inférieur à la côte de trop plein du réservoir qui est de 1010 mètres. **(Voire planche N°1)**

1-Calcul de perte de charge :

La perte de charge du point de Piquage 2 au réservoir OULED AOUIFI est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = C_{P2} - C_R = 1030.58 - (1006+4) = 20.58 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 20.58 \text{ m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda=0.016$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.02 \times 190 \times (0.00462)^2}{9.81 \times (3.14)^2 \times 20.58}} = 0.0504 \text{ m} = 50.4 \text{ mm}$$

$$D_N = 51.4 \text{ mm}$$

✓ En vérifiant λ par le diagramme de Moody :

Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse (m/S)
51.4	0.01	0.011×10^{-4}	2.2

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.02 \times 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 1.95 \times 10^{-4}$$

$$\text{De Moody } \lambda_1 = 0.019 \Rightarrow D_{int} = 49.9 \text{ mm } V = 2.36 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.07 \times 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 2 \times 10^{-4}$$

$$\text{De Moody } \lambda_2 = 0.019 \Rightarrow D_{int} = 49.9 \text{ mm } \quad V = 2.39 \text{ m/s}$$

→ Donc $D_N = 63 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 2.2 \text{ m/s}$

V.4.2.5. Adduction du piquage OULED AOUIFI au piquage OULED BOUMENAD :

Du point de piquage P2 jusqu'au point du piquage P3, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 1717 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage 2 se trouve à une côte de 1030.58

(Voire planches N°1)

1- Détermination de la cote piézométrique P3 :

$$\text{On a: } C_{P2} = 1030.58 \text{ m}$$

$$L = 1717 \text{ m}$$

$$Q = 27.23 \text{ l/s}$$

$$\diamond \text{ On propose } D_{int} = 184 \text{ mm donc } \lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0108$$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0108 \times 1717 \times 0.2723^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.184^5} = 5.38 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 1.02 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0106$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0106 \times 1546 \times 0.03185^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.2046^5} = 3.83 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.97 \text{ m/s}$$

Donc $D_{\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 1 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 225 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{P2} - C_{P3} \Rightarrow C_{P3} = C_{P2} - \Delta H = 1030.58 - 5.38$

$C_{P3} = 1025.3 \text{ m}$

V.4.2.6. Adduction du point piquage OULED BOUMENAD au réservoir BROUNI:

Du point de piquage OULED BOUMENAD au réservoir BROUNI, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 1480 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 1025.3 mètres inférieure à la côte de trop plein du réservoir qui est de 1008.74 mètres. (Voire planches N°1et N°2)

1-Calcul de perte de charge :

On a: $C_{P3} = 1025.3 \text{ m}$

$$L = 1480 \text{ m}$$

$$Q = 22.53 \text{ l/s}$$

La perte de charge du point de Piquage 3 au réservoir BROUNI est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = C_{P3} - C_{TP} = 1025.3 - (1003.74 + 5) = 16.36 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 16.36 \text{ m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda = 0.05$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.05 \times 1480 \times (0.02253)^2}{9.81 \times (3.14)^2 \times 16.36}} = 0.180 \text{ m} = 180 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 184 \text{ mm}$$

✓ En vérifiant λ par le diagramme de moody :

Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse(m/S)
184	0.01	0.011×10^{-4}	0.85

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.4 \times 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 5.43 \times 10^{-4}$$

de Moody $\lambda_1 = 0.047 \Rightarrow D_{int} = 184 \text{ mm} \quad V = 0.85 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 225 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 0.85 \text{ m/s}$

V.4.2.7. Adduction du réservoir BROUNI au piquage OULED AZZA :

Du réservoir jusqu'au point du piquage P5, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 295 mètres

Ajouté à cela, le réservoir se trouve à une côte radié de 1003.74m (Voire planche N°1et 2)

2- Détermination de la cote piézométrique P5 :

On a: $C_R = 1003.74 \text{ m}$

$$L = 295 \text{ m}$$

$$Q = 21.5 \text{ l/s}$$

❖ On propose $D_{int} = 163.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.011$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.011 \times 295 \times 0.0215^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.1636^5} = 1.06 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 1.02 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{int} = 184 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0106$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.011 \times 259 \times 0.0215^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.184^5} = 0.59 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.8 \text{ m/s}$$

Donc $D_{int} = 163.6 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 1.02 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 200 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_R - C_{P5} \Rightarrow C_{P5} = C_R - \Delta H = 1003.74 - 1.06$

$$C_R = 1002.68 \text{ m}$$

V.4.2.8. Adduction du point piquage OULED AZZA au réservoir OULED AZZA :

Du point de piquage OULED AZZA au réservoir OULED AZZA, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 3510 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 1002.68 mètres

(Voire planche N°1)

1-Calcul de perte de charge :

On a: $C_{P5} = 1002.68\text{m}$

$$L = 3510 \text{ m}$$

$$Q = 1.97 \text{ l/s}$$

La perte de charge du point de Piquage 5 au réservoir OULED AZZA est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = C_{P5} - C_{TP} = 1002.68 - (860.42 + 4) = 1002.68 - 864.42 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 138.26 \text{ m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda = 0.014$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.014 \times 3510 \times (0.01197)^2}{9.81 \times (3.14)^2 \times 138.26}} = 0.041 \text{ m} = 41 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 51.4 \text{ mm}$$

✓ En vérifiant λ par le diagramme de moody :

Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse (m/S)
51.4	0.01	0.011×10^{-4}	0.96

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} = 4.5 \times 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 1.94 \times 10^{-4}$$

$$\text{de Moody } \lambda_1 = 0.014 \Rightarrow D_{\text{int}} = 51.4 \text{ mm} \quad V = 0.96 \text{ m/s}$$

→ Donc $D_N = 63 \text{ mm}$

V.4.2.9. Adduction du point du piquage OULED AZZA au piquage KHELAIPIA :

Du point de piquage OULED AZZA P5 jusqu'au point du piquage KHELAIPIA P6, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 790 mètres (Voire planche N°1 et 2)

1-Détermination de la cote piézométrique P6 :

On a: $C_{P5} = 1002.68\text{m}$

$$L = 790 \text{ m}$$

$$Q = 19.53 \text{ l/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 163.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.011$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.011 \times 795 \times 0.01953^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.1636^5} = 2.34 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.93 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 184 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0106$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.011 \times 259 \times 0.01953^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.184^5} = 0.42 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.73 \text{ m/s}$$

Donc $D_{\text{int}} = 163.6 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 0.93 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 200 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{P5} - C_{P6} \Rightarrow C_{P6} = C_{P5} - \Delta H = 1002.68 - 2.34$

$$C_{P6} = 1000.34 \text{ m}$$

V.4.2.10. Adduction du point du piquage KHELAIPIA au piquage OULED HAMMOU:

Du point de piquage KHELAIPIA P6 jusqu'au point de piquage OULED HAMMOU P7, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 446 mètres. (Voire planche N°2)

1-Détermination de la cote piézométrique de P7 :

On a: $C_{P6} = 1003.34 \text{ m}$

$$L = 446 \text{ m}$$

$$Q = 13.2 \text{ l/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 130.8 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0115$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0115 \times 446 \times 0.0132^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.1308^5} = 1.93 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.98 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 114.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.0118$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.0118 \times 446 \times 0.0132^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.1146^5} = 3.83 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 1.28 \text{ m/s}$$

Donc $D_{\text{int}} = 130.8 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 0.98 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 160 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{P6} - C_{P7} \Rightarrow C_{P7} = C_{P6} - \Delta H = 1003.34 - 1.93$

$$C_7 = 1001.41 \text{ m}$$

V.4.2.11. Adduction du point piquage OULED HAMMOU au réservoir OULED HAMMOU :

Du point de piquage OULED HAMMOU au réservoir OULED HAMMOU ,la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 913mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 1001.41 mètres

(Voire planche N°2)

1-Calcul de perte de charge :

On a: $C_{P7} = 1001.41\text{m}$ $C_{TP} = 913\text{ m}$

$L = 63\text{ m}$

$$Q = 6.47\text{ l/s}$$

La perte de charge du point de Piquage 7au réservoir OULED HAMMOU est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = C_{P5} - C_R = 1001.41 - (908.5 + 4.5) = 1001.41 - 913\text{ m}$$

$$\Delta H_t = 88.41\text{ m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda = 0.012$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.012 \times 63 \times (0.00647)^2}{9.81 \times (3.14)^2 \times 88.41}} = 0.084\text{ m} = 84\text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 90\text{ mm}$$

✓ En vérifiant λ par le diagramme de moody :

Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse (m/S)
90	0.01	0.011×10^{-4}	1.02

$$Re = \frac{VD}{\gamma} = 0.83 \times 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 1.1 \times 10^{-4}$$

de Moody $\lambda_1 = 0.018 \Rightarrow D = 87\text{ mm} \Rightarrow D_{\text{int}} = 90\text{ mm} \quad V = 1.02\text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 110\text{ mm}$

V.4.2.12. Adduction du point piquage OULED HAMMOU au réservoir OULED BENSGHIR :

Du point de piquage OULED HAMMOU au réservoir OULED BENSGHIR ,la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 307 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 1001.41 mètres

(Voire planche N°2)

1-Calcul de perte de charge :

On a: $C_{P7} = 1001.41\text{m}$ $C_{TP} = 882.67 + 4 = 886.67\text{ m}$

$$L = 307 \text{ m}$$

$$Q = 6.73 \text{ l/s}$$

La perte de charge du point de Piquage 7 au réservoir OULED OULED BENSEGHIR est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = C_{P5} - C_{TP} = 1001.41 - (882.67+4) = 1001.41 - 886.67 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 114.74 \text{ m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda=0.012$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 0.012 \times 307 \times (0.00673)^2}{9.81 \times (3.14)^2 \times 114.74}} = 0.079 \text{ m} = 79 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 90 \text{ mm}$$

✓ En vérifiant λ par le diagramme de moody :

Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse (m/S)
90	0.01	0.011×10^{-4}	1.06

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 0.83 \times 10^5 \quad \frac{\varepsilon}{D} = 1.1 \times 10^{-4}$$

$$\text{de Moody } \lambda_1 = 0.018 \quad \Rightarrow D = 79 \text{ mm} \quad \Rightarrow D_{\text{int}} = 90 \text{ mm} \quad V = 1.06 \text{ m/s}$$

→ Donc **$D_N = 110 \text{ mm}$**

V.4.2.13. Adduction du réservoir OULED BENS GHIR au réservoir R'HAT ALLEL :

Du réservoir OULED BENS GHIR jusqu'au réservoir R'HAT ALLEL, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 2468 mètres

Ajouté à cela, le réservoir BENS GHIE se trouve à une côte de radier 882.67

(Voire planche N°2)

1-Détermination de la cote piézométrique de réservoir R'HAT ALLEL :

$$\text{On a: } C_R = 882.67 \text{ m}$$

$$L = 2468 \text{ m}$$

$$Q = 5.07 \text{ l/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 90 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.012$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.012 \times 2468 \times 0.00507^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.090^5} = 10.65 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.8 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 73.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.012$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.012 \times 2468 \times 0.00507^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.0736^5} = 29.12 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 1.2 \text{ m/s}$$

Donc $D_{\text{int}} = 73.6 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 1.2 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 90 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{P6} - C_{P7} \Rightarrow C_{P7} = C_{P6} - \Delta H = 882.67 - 29.12$

$C_R = 853.55 \text{ m}$

V.4.2.14. Adduction du point piquage KHELAIFIA au réservoir KHELAIFIA HAUT:

Du point de piquage P6 au réservoir KHELAIFIA HAUT, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 1020 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 1003.34 mètres

(Voire planche N°2)

1-Calcul de la cote piézométrique de réservoir KHELAIFIA HAUT :

On a: $C_{P6} = 1003.34 \text{ m}$

$L = 1020 \text{ m}$

$Q = 6.33 \text{ l/s}$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 90 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.012$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.012 \times 1020 \times 0.00633^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.090^5} = 6.86 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.99 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{\text{int}} = 73.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.012$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times l \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.012 \times 1020 \times 0.00633^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.0736^5} = 18.76 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 1.5 \text{ m/s}$$

Donc $D_{\text{int}} = 73.6 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 1.5 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 90 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{P6} - C_{\text{kh.h}} \Rightarrow C_{\text{kh.h}} = C_{P6} - \Delta H = 1003.34 - 18.76$

$C_{\text{kh.h}} = 984.58 \text{ m}$

V.4.2.15. Adduction du réservoir KHELAIFFIA HAUT au réservoir KHELAIFFIA BAS:

Du réservoir KHELAIFFIA HAUT au réservoir KHELAIFFIA BAS, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 880 mètres

Ajouté à cela, le réservoir KHELAIFFIA HAUT se trouve à une cote de 984.58 mètres

(Voire planche N°2)

1-Calcul de la cote piézométrique de réservoir KHELAIFFIA HAUT :

On a: $C_{kh,h} = 984.58 \text{ m}$

$L = 880 \text{ m}$

$Q = 4.03 \text{ l/s}$

❖ On propose $D_{int} = 90 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.012$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.012 \times 880 \times 0.00403^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.090^5} = 2.4 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.63 \text{ m/s}$$

❖ On propose $D_{int} = 73.6 \text{ mm}$ donc $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.012$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.012 \times 880 \times 0.00403^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.0736^5} = 6.96 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.95 \text{ m/s}$$

Donc $D_{int} = 73.6 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 0.95 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 90 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{kh,h} - C_{kh,b} \Rightarrow C_{kh,b} = C_{kh,h} - \Delta H = 984.58 - 6.96 = 977.62$

$C_R = 977.62 \text{ m}$

V.4.2.16. Adduction du réservoir KHELAIFFIA BAS au réservoir METAREFA:

Du réservoir KHELAIFFIA HAUT au réservoir METARFA, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 1592 mètres

Ajouté à cela, le réservoir KHELAIFFIA BAS se trouve à une cote de 977.62 mètres

(Voire planche N°2)

1-Calcul de la cote piézométrique de réservoir KHELAIPIA HAUT :

On a:

$$C_{kh.b} = 977.62 \text{ m}$$

$$L = 1592 \text{ m}$$

$$Q = 1.74 \text{ l/s}$$

$$\diamond \text{ On propose } D_{int} = 73.6 \text{ mm donc } \lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.013$$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.013 \times 1592 \times 0.00174^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.0736^5} = 2.4 \text{ m}$$

✓ Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.41 \text{ m/s}$$

$$\diamond \text{ On propose } D_{int} = 51.4 \text{ mm donc } \lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \lambda = 0.013$$

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{9.81 \times 3.14^2 \times D^5} = \frac{8 \times 0.013 \times 1592 \times 0.00174^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.0514^5} = 14.43 \text{ m}$$

Vérification de vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_n)^2} = 0.84 \text{ m/s}$$

Donc $D_{int} = 51.4 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 0.84 \text{ m/s}$

→ Donc $D_N = 63 \text{ mm}$

On sait que : $\Delta H = C_{kh.b} - C_{R.met} \Rightarrow C_{R.met} = C_{kh.b} - \Delta H = 977.62 - 14.43 = 963.19 \text{ m}$

$C_R = 963.19 \text{ m}$

V.4.3. simulation du réseau d'adduction et vérification des paramètres hydrauliques via EPANET :

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation (demande de base, rugosité des conduites diamètre intérieur des conduites, type de conduite), on lance la simulation du réseau et nous obtenons les pressions en chaque nœud et les vitesses des tançons.

Tableau V.9: état des nœuds

État des Nœuds du Réseau				
ID Nœud	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)	Altitude (m)
Nœud rsenghoua	5,39	790,99	25,21	765,78
Nœud p5	21,5	1002,41	34,54	967,87
Nœud rouledaaza	1,97	886,17	52,17	834
Nœud rkheldaifab	2,29	969,51	46,19	923,32
Nœud Metarfa	1,74	955,75	33,71	922,04
Nœud p6	19,53	999,43	29,89	969,54
Nœud r.bensghire	1,66	898,61	40,1	858,51
Nœud R.r'hatallel	2,16	858,56	35,44	823,12
Nœud r.kheldaifiah	2,29	983,48	38,48	945
Nœud r.aoufi	4,62	1000,025	22,51	977,515
Nœud p3	31,85	1022,86	30,86	992
Nœud p2	41,58	1025,76	35,73	990,03
Nœud p7	10,29	985,52	31,62	953,9
Nœud r.hammou	6,47	921,12	40,79	880,33
Nœud p4	27,23	1020,23	39,78	980,45
r.brouni	26,49	1008,74	0	1008,74
r.ouledammeur	41.58	1038.79	0	1038,79

Tableau V.10: état des tronçons

ID Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau p5-p6	790,4	163,6	2,21	28,49
Tuyau rbensghir-r.rha	2468	73,6	0,51	4,68
Tuyau p6-rkheldaifh	1019	73,6	1,49	35,73
Tuyau p2-p3.	1546	204,6	0,81	3,15
Tuyau rkhd-rmetr	1791	51,4	0,84	18,9
Tuyau p5-rouledazza	3510	61,4	0,67	9,75
Tuyau p6-p7	447	130,8	1,53	18,49
Tuyau p7-rbesghir	307	90	0,6	4,96
Tuyau p7-rhamou	62	90	1,02	13,44
Tuyau r.kheldaifiah.bs	879,6	73,6	0,95	15,11
Tuyau p3.-raoufi	190	51,4	2,23	122,91
Tuyau p3-p4	1717	184	0,37	0,83
Tuyau p4-r.brouni	1480	184	0,65	2,39
Tuyau r.brouni-p5	100	163,6	3,33	63,31
Tuyau r.ammeur-p2	1038	204,6	2,24	22,22
Tuyau p2-r.senghoua	4725	61,4	1,82	50,9
Tuyau p5-p6	790,4	163,6	2,21	28,49

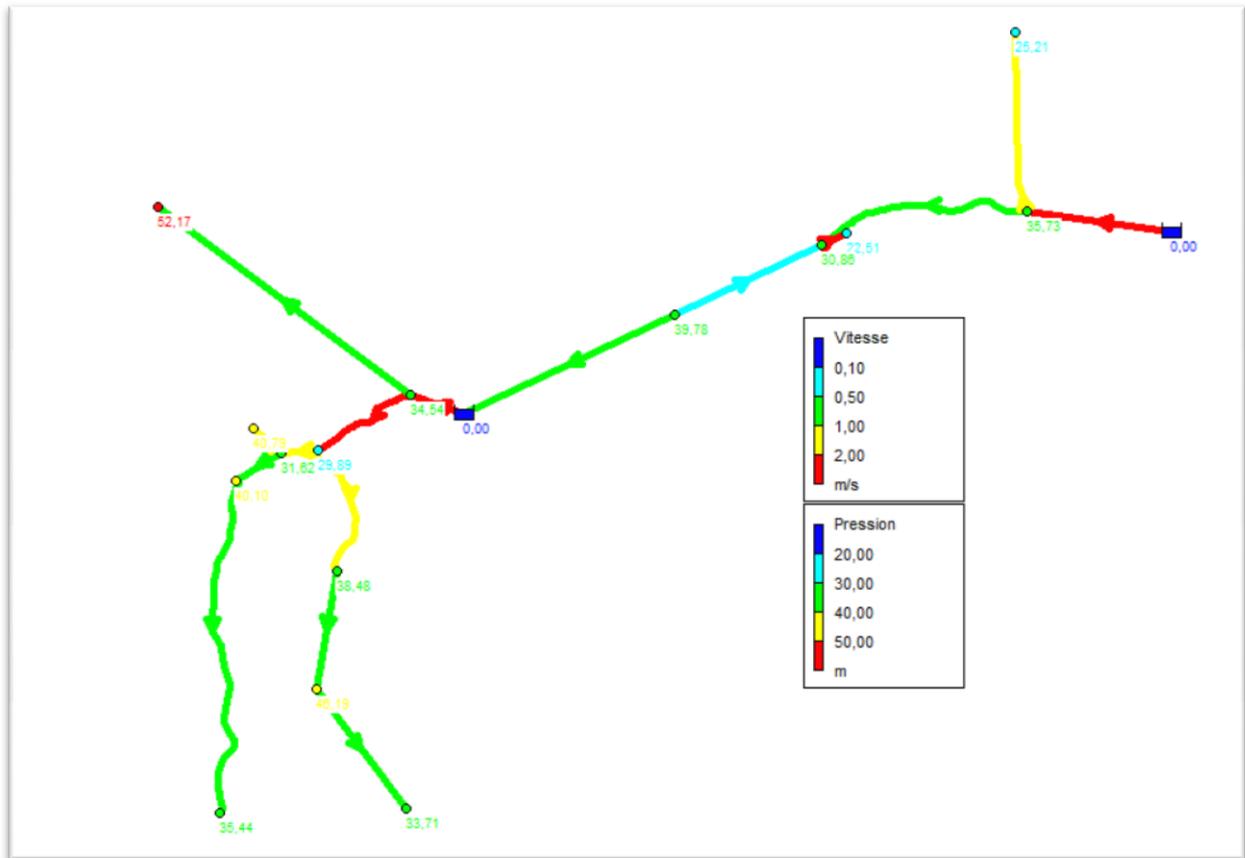


Figure.4. Pressions et vitesses dans le réseau d'adduction

V.5. Equipement en ligne :

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

V.5 .1 Les ventouses :

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites;
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 1000 entre elle.

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres:

- La pression de fonctionnement;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

V.5 .2. Les vannes :

V.5 .2.1.Robinet vanne :

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement)

V.5 .3.Les ouvrages spéciaux :

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre ces pièces peuvent comporter des brides à fin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre 200 mm qui permet de véhiculer de débit jusqu'au réservoir OULED AMMEUR.

Dans la partie gravitaire, le dimensionnement nous a mené à différents diamètres (250mm ; 200mm ; 160mm ; 110mm ; 90mm ; 63mm) du réservoir OULED AMMEUR jusqu'aux différents réservoirs de stockage.

Chapitre VI :

Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1.introduction :

Toute canalisation sous pression ; une fois mise en terre nécessitera une protection contre le phénomène transitoire qui s'avère être, des fois, d'une sévérité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture si la pression normale est en dessous de l'amplitude du phénomène.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

VI.2.Définition :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient.

Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite. Dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

VI.3.Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.3.1.Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

VI.3.2.Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure a-10 m.c.c il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.3.3. Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

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

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection des surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI.4.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie le restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.4.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

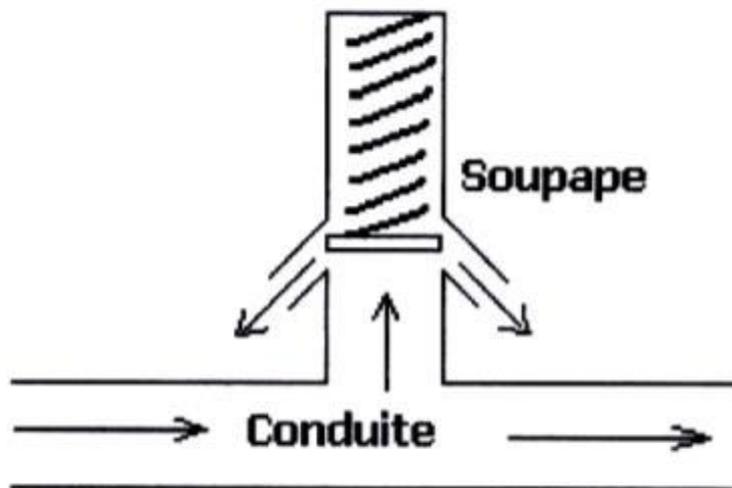


Figure VI.1 : soupape de décharge

VI.4.3. Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

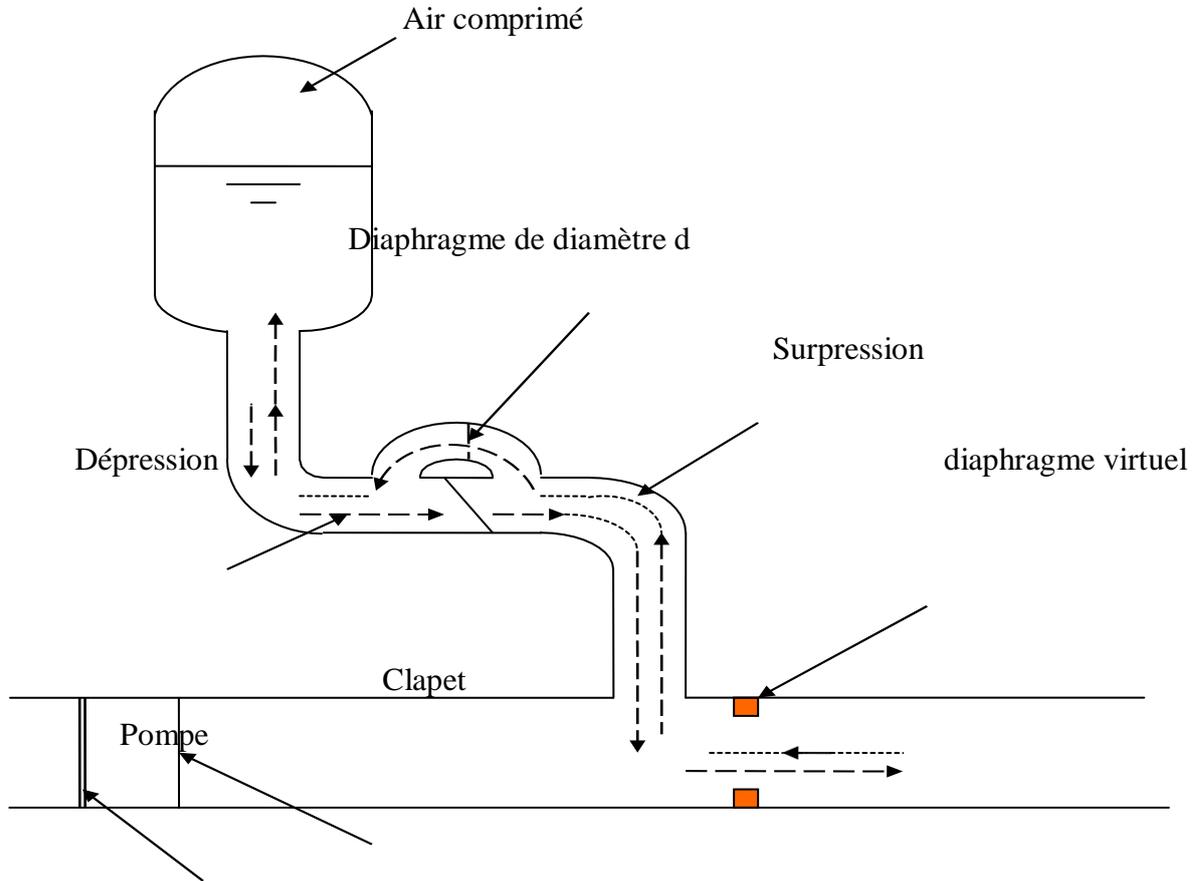


Figure VI.2 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

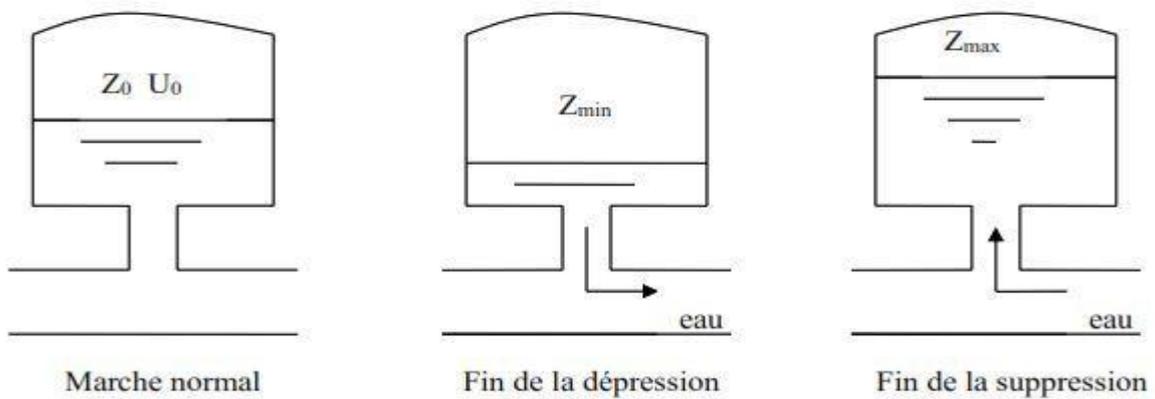


Figure VI.3 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de Fonctionnement

VI.4.4. Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

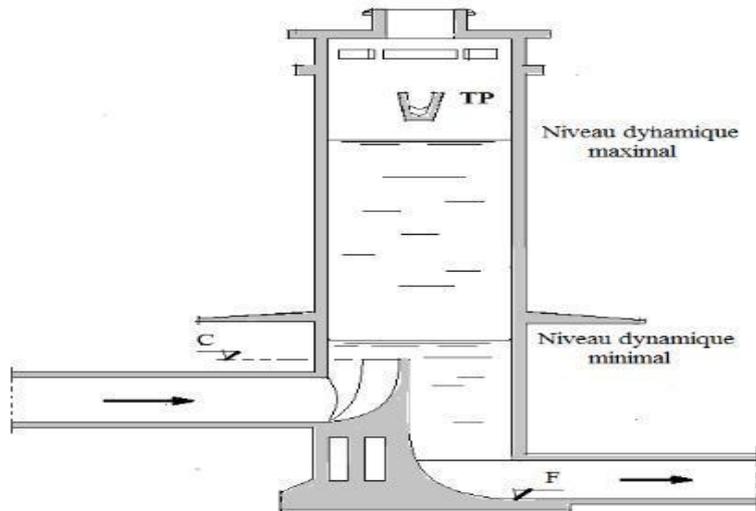


Figure VI.4 : Cheminée d'équilibre

VI.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L** le temps mis par cette onde pour atteindre

le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à

$\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par

le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

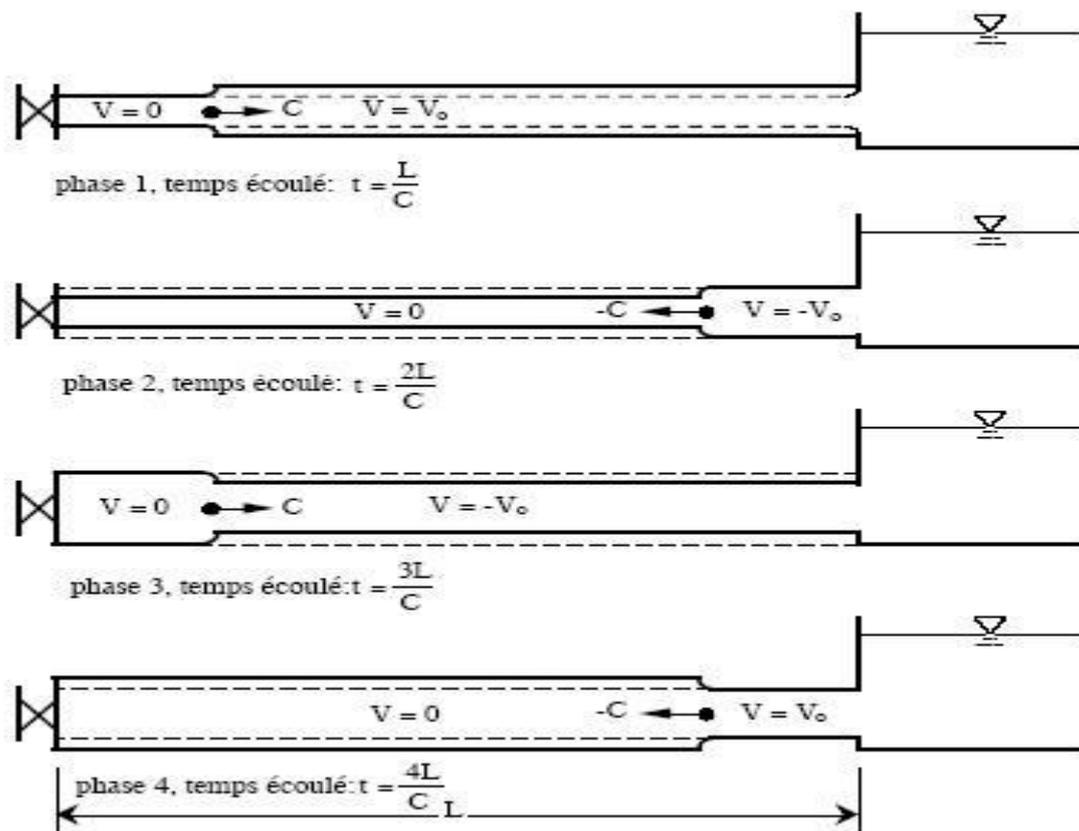


Figure VI.5 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VI.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite. La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}} \dots \dots \dots \text{(VI-1)}$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PEHD)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal ;

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Caractéristique des conduites d'adduction

Tronçon	Dext (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	L (m)	Hg(m)	V(m/s)
R _O -AMMEUR – P ₁	250	22.7	204.6	1038	4.38	1.01
P ₁ -R _{SENGHUOA}	75	6.8	61.4	4725	224.64	2.12
P ₁ -P ₂	250	22.7	204.6	1546	3.38	0.97
P ₂ -R _O .AOUFI	63	5.8	51.4	190	20.58	2.2
P ₂ -P ₃	225	20.5	184	1717	5.38	1.02
P ₃ -R _{BROUNI}	225	20.5	184	1480	13.36	0.85
R _{BROUNI} -P ₅	200	18.2	163.6	295	1.06	1.02
P ₅ -R _O .AZZA	63	5.8	51.4	3510	138.26	0.96
P ₅ -P ₆	200	18.2	163.6	790	2.34	0.93
P ₆ -P ₇	160	14.6	130.8	446	1.93	0.98
P ₇ -R _O .HAMMOU	110	10	90	913	88.41	1.02
P ₇ -R _O .BENSGHIR	110	10	90	307	114.74	1.06
R _O .BENSGHIR- R _{ALLEL}	90	8.2	73.6	2468	29.12	1.06
P ₆ -R _{KH.H}	90	8.2	73.6	1020	18.76	1.5
R _{KH.H} -R _{KH.B}	90	8.2	73.6	880	6.96	0.95
R _{KH.B} -R _{METARFA}	63	5.8	51.4	1592	14.43	0.84

Les valeurs de la célérité sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde

Tronçon	K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a(m)	v _m	v _s	Es(Pa) (x10 ⁸)	Em(P a) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
R _O .AMMEUR – P ₁	2.07	1000	0.2046	0.46	0.33	2	3	0.0227	554
P ₁ -R _{SENGHUOA}	2.07	1000	0.0614	0.46	0.33	2	3	0.0068	553.75
P ₁ -P ₂	2.07	1000	0.2046	0.46	0.33	2	3	0.0227	554
P ₂ -R _O .AOUFI	2.07	1000	0.0514	0.46	0.33	2	3	0.0058	556.35
P ₂ -P ₃	2.07	1000	0.184	0.46	0.33	2	3	0.0205	554.57
P ₃ -R _{BROUNI}	2.07	1000	0.184	0.46	0.33	2	3	0.0205	554.57
R _{BROUNI} -P ₅	2.07	1000	0.1636	0.46	0.33	2	3	0.01636	554.37
P ₅ -R _O .AZZA	2.07	1000	0.0514	0.46	0.33	2	3	0.0058	556.34
P ₅ -P ₆	2.07	1000	0.1636	0.46	0.33	2	3	0.0182	554.37
P ₆ -P ₇	2.07	1000	0.1308	0.46	0.33	2	3	0.0146	554.83
P ₇ -R _O .HAMMOU	2.07	1000	0.09	0.46	0.33	2	3	0.010	554.20
P ₇ -R _O .BENSGHIR	2.07	1000	0.09	0.46	0.33	2	3	0.010	554.20
R _O .BENSGHIR- R _{ALLEL}	2.07	1000	0.0736	0.46	0.33	2	3	0.0082	554.57
P ₆ -R _{KH.H}	2.07	1000	0.0736	0.46	0.33	2	3	0.0082	554.57
R _{KH.H} -R _{KH.B}	2.07	1000	0.0736	0.46	0.33	2	3	0.0082	554.57
R _{KH.B} -R _{METARFA}	2.07	1000	0.0514	0.46	0.33	2	3	0.0058	541.58

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre

Les valeurs maximales suivantes :

•La surpression :

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots(VI-2)$$

•La dépression :

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots(VI-3)$$

Tableau VI.3 : Calcul des valeurs maximales des surpressions et dépressions

Tronçons	V0(m/s)	b (m)	Hg (m)	Hs (mce)	Hd (mce)
R _O .AMMEUR – P ₁	1.01	57.04	4.38	61.42	-52.66
P ₁ -R _{SENGHUOA}	2.12	119.66	224.64	344.3	104.98
P ₁ -P ₂	0.97	54.78	3.38	58.16	-51.4
P ₂ -R _O .AOUFI	2.2	124.76	20.58	145.34	-104.18
P ₂ -P ₃	1.02	57.66	5.38	63.04	-52.28
P ₃ -R _{BROUNI}	0.85	48.05	16.36	64.41	-31.69
R _{BROUNI} -P ₅	1.02	57.64	1.06	58.7	-56.58
P ₅ -R _O .AZZA	0.96	54.44	138.26	192.7	83.82
P ₅ -P ₆	0.93	52.65	2.34	54.99	-50.31
P ₆ -P ₇	0.98	55.43	1.93	57.36	-53.5
P ₇ -R _O .HAMMOU	1.02	57.62	88.41	146.03	30.79
P ₇ -R _O .BENSGHIR	1.06	59.88	114.74	174.62	54.86
R _O .BENSGHIR- R _{ALLEL}	1.2	67.83	29.12	96.95	-38.71
P ₆ -R _{KH.H}	1.5	84.79	18.76	103.55	-66.03
R _{KH.H} -R _{KH.B}	0.95	53.70	6.96	60.66	-46.74
R _{KH.B} -R _{METARFA}	0.84	46.37	14.43	60.8	-31.94

• Le temps de Fermeture de la vanne est regit par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2L}{C} \dots\dots\dots(VI-4)$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d'onde (m/s)

Tableau VI.4 : les valeurs du temps de retour de l'onde

Tronçons	L(m)	C (m/s)	Tr (s)	Tr standardisé (s)
R _O -AMMEUR – P ₁	1038	554	3.75	5
P ₁ -R _{SENGHUOA}	4725	553.75	17.06	20
P ₁ -P ₂	1546	554	5.58	6
P ₂ -R _{O.AOUFI}	190	556.35	0.68	1
P ₂ -P ₃	1717	554.57	6.19	10
P ₃ -R _{BROUNI}	1480	554.57	5.33	5
R _{BROUNI} -P ₅	295	554.37	1.06	2
P ₅ -R _{O.AZZA}	3510	556.34	12.61	15
P ₅ -P ₆	790	554.37	2.85	5
P ₆ -P ₇	446	554.83	1.06	2
P ₇ -R _{O.HAMMOU}	913	554.20	3.29	5
P ₇ -R _{O.BENSGHIR}	307	554.20	1.10	2
R _{O.BENSGHIR} -R _{ALLEL}	2468	554.57	8.9	10
P ₆ -R _{KH.H}	1020	554.57	3.67	5
R _{KH.H} -R _{KH.B}	880	554.57	3.17	5
R _{KH.B} -R _{METARFA}	1592	541.58		6

- On calcul les valeurs de coups de bélier pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2.L.V_0}{g.T} \dots\dots\dots(VI-5)$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s ;

T : le temps de fermeture de la vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 1min et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Tableau VI.5 : Valeurs du coup de bélier

Tronçons	L(m)	T(s)	V ₀ (m/s)	b(mce)
R _O -AMMEUR – P ₁	1038	60	1.01	3.56
P ₁ -R _{SENGHUOA}	4725	120	2.12	17.02
P ₁ -P ₂	1546	60	0.97	5.09
P ₂ -R _O .AOUFI	190	60	2.2	0.55
P ₂ -P ₃	1717	60	1.02	5.95
P ₃ -R _{BROUNI}	1480	60	0.85	5.13
R _{BROUNI} -P ₅	295	60	1.02	1.02
P ₅ -R _O .AZZA	3510	80	0.96	8.59
P ₅ -P ₆	790	60	0.93	2.5
P ₆ -P ₇	446	60	0.98	1.48
P ₇ -R _O .HAMMOU	913	60	1.02	3.16
P ₇ -R _O .BENSGHIR	307	60	1.06	1.10
R _O .BENSGHIR-R _{ALLEL}	2468	80	1.2	7.55
P ₆ -R _{KH.H}	1020	60	1.5	5.2
R _{KH.H} -R _{KH.B}	880	60	0.95	2.84
R _{KH.B} -R _{METARFA}	1592	60	0.84	4.54

VI.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection de notre système d'adduction le réservoir d'air, on utilise la méthode de **Peuchet Meunier** pour le dimensionner.

La méthode de **Peuchet Meunier** utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge ;

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots \dots \dots (VI-6)$$

A : caractérise la conduite de refoulement ; V₀²

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H} \dots \dots \dots (VI-7)$$

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B} \dots \dots \dots (VI-8)$$

Tel que:

a : célérité d'onde de coup de bélier (m/s) .

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : pression statique absolue (m)

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (VI-9)$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m)

Tel que :

$$H_{abs} = H_g + \Sigma \Delta h + 10 = H_{mt} + 10 \dots \dots \dots (VI-10)$$

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : volume d'air initial (m³)

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A , nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0

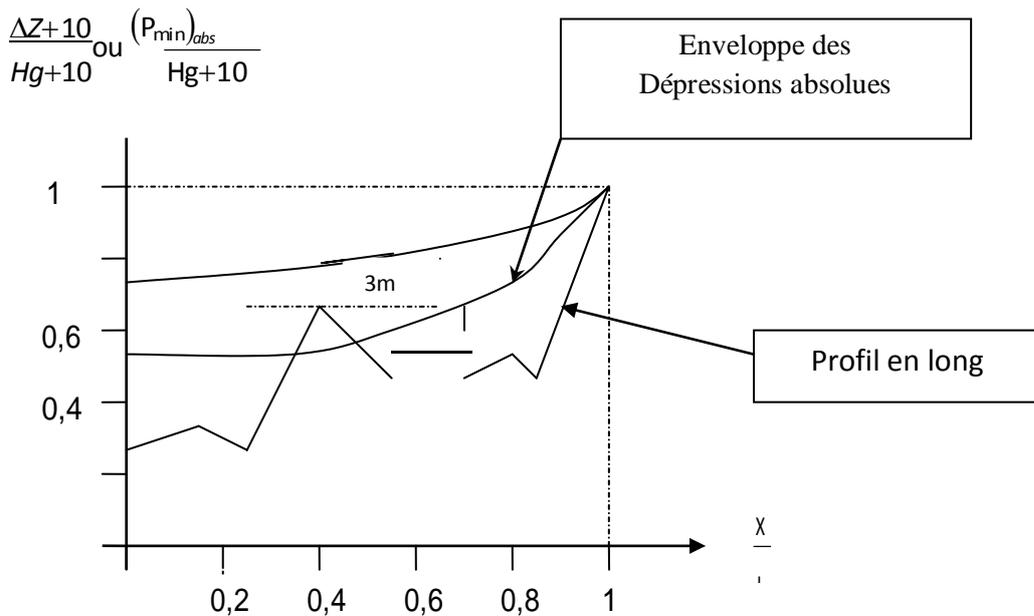


Figure VI.6.: Description de la méthode de Peuch et Meunier

Nous avons les caractéristiques de notre conduite d'adduction:

Tableau VI.6: les caractéristiques des conduites d'adduction

Tronçons	Q (m ³ /s)	D(mm)	V ₀ (m/s)	L _{ref} (m)	e (m)	H _g (m)
Sp1-sp2	0.0499	200	2.37	1794	0.0182	73.18
Sp2-sp3	0.0499	200	2.37	540	0.0182	90.04
Sp3-R _O .AMMEUR	0.0499	200	2.37	4000	0.0182	167.57

VI.7.1 .Tronçons (sp1-sp2) :**VI.7. 1.1.Dépression :**

Nous traçons d'abord le profil en long de la conduite d'adduction comme montre le tableau suivant:

Tableau VI.7 .profil en long de la conduite d'adduction (sp1-sp2)

Z	714.75	730.65	741.6	770	788.93
L	0	447.5	895	1342.5	1790
ΔZ	0	14.9	10.95	28.4	18.93
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.14	0.34	0.48	0.87	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Puis nous calculons les paramètres qui nous aident à déterminer les coefficients A et K

Tableau VI.8. Résultats su calcul du coefficient K

Les paramètres	H_0	HMT	H_{abs}	K	A
La conduite (sp1-sp2)	74.18	84.16	94.16	0.27	1.8

On considère la famille de courbes B pour A=1.8 et K=0.27, nous utiliserons la famille de courbes K=0.2 et A=2

Les résultats de calcul après extraction du coefficient B sont donnés dans le tableau suivant :

Les paramètres	B	$\frac{P_{min}}{H_0}$	P_{min}
La conduite (sp1-sp2)	0.2	0.82	60.82

On remarque que pour B=0.2, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (à 3L/4) une pression absolue de plus de 3 m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

Finalement, nous calculons les différents volumes du réservoir d'air comme suit:

1- Calculer U_0 , tel que

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B}$$

$$U_0 = 1.71 \text{ m}^3$$

2- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H_0 ,

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique:

$$P_{\min}/H_0=0.82, \text{ alors } P_{\min}=60.82 \text{ m d'eau.}$$

Donc:

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1.2}} \dots \dots \dots \text{(VI-11)}$$

$$U_{\max} = 2.46 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 2.5 m³, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous prévoir un ballon de volume τ égale a

$$\tau = 3 \text{ m}^3$$

VI.7. 1.2.Surpression :

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (avec A=2, B=0.2).

$$P_{\max}/H_0 = 1.019, \text{ alors : } P_{\max} = 75.6 \text{ m d'eau.}$$

$$\alpha V_0^2/H_0 = 4.7 \text{ Donc : } \alpha = 62.07 \text{ et}$$

d=60mm , ce dernier est le diamètre du diaphragme

VI.7. 2.Tronçons (sp2-sp3) :

VI.7. 2.1.Dépression :

Nous traçons d'abord le profil en long de la conduite d'adduction comme montre le tableau suivant:

Tableau VI.9 .profil en long de la conduite d'adduction (sp2-sp3)

Z	788.93	820	838.33	866.84	881.22
L	0	135	270	405	540
ΔZ	0	14.9	10.95	28.4	18.93
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.1	0.40	0.51	0.86	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Puis nous calculons les paramètres qui nous aident à déterminer les coefficients A et K

Tableau VI.10 . Résultats su calcul du coefficient K

Les paramètres	H ₀	HMT	H _{abs}	K	A
La conduite (sp2-sp3)	102.29	103.5	113.5	0.11	1.34

On considère la famille de courbes B pour A=1.34 et K=0.11, mais comme nous ne disposons pas ces abaques ; nous allons superposer le profil en long 'absolu ' aux familles de

courbes : K = 0.1 A= 1

K = 0.1 A= 2

Les résultats de calcul après extraction du coefficient B sont donnés dans le tableau suivant :

Les paramètres	B	$\frac{P_{min}}{H_0}$	P_{min}
La conduite (sp2-sp3)	0.1	0.86	87.97

On remarque que pour $B=0.1$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (à $3L/4$) une pression absolue de plus de 3 m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

Finalement, nous calculons les différents volumes du réservoir d'air comme suit:

1- Calculer U_0 , tel que

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B}$$

$$U_0 = 0.86 \text{ m}^3$$

2- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H_0 . Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique:

$P_{min}/H_0=0.86$, alors $P_{min}=87.97$ md'eau.

Donc:

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right) \frac{1}{1.2} U_{max} = 1.06 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 1.06 m^3 , si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous prévoir un ballon de volume τ égale a

$$\tau = 1.3 \text{ m}^3$$

VI.7. 2.2. Surpression :

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (avec $A=1$, $B=0.1$).

$P_{max}/H_0 = 1.03125$, alors : $P_{max} = 3.2$ m d'eau.

$\alpha V_0^2/H_0 = 1.6$ donc : $\alpha = 29.14$

et

$d = 30$ mm

VI.7. 3. Tronçons (sp3-Rés.O.AMMEUR) :

VI.7. 3.1. Dépression :

Nous traçons d'abord le profil en long de la conduite d'adduction comme montre le tableau suivant:

Tableau VI.11 .profil en long de la conduite d'adduction (sp3-Rés.O.AMMEUR)

Z	881.22	942.47	960.56	990.36	1048.79
L	0	1000	2000	3000	4000
ΔZ	0	61.25	18.09	29.8	58.43
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.056	0.40	0.50	0.67	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Puis nous calculons les paramètres qui nous aident à déterminer les coefficients A et K

Tableau VI.12. Résultats su calcul du coefficient K

Les paramètres	H_0	HMT	H_{abs}	K	A
La conduite (sp1-sp2)	177.57	203.05	204	0.15	0.75

On considère la famille de courbes B pour A=0.75 et K=0.15,

mais comme nous ne disposons pas ces abaques ; nous allons superposer le profil en long

‘absolu ‘ aux familles de courbes : K = 0.1 A= 0.5

$$K = 0.1 \quad A= 1$$

Les résultats de calcul après extraction du coefficient B sont donnés dans le tableau suivant :

Les paramètres	B	$\frac{P_{min}}{H_0}$	P_{min}
La conduite (sp1-sp2)	0.6	0.66	117.2

On remarque que pour B=0.6 , la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (à 3L/4) une pression absolue de plus de 3 m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

Finalement, nous calculons les différents volumes du réservoir d'air comme suit:

1- Calculer U_0 , tel que

$$U_0 = \frac{V_0 \cdot 2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B}$$

$$U_0 = 0.59 \text{ m}^3$$

2- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H_0 ,

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique:

$P_{\min}/H_0=0.66$, alors $P_{\min}=117.2\text{ m d'eau}$.

Donc:

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{\min}} \right) \frac{1}{1.2} U_{\max} = 0.94\text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 0.94 m^3 , si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous prévoir un ballon de volume τ égale a

$$\tau = 1.2\text{ m}^3$$

VI.7. 3.2 Surpression :

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (avec $A=1.5$, $B=1$).

$P_{\max}/H_0 = 1.125$, alors : $P_{\max} = 199.77\text{ m d'eau}$.

$\alpha V_0^2/H_0 = 4.2$ donc : $\alpha = 132.77$ et $d = 120\text{ mm}$

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement pour l'installation des réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage SP1 et SP2 et SP3, ayant des capacités respectives de 3000 et 1300 et 1128 litres d'air.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donnent une durée d'une minute pour minimiser les effets du coup de bélier.

Donc pour l'étape suivante on doit bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

Chapitre VII:

Management de projet

VII.1. introduction :

Dans ce chapitre en premier lieu, on a défini les travaux à entreprendre, calculer leurs volumes et estimer leurs coûts. En second lieux définir les engins nécessaires à chaque tâche de ces travaux. Enfin d'établir l'ordonnancement des opérations constituant l'ensemble des travaux suivant la méthode CPM (critical path method) par réseau à nœuds ou à flèches et d'élaborer le diagramme de Gantt.

Avoir une méthode d'ordonnancement des travaux nous permet de décomposer les travaux à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont avant et celles qui sont après d'une opération (la succession chronologique des opérations)

Les travaux à faire concernent la mise en place des conduites de réseau d'AEP.

VII.2. Différents travaux à entreprendre :**VII.2.1. Travaux concernant l'adduction :**

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

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VII.2.2. Travaux concernant les réservoirs :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

VII.2.3. Choix des engins de terrassement :

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.3. Pose de canalisation :

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être protégées.

Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différentes contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

VII.3.2. Réalisation des fouilles :

a) Tracé

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction est très important. En effet, le PEHD que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

b) Longueur de la tranchée :

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, a chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

c) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B = D + 2 \times e \dots\dots\dots (VII.1)$$

-B : largeur de la tranchée (m).

-D : diamètre de la conduite (m).

-e : espacement = 25 cm

d) La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

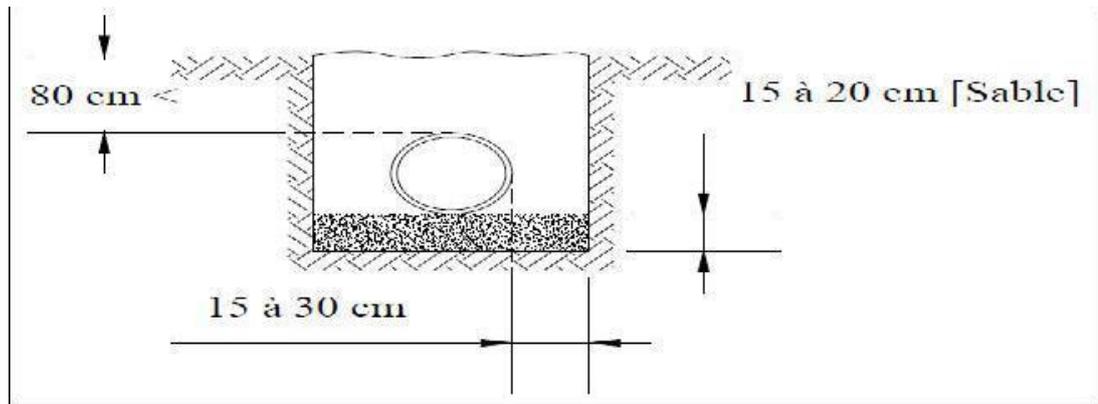


Figure VII.1 : Profondeur de tranchée

e) Lit de pose :

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

f) Aménagement du lit de pose :

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

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

VII.3.3. La mise en tranchée :

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.

Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation.

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

VII.3.4. Remblaiement des tranchées :

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement on utilisant la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.

VII.3.5. Le compactage :

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VII.4.1. Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

Avant de commencer les travaux de l'excavation des tranchées, on va tout d'abord passer par l'opération de décapage de la couche végétale ou le goudron.

Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{déc}} = L \times B_{\text{tr}} \times e_{\text{déc}} \dots\dots\dots (\text{VII.2})$$

Avec :

- $V_{\text{déc}}$: le volume décapé (m³).
- L: la longueur de la conduite (m).
- B_{tr} : la largeur de la tranchée (en m).

$e_{\text{déc}}$: la hauteur du décapage qui varie entre 10cm et 20cm

VII.4.2. Largeur de la tranchée:

Elle est calculée en fonction du diamètre, en ajoutant 30 cm de chaque côté de la conduite.

$$B_{\text{tr}} = D_{\text{ext}} + (0.3 \times 2) \dots\dots\dots (\text{VII.3})$$

- B_{tr} : largeur de la tranchée
- D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

Tableau VII.1: volume de la couche végétale ou goudron à décaper

Diamètre extérieur (mm)	Longueur (m)	B _{tr} (m)	e _d (m)	V _{déc} (m ³)
63	510.29	0.663	0.2	64.60
75	4840	0.675	0.2	653.4
90	4445.72	0.69	0.2	613.51
110	369.61	0.71	0.2	52.48
160	446.44	0.76	0.2	67.86
200	6808.88	0.8	0.2	1089.42
225	5055.73	0.825	0.2	834.19
250	2583.88	0.85	0.2	439.26
Le Volume total				3814.72

VII.4.3. Volume du déblai:

Le volume de déblai est calculé par la formule suivante :

$$V_d = S_d \times L \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

Avec :

- V_d: Volume du déblai pour chaque diamètre (m³)
- S_d : Section de la tranchée pour chaque diamètre (m²)
- L : Longueur de la tranchée pour chaque diamètre (m)

VII.4.4. La Section de la tranchée:

$$S_d = B_{tr} \times H_{tr} \dots\dots\dots \text{(VII.5)}$$

Avec:

- H_{tr}: Profondeur de la tranchée pour chaque diamètre (m).

Tel que:

$$H_{tr} = D_{ext} + H + e_s \dots\dots\dots \text{(VII.6)}$$

Avec:

- H: Hauteur génératrice supérieure de la conduite à la surface du terrain naturel (m) (On prend H = 1)
- e_s : Epaisseur du lit de sable (m) - On prend e_s = 0.15.

VII.4.6. Volume du remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \dots\dots\dots (VII.8)$$

Avec :

- V_r : volume de remblai
- V_d : volume de déblai (m^3)
- V_s : volume de lit de sable (m^3)
- V_c : volume occupé par la conduite

Tel que :

$$V_c = (\pi D^2 / 4) \times L \dots\dots\dots (VII.9)$$

Tableau VII.4: volume des remblais

Diamètre extérieur (mm)	Longueur (m)	$S_c(m^2)$	$V_c(m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_s(m^3)$	$V_r(m^3)$
63	510.29	0.0031	1.58	410.27	50.75	357.94
75	4840	0.0044	21.3	4002.68	490.05	3491.33
90	4445.72	0.0064	28.45	3823.32	460.13	3334.74
110	369.61	0.0095	3.51	341.08	39.36	298.21
160	446.44	0.020	8.93	444.65	50.89	384.83
200	6808.88	0.031	211.07	7353.59	817.06	6325.46
225	5055.73	0.04	202.23	5712.97	625.64	4885.1
250	2583.88	0.049	126.61	3074.82	329.44	2618.77
Le Volume total						21696.38

VII.4.7. volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r \dots\dots\dots (VII.10)$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Avec :

$$V_f = V_d \cdot K_f \dots\dots\dots (VII.11)$$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

pour notre cas on a : $K_f = 1,25$ (terre marneuse) .

Tableau VII.5: volume du sol excédentaire

Diamètre extérieur (mm)	V _d (m ³)	Kf	V _f (m ³)	V _r (m ³)	V _{exc} (m ³)
63	410.27	1.25	512.84	357.94	154.9
75	4002.68	1.25	5003.35	3491.33	1512.02
90	3823.32	1.25	4779.15	3334.74	1444.41
110	341.08	1.25	426.35	298.21	128.14
160	444.65	1.25	555.81	384.83	170.98
200	7353.59	1.25	9191.99	6325.46	2866.53
225	5712.97	1.25	7141.21	4885.1	2256.11
250	3074.82	1.25	3843.52	2618.77	1224.75
Le Volume total					9757.84

Récapitulation des résultats:

La quantité de travaux de terrassement dans le réseau d'adduction :

Tableau VII.6: Récapitulation de quantité de travaux de terrassement dans le réseau d'adduction

V _{déc} (m ³)	V _d (m ³)	V _s (m ³)	V _r (m ³)	V _{exc} (m ³)
3814.72	25163.38	2863.32	21696.38	9757.84

VII.5. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de huit, dont deux de capacité 500 m³, deux de capacité 250 m³, trois de capacité 200 m³ et une de capacité 160 m³.

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;

VII.5.1. Réservoirs de capacité de 500 m³ :

Les réservoirs sont identiques (O.AMMEUR et BROUNI) et ont un diamètre intérieur de 12 m et une hauteur de 4 m, sa chambre de manœuvre a une forme carrée de 4 m de côté et une hauteur de 4 m.

VII.5.1.1. Volume du décapage :

$$V_{d\acute{e}c} = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times e_{d\acute{e}c} \dots\dots\dots (VII.12)$$

Avec :

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D : diamètre d’excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), m

L_{exc} : longueur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

l_{exc} : largeur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

e : épaisseur de décapage (m), e = 0.2 m.

Tableau VII.7: volume de décapage des réservoirs

les réservoirs	D _{exc} (m)	L _{exc} (m)	l _{exc} (m)	e _{déc}	Vd(m3)	Nombre	V _{d tot} (m3)
Rés (500m ³)	15.4	6	4	0.2	42.05	2	84.106
Rés(250m ³)	19.8	6	4	0.2	66.381	2	132.763
Rés (200m ³)	18.8	6	4	0.2	60.318	3	180.954
Rés 160m ³	18.8	6	4	0.2	60.318	1	60.318
Le volume total							458.141

VII.5.1.2. Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du deux réservoirs

(O.AMMEUR et BROUNI)

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \dots\dots\dots (VII.13)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d’excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),

L_{exc} : longueur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

l_{exc} : largeur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d’excavation (m), h = 2 m.

Tableau VII.8: volume de déblai des réservoirs

les réservoirs	D _{exc}	L _{exc}	l _{exc}	h _{exc}	V _d	Nombre	V _d
Rés (500m ³)	15.4	6	4	2	420.53	2	841.06
Rés(250m ³)	19.8	6	4	2	663.81	2	1327.63
Rés (200m ³)	18.8	6	4	2	603.18	3	1809.54
Rés 160m ³	18.8	6	4	2	603.18	1	603.18
Le volume total							4581.41

VII.5.1.3. Volume de tout venant :

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times e_{tv} \dots\dots\dots (VII.14)$$

V_{tv} : volume du tout-venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout-venant (m), e_{tv} = 0,3 m ;

Tableau VII.9: volume de tout venant des réservoirs

Les Réservoirs	D _{exc}	L _{exc}	l _{exc}	e _{tv}	V _{tv}	Nombre	V _{tv tot}
Rés (500m ³)	15.4	6	4	0.3	63.08	2	126.16
Rés(250m ³)	19.8	6	4	0.3	99.57	2	199.14
Rés (200m ³)	18.8	6	4	0.3	90.5	3	271.5
Rés 160m ³	18.8	6	4	0.3	90.5	1	90.5
Le Volume total							687.3

VII.5.1.4. Volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times e_{bp} \dots\dots\dots (VII.15)$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), D_{bp} = D_{ext} + 1,2

L_{bp} : longueur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre, L_{bp} = 5,2 m

l_{bp} : largeur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre, l_{bp} = 5,2 m

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp} = 0,15 m ;

Tableau VII.10: volume de béton de propreté des réservoirs

Les Réservoirs	D _{bp}	L _{bp}	l _{bp}	E _{bp}	V _{bp}	Nombre	V _{bp tot}
Rés (500m ³)	14.6	5.2	5.2	0.15	25.28	2	50.56
Rés(250m ³)	18.1	5.2	5.2	0.15	36.96	2	73.92
Rés (200m ³)	18	5.2	5.2	0.15	36.6	3	109.8
Rés 160m ³	18	5.2	5.2	0.15	36.6	1	36.6
Le Volume total							270.88

VII.5.1.5. Volume de béton armé :

Les résultats de calcul du béton armé des formes circulaires des réservoirs :

Tableau VII.11: volume de béton arme de réservoirs de capacité 500 m³

Réservoir de capacité 500 m³				
Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \text{ (m}^3\text{)}$
Radiers	13.4	-	0,4	56.41
Voiles	12.5	12	6	75.73
Ceintures supérieures	12.8	12	0,5	7.79
Acrotères	12,8	12,64	0,3	0,96
Le volume total				140.89

Tableau VII.12: volume de béton arme de réservoirs de capacité 250 m³

Réservoir de capacité 250 m³				
Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \text{ (m}^3\text{)}$
Radiers	17.8	-	0,4	99.54
Voiles	16.9	16	6	139.53
Ceintures supérieures	17. 2	16	0,5	15.64
Acrotères	17.2	17,04	0,3	1.29

Tableau VII.13: volume de béton arme de réservoirs de capacité 200 m³et 160m³

Réservoir de capacité (200 m³et 160m³)				
Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \text{ (m}^3\text{)}$
Radiers	16.8	-	0,4	88.67
Voiles	15.9	15	6	131.05
Ceintures supérieures	16. 2	15	0,5	14.70
Acrotères	16.2	16,04	0,3	1.21
Le volume total				235.63

Récapitulation des résultats:

Le volume de béton armé dans tout les réservoirs sont :

Tableau VII.14: récapitulation de volume de béton armé des réservoirs

Les Réservoirs	V _{ba} (m ³)	Nombre	V _{ba tot} (m ³)
Rés (500m ³)	140.89	2	281.78
Rés(250m ³)	256	2	512
Rés (200m ³)	235.63	3	706.89
Rés 160m ³	235.63	1	235.63

VII.5.1.6. Coupoles

➤ Le rayon de coupole est :

$$\text{Réservoir (500m}^3\text{): } R = \frac{1,5^2 + (12/2)^2}{2*1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 12.75m}$$

$$\text{Réservoir (250m}^3\text{): } R = \frac{1,5^2 + (16/2)^2}{2*1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 22.08 m}$$

$$\text{Réservoirs 200m}^3\text{ et 160m}^3\text{: } R = \frac{1,5^2 + (15/2)^2}{2*1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 19.5 m}$$

➤ Le volume du béton armé de la coupole est calculé :

$$\text{Réservoir (500m}^3\text{): } V_c = 2*3,14*12.75*1,5*0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 12.02 m}^3$$

$$\text{Réservoir (250m}^3\text{): } V_c = 2*3,14*22.08*1,5*0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 20.81m}^3$$

$$\text{Réservoirs 200m}^3\text{ et 160m}^3\text{: } V_c = 2*3,14*19.5*1,5*0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 18.38 m}^3$$

➤ Le volume total du béton armé du réservoir est :

$$\text{Réservoir (500m}^3\text{): } V_t = V_{ba} + V_c = 281.78 + 2*12.02 = \mathbf{305.82m}^3$$

$$\text{Réservoir (250m}^3\text{): } V_t = V_{ba} + V_c = 512 + 2*20.81 = \mathbf{553.62 m}^3$$

$$\text{Réservoir (200m}^3\text{): } V_t = V_{ba} + V_c = 706.89 + 3*18.38 = \mathbf{762.03 m}^3$$

$$\text{Réservoir (160m}^3\text{): } V_t = V_{ba} + V_c = 235.63 + 18.38 = \mathbf{254.01m}^3$$

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre

Tableau VII.15: volume de béton armé de la chambre de manœuvre des réservoirs

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	4	4	0,04	1	6,4
Voiles	4	0,2	2	3	4,8
Poteaux	0,3	0,3	6	6	3,24
Ceintures inf. long.	4	0,3	0,3	2	0,72
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. Long.	4	0,3	0,3	2	0,72
Ceintures sup. Larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	4	4	0,04	1	0,64
					TOTAL : 19,22

- Le volume total du béton armé des réservoirs et de sa chambre de manœuvre sera :
- Réservoir (500m³): 325.04 m³
- Réservoir (250m³): 572.84 m³
- Réservoir (200m³): 781.25 m³
- Réservoir (160m³): 273.33m³

VII.5.1.7.Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d’excavation.

$$V_r = \left[\frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) - (L * l) \right] * h_{exc} \dots\dots\dots (VII.16)$$

Tableau VII.16: volume de remblai compacté des réservoirs

Les Réservoirs	D _{exc}	D _{ext}	L	l	L _{exc}	l _{exc}	h _{exc}	Vr	Nombre	Vr tot
Rés (500m ³)	15.4	13.4	4	4	6	4	2	106.47	2	212.94
Rés(250m ³)	19.8	17.8	4	4	6	4	2	134.12	2	268.24
Rés (200m ³)	18.8	16.8	4	4	6	4	2	127.84	3	383.52
Rés 160m ³	18.8	16.8	4	4	6	4	2	127.84	1	127.84

✓ Les tableaux ci-dessous récapitulent toutes les quantités des travaux des réservoirs

Tableau VII.17: volume des travaux du réservoir 500m³

Volumes des travaux	Quantité du réservoir R500m ³ (m ³)
Décapage	84.106
Volume de déblai	841.06
Volume de tout venant	126.16
Volume de béton de propreté	50.56
Volume de béton armé	325.04
Volume de ramblai	212.94

Tableau VII.18: volume des travaux du réservoir 250m³

Volumes des travaux	Quantité du réservoir R250m ³ (m ³)
Décapage	132.76
Volume de déblai	1327.63
Volume de tout venant	199.16
Volume de béton de propreté	73.92
Volume de béton armé	572.84
Volume de ramblai	286.24

Tableau VII.19 : volume des travaux du réservoir 200m³

Volumes des travaux	Quantité du réservoir R200m ³ (m ³)
Décapage	180.95
Volume de déblai	1809.54
Volume de tout venant	271.5
Volume de béton de propreté	109.8
Volume de béton armé	781.25
Volume de ramblai	383.52

Tableau VII.20 : volume des travaux du réservoir 160m³

Volumes des travaux	Quantité du réservoir R160 m ³ (m ³)
Décapage	60.318
Volume de déblai	603.18
Volume de tout venant	90.5
Volume de béton de propreté	36.6
Volume de béton armé	273.33
Volume de remblai	127.84

VII.6. Devis estimatifs et quantitatifs du projet:

Le devis estimatifs et quantitatifs du projet est représenté dans le tableau (VII.21)

Tableau VII.21 : Tableau des devis estimatifs et quantitatif du projet

N° d'article	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant(D A)
I	Terrassement de réseau l'adduction				
I.1	Travaux de décapage	M3	3814.72	300	1144416
I.2	Travaux de déblai en tranchée pour la pose des conduites	M3	25163.38	300	7549014
I.3	Confection d'un lit de sable de 15 cm d'épaisseur au fond de la tranchée	M3	2863.32	1200	3435984
I.4	Travaux de remblai	M3	21696.38	300	6508914
II	Canalisations				
II.1	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	510.29	352,23	179739.447
II.2	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	4840	495,12	2396380.8
II.3	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	4445.72	648,38	2882515.93
II.4	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0mm	ML	369.61	962,02	355572.212
II.5	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	446.44	1 226,87	547723.8428
II.6	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	6808.88	2 005,18	13653030
II.7	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	5055.73	3 148,88	15919887.08
II.8	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	2583.88	4 871,85	12588275.78
III.	Travaux du réservoir de R500m³				
III.1	Décapage	M3	84.106	300	25231.8
III.2	Volume déblai	M3	841.06	300	252318
III.3	Volume tout venant	M3	126.16	600	75696
III.4	Volume béton de propreté	M3	50.56	5000	252800
III.5	Volume béton armé	M3	325.04	20000	6500800
III.6	Volume de remblai	M3	212.94	300	63882
IV	Travaux du réservoir de R250 m³				
IV.1	Décapage	M3	132.76	300	39828
IV.2	Volume déblai	M3	1327.63	300	398289
IV.3	Volume tout venant	M3	199.16	600	119496
IV.4	Volume béton de propreté	M3	73.92	5000	369600
IV.5	Volume béton armé	M3	572.84	20000	11456800
IV.6	Volume de remblai	M3	286.24	300	85860
V.	Travaux du réservoir de R200m³				
V.1	Décapage	M3	180.95	300	54285
V.2	Volume déblai	M3	1809.54	300	542862
V.3	Volume tout venant	M3	271.5	600	162900
V.4	Volume béton de propreté	M3	109.8	5000	549000
V.5	Volume béton armé	M3	781.25	20000	14365000
V.6	Volume de remblai	M3	383.52	300	115056
VI	Travaux du réservoir de R160m³				
VI.1	Décapage	M3	60.318	300	18095.4
VI.2	Volume déblai	M3	603.18	300	180954
VI.3	Volume tout venant	M3	90.5	600	54300
VI.4	Volume béton de propreté	M3	36.6	5000	183000
VI.5	Volume béton armé	M3	273.33	20000	5466600
VI.6	Volume de remblai	M3	127.84	300	38352
				Total HT	108532458.3
				TVA (19%)	20621167.08
				Total TTC	129153625.4

VII.7. Planning du projet :

Avant de commencer les travaux sur site, il faut faire une planification qui comprend une étude théorique qui précisera la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et qui consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains, matériels ainsi que matériaux pour assurer l'efficacité des travaux.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un cadre correct.
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.

Il existe deux méthodes :

- Méthode basé sur le réseau (à flèches / a nœuds).
- Méthode basé sur le graphique.

On va utiliser la méthode basé sur le diagramme de GANTT

- ✓ Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.21 : Durée des travaux pour l'adduction

Notion	Opération	Durée
A	Préparation de l'espace de travail	8
B	Décapage de la couche végétal	8
C	Exécution des tranchées et des fouilles	10
D	Aménagement du lit de pose	5
E	La mise en place des canalisations en tranchée	8
F	Assemblage des tuyaux	4
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	4
H	Remblai des tranchées	5
I	Travaux de finition	4

✓

- ✓ Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.22 : Durée des travaux pour le réservoir de 500m³.

Notion	Opération	Durée (jour)
A	Préparation de l'espace de travail	8
AC	Excavation	5
AD	Pose du tout venant	2
AE	Coulage du béton de propreté.	1
AF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	10
AG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	10
AH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	15
AI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	10
AJ	Remblayage et compactage.	4
AK	Maçonnerie et finition générale.	6
AL	Evacuation des débris et nettoyage	1

Tableau VII.23 : Durée des travaux pour les réservoirs de (250m³, 200m³, 160m³).

Notion	Opération	Durée (jour)
A	Préparation de l'espace de travail	8
N	Excavation	7
O	Pose du tout venant	2
P	Coulage du béton de propreté.	1
Q	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	20
R	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	20
S	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
T	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	20
U	Remblayage et compactage.	4
V	Maçonnerie et finition générale.	10
W	Evacuation des débris et nettoyage	2

VII.8.Elaboration du diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

On mentionne les dates de commencement et de finition au plutôt « respectivement DCP et DFP » et les dates de commencement et de finition au plus tard « respectivement DCPD et DFPP », les marges totales « MT » et les temps de réalisation

Tableau VII.24 : planification selon la méthode de GANTT pour l'adduction

Opération	Tr	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPD	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	8	0	8	0	8	0
Décapage de la couche végétal	8	8	16	8	16	0
Exécution des tranchées et des fouilles	10	16	26	16	26	0
Aménagement du lit de pose	5	26	31	29	34	3
La mise en place des canalisations en tranchée	8	26	34	26	34	0
Assemblage des tuyaux	4	26	30	30	34	4
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	4	34	38	34	38	0
Remblai des tranchées	5	38	43	38	43	0
Travaux de finition	4	43	47	43	47	0

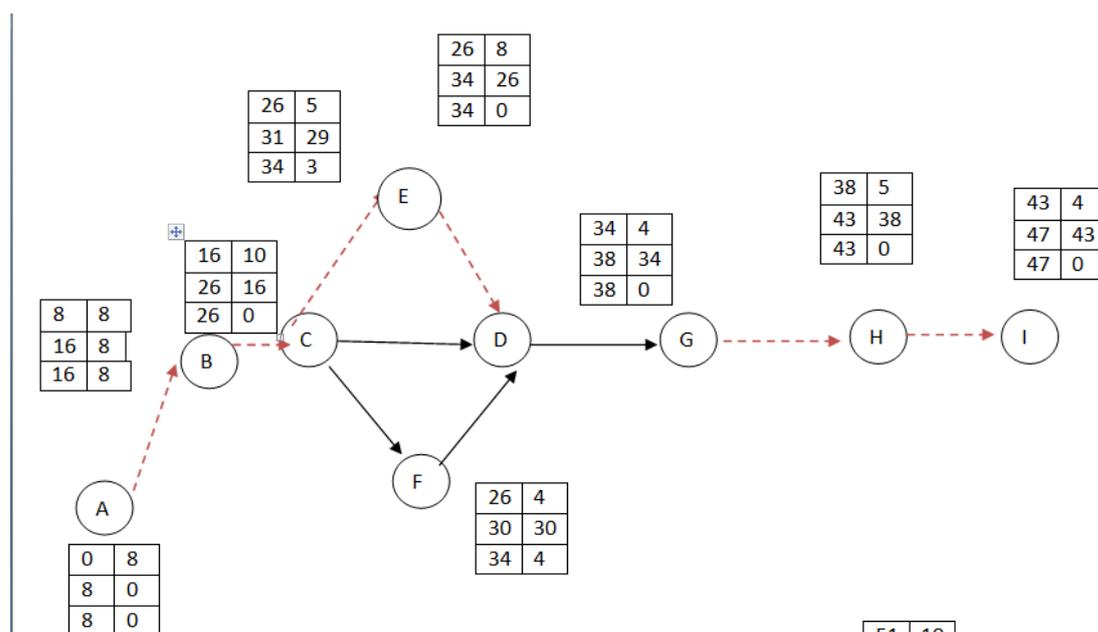


Figure VII.2 : Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation De l'adduction

Le chemin critique est : A-B-C-E-D-G-H-I

Tableau VII.25 : Diagramme de GANTT pour l'adduction

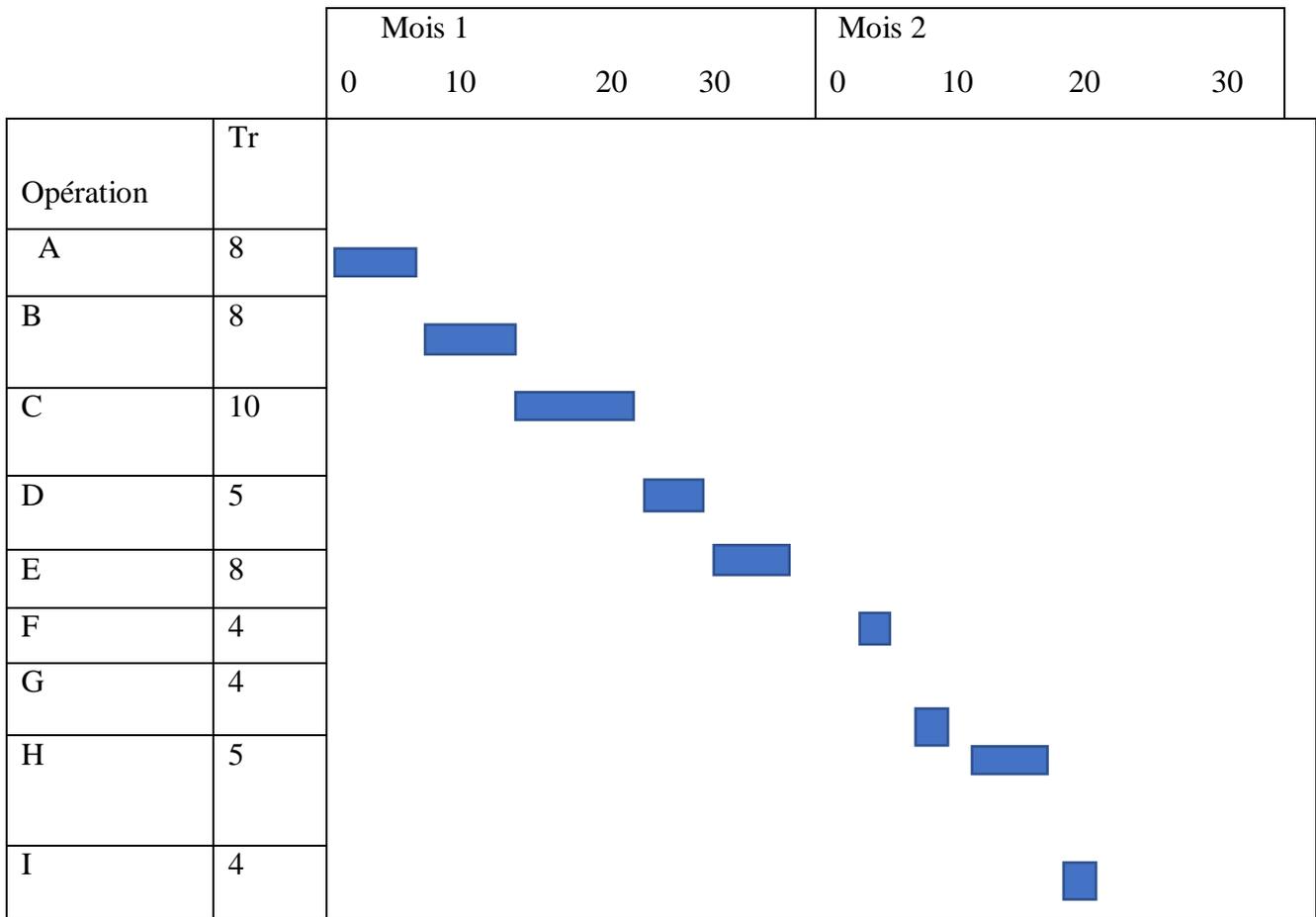


Tableau VII.26 planification selon la méthode de GANTT pour les réservoirs (250, 200et160 m³)

Opération	Tr	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	8	0	8	0	8	0
Excavation	7	8	15	8	15	0
Pose du tout venant	2	15	17	15	17	0
Coulage du béton de propreté.	1	17	18	17	18	0
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	20	18	38	18	38	0
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	20	38	58	38	59	0
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25	58	83	58	83	0
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	20	83	103	83	103	0
Remblayage et compactage.	4	83	87	99	103	16
Maçonnerie et finition générale.	10	103	113	103	113	0
Evacuation des débris et nettoyage	2	113	115	113	115	0

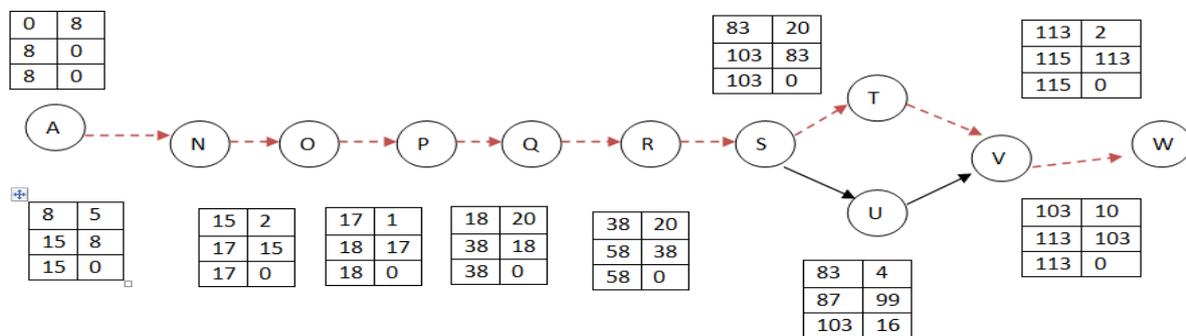


Figure VII.3: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation Des réservoirs (250, 200et160 m³)

Le Chemin critique est : A-N-O-P-Q-R-S-T-V-W

Tableau VII.27 : Diagramme de GANTT des réservoirs (250, 200et160 m³) m³

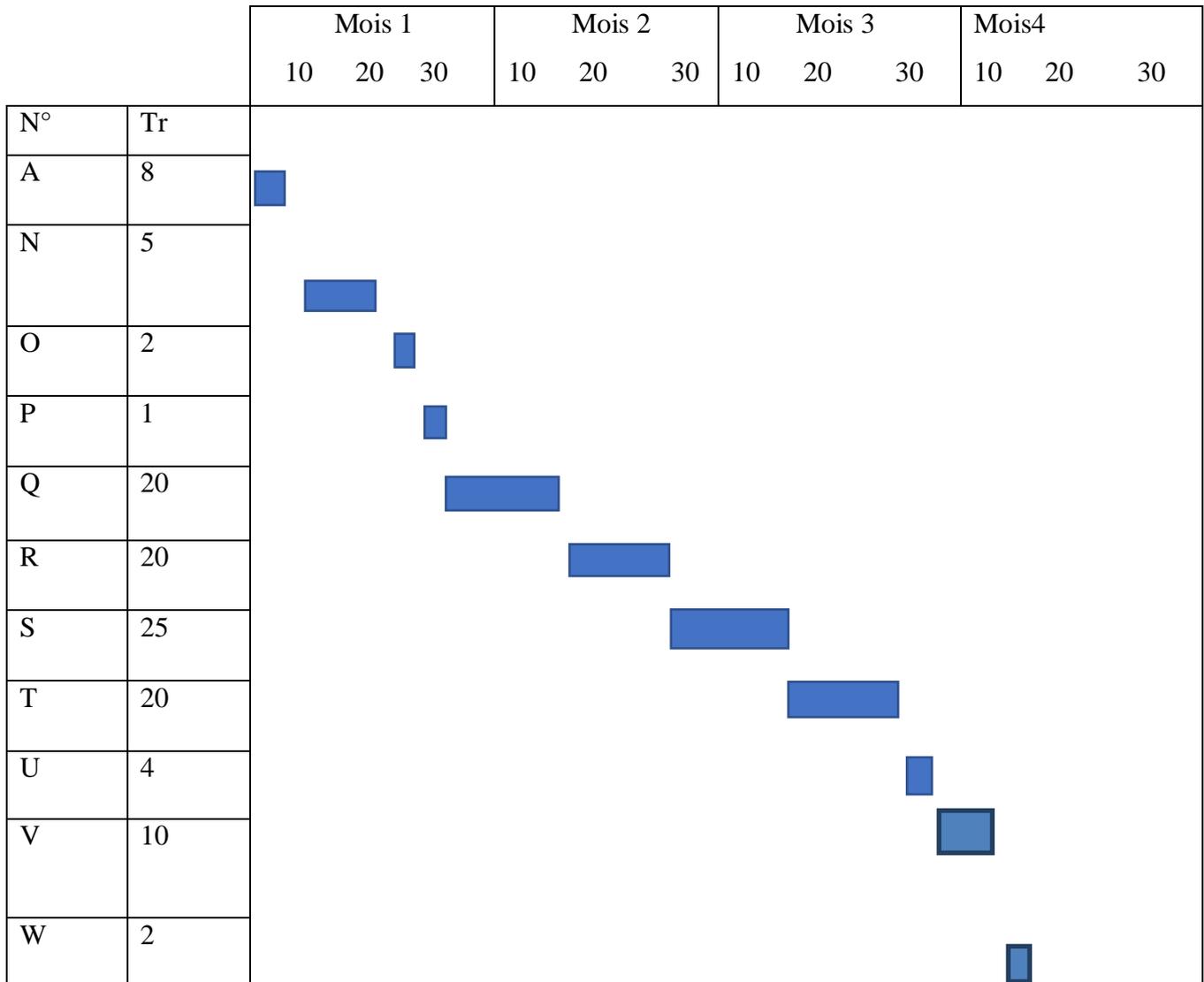


Tableau VII.28 : planification selon la méthode de GANTT pour réservoir de (2* 500) m3

Opération	Tr	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	8	0	8	0	8	0
Excavation	5	8	13	8	13	0
Pose du tout venant	2	13	15	13	15	0
Coulage du béton de propreté.	1	15	17	15	17	0
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	10	17	27	17	27	0
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	10	27	37	27	37	0
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	15	37	52	37	52	0
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	10	52	62	52	62	0
Remblayage et compactage.	4	52	56	58	62	16
Maçonnerie et finition générale.	6	62	68	62	68	0
Evacuation des débris et nettoyage	2	68	70	68	70	0

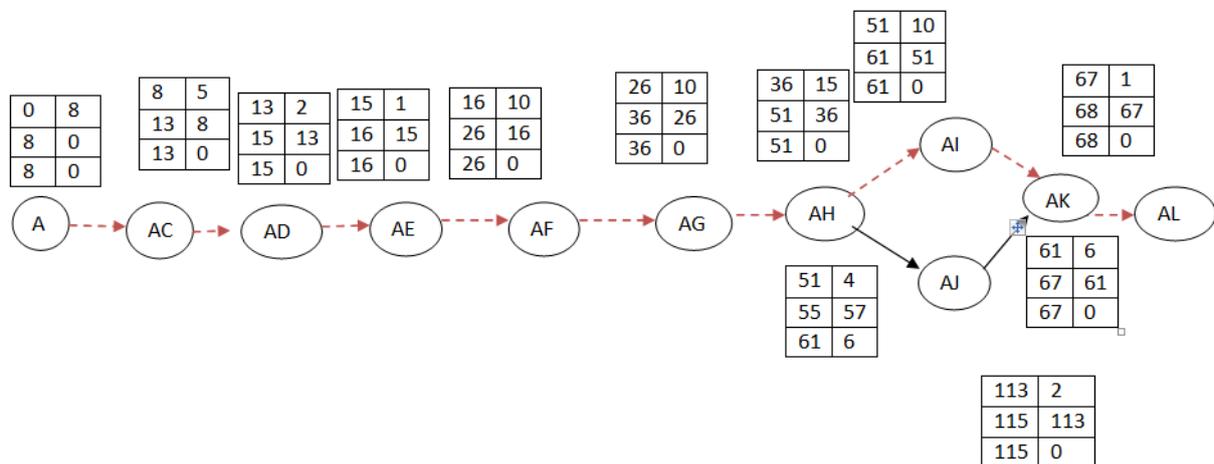
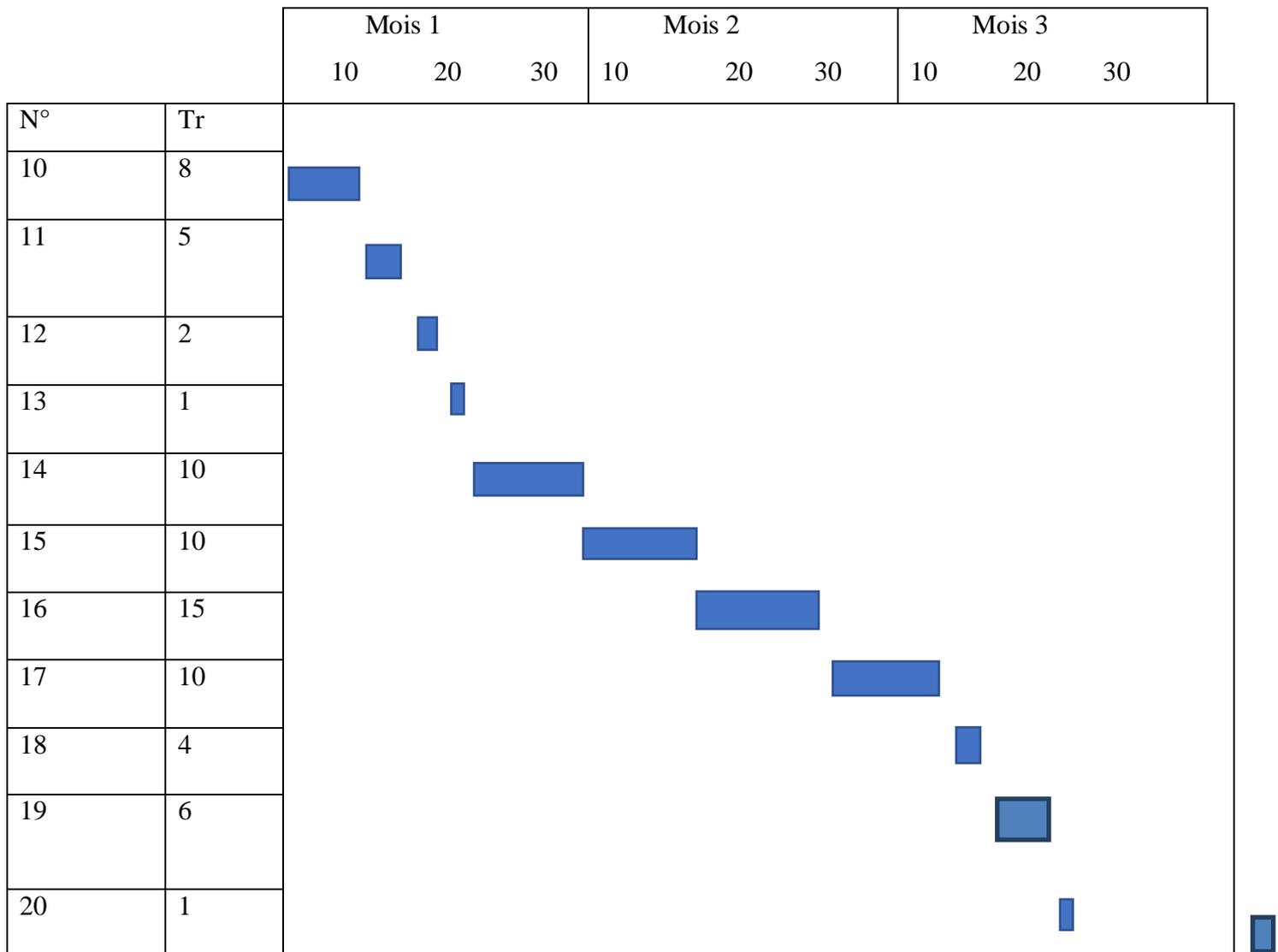


Figure VII.4 : Réseau à nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation

Des réservoirs (500 m³)

Le chemin critique est : A-AC-AD-AE-AF-AG-AH-AI-AK-AL

Tableau VII.29 : Diagramme de GANTT du réservoir (2*500) m³



Les flèches rouges portées sur Les figures (VIII.1) (VIII.2) (VIII.3) représentent le chemin critique du réseau

Donc La durée totale du projet (DTP) s'élève à approximativement 247 jours (8mois et 10jour) si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé

Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés qui est estimé à 129 153 625.4 DA.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

On peut dire que n'importe quel projet soit réalisé dans des bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le présent projet a concerné l'AEP de seize villages situés à l'ouest de la commune de MIHOUB, car ces derniers souffrent, et depuis longtemps, du problème de manque d'eau potable.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette commune, et collecté les données nécessaires, qui nous permet de mener à bien notre projet.

Par la suite il a été réalisé un réseau d'adduction avec la fourchette de diamètre varie entre (63÷250) mm en PEHD en gravitaire et trois adductions par refoulement 1794m, 540m et 4000m de longueur et 200mm de diamètre, trois stations de pompage qui assurant un débit de 49.9 l/s, ainsi en concluant les différents stockages existant qui couvre les besoins de la ville à long terme avec une capacité de 500m³ 225m³ 200m³ et 160m³

Par la suite on a passé à l'étude du phénomène du coup de bélier en déterminant le volume du réservoir d'air et choisit des vannes spéciales pour lutter contre ce phénomène.

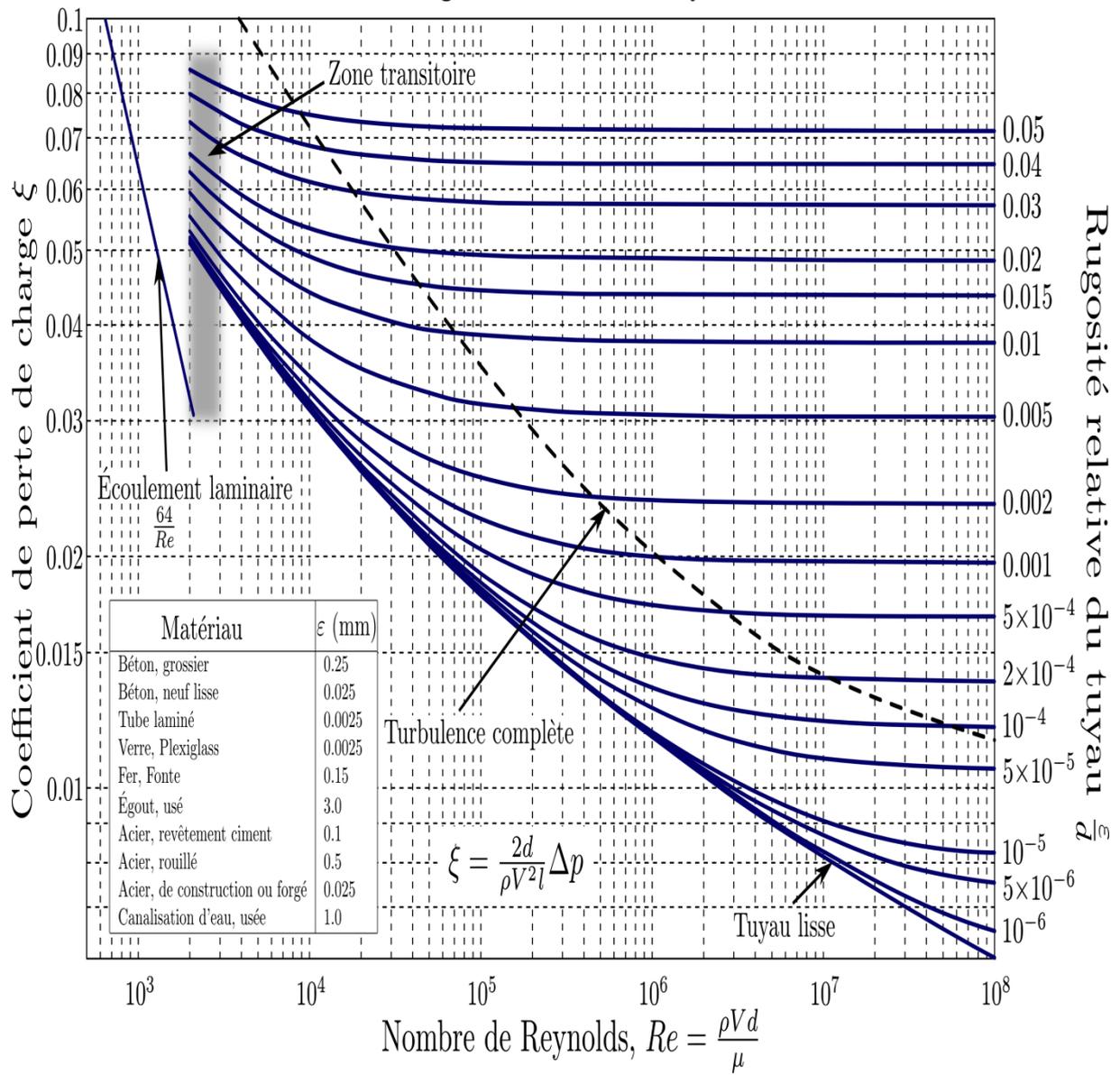
Pour avoir une idée sur le volume des travaux, la durée et le coût de réalisation, une étude d'organisation de chantier a été nécessaire. Les travaux de la conduite de transfert surtout des ouvertures de tranchées, la pose et le remblaiement de la conduite.

Ce système peut répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2051 avec un fonctionnement beaucoup plus fiable par ce qu'un système efficace est un système qui doit fournir de l'eau à tous les abonnés en quantité suffisante et en bonne qualité.

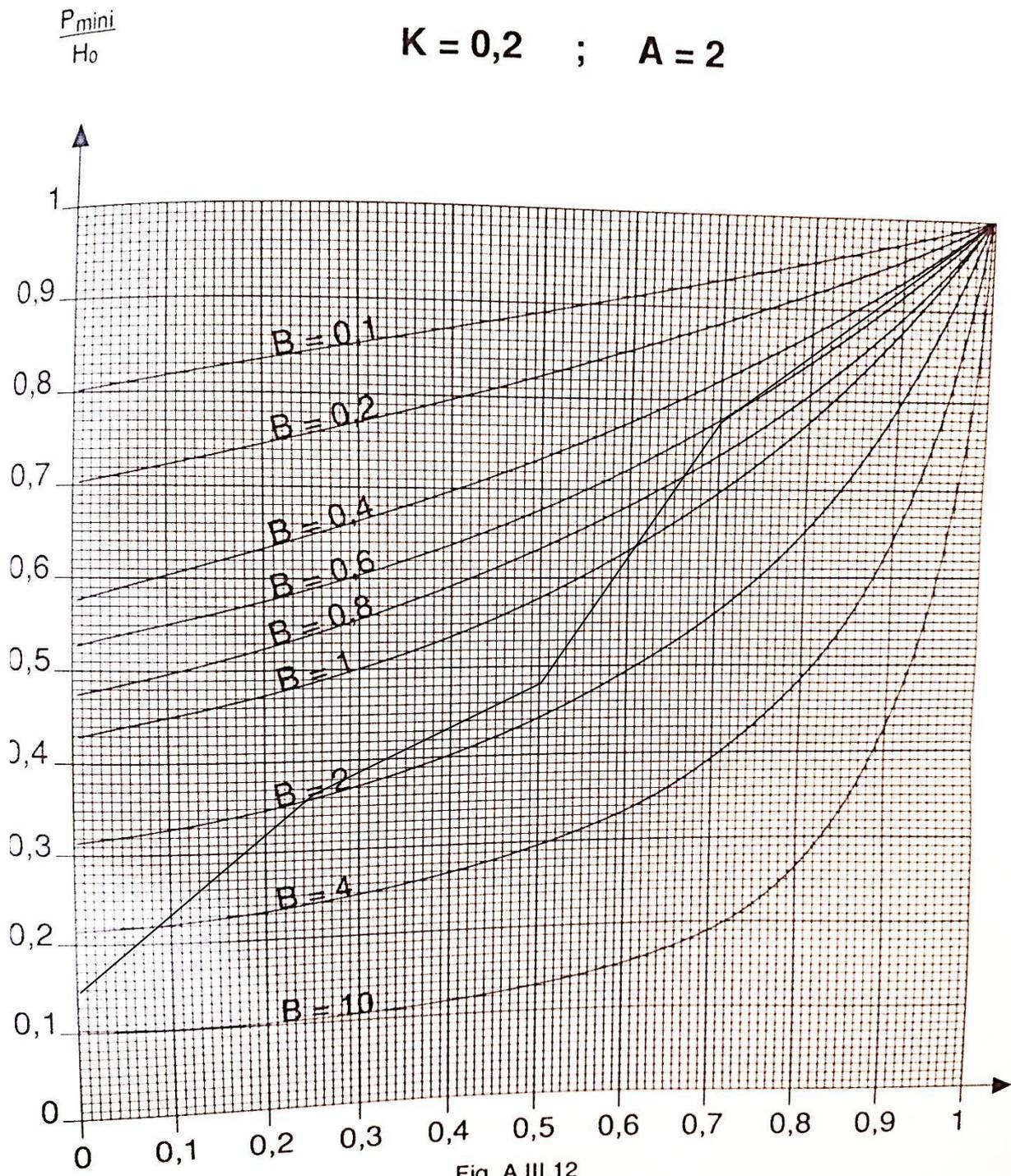
Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation, je souhaite que ce modeste travail puisse servir comme référence pour les projets d'alimentation en eau potable.

Annexe

Diagramme de Moody



Les diagrammes de peuch et meunier :



$\frac{P_{\text{mini}}}{H_0}$

$K = 0,1 \quad ; \quad A = 0,5$

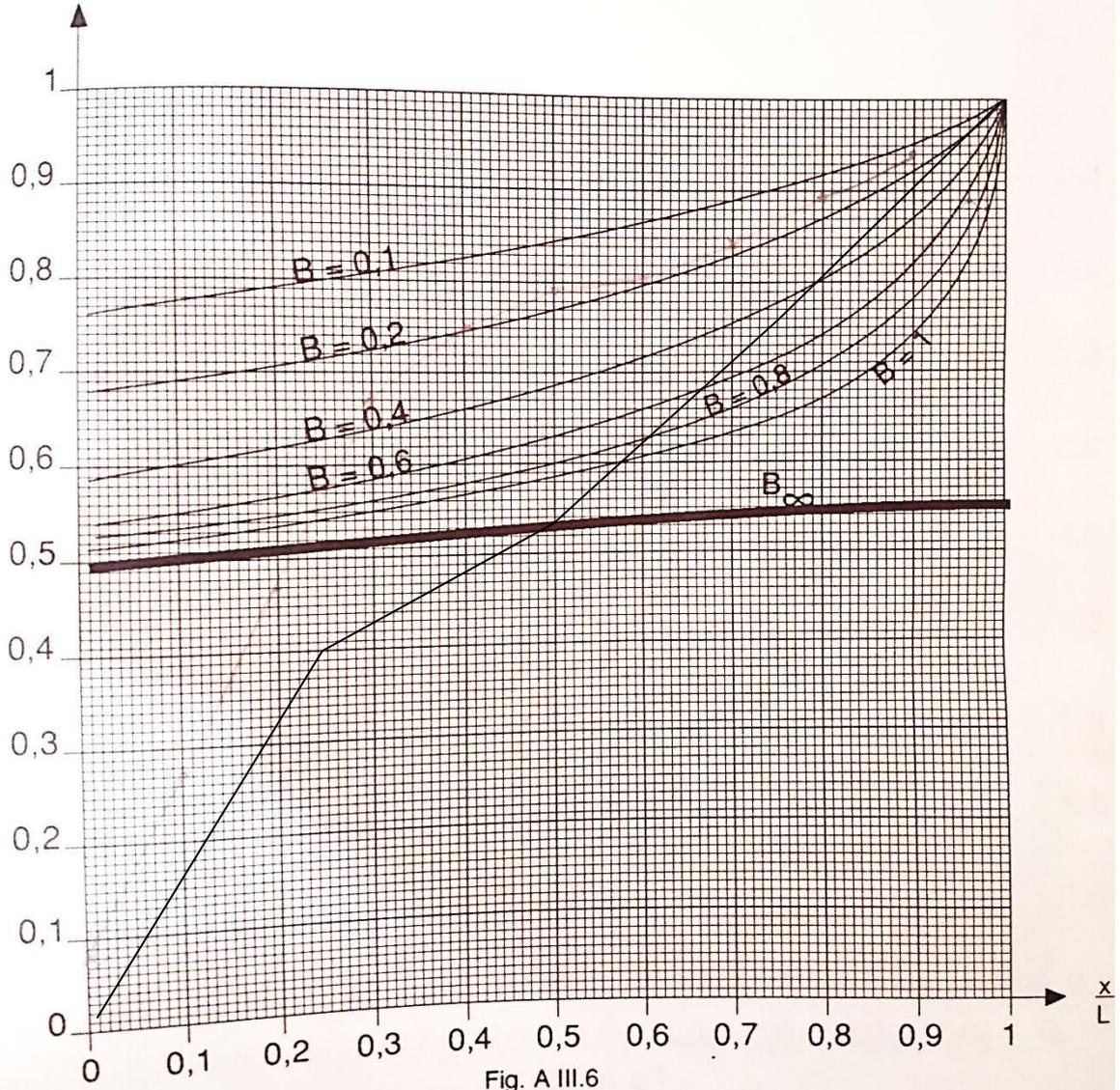


Fig. A III.6

$\frac{P_{\text{mini}}}{H_0}$

$K = 0,1 \quad ; \quad A = 2$

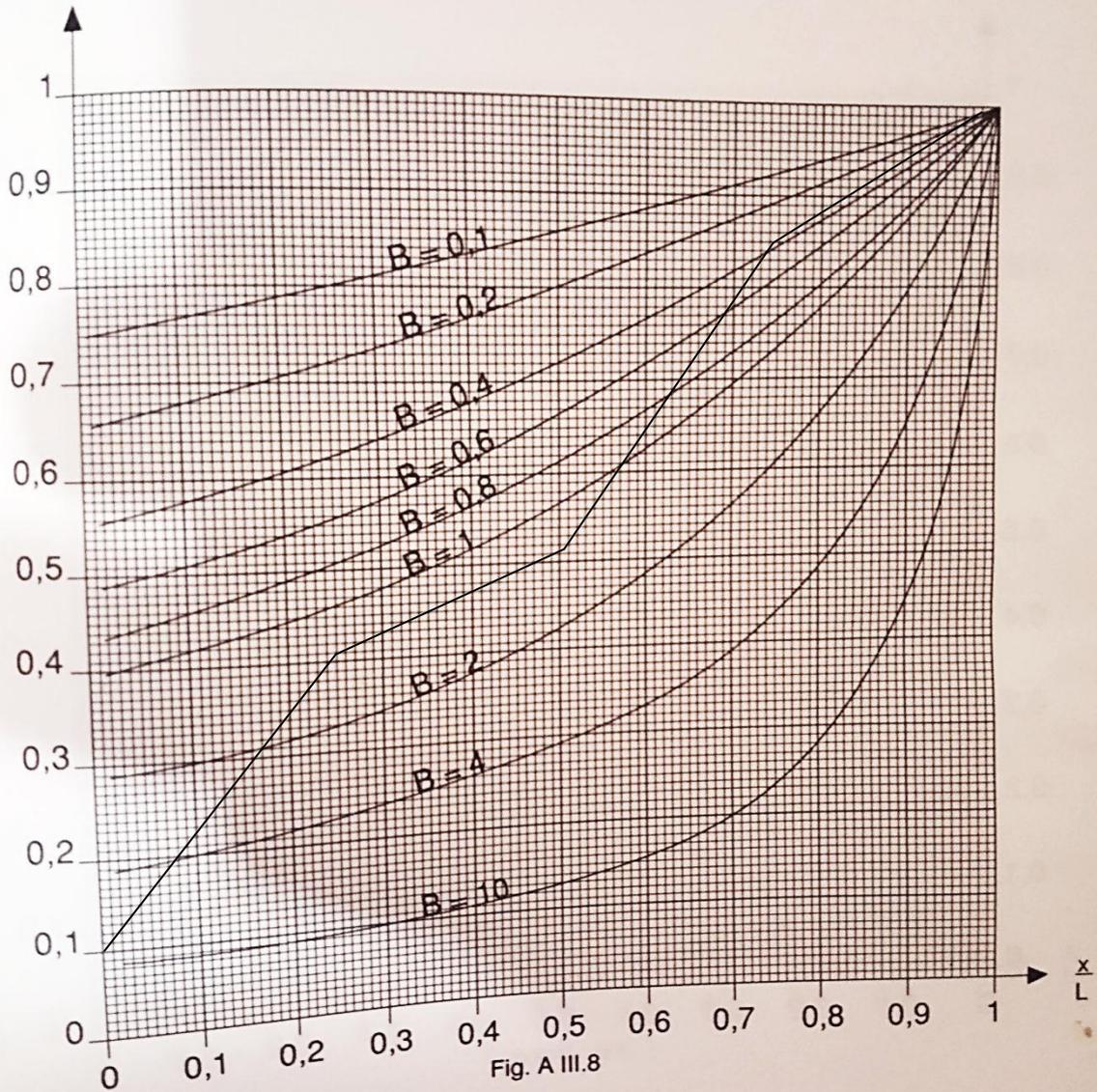


Fig. A III.8

$\frac{P_{\text{mini}}}{H_0}$

$K = 0,1 \quad ; \quad A = 1$

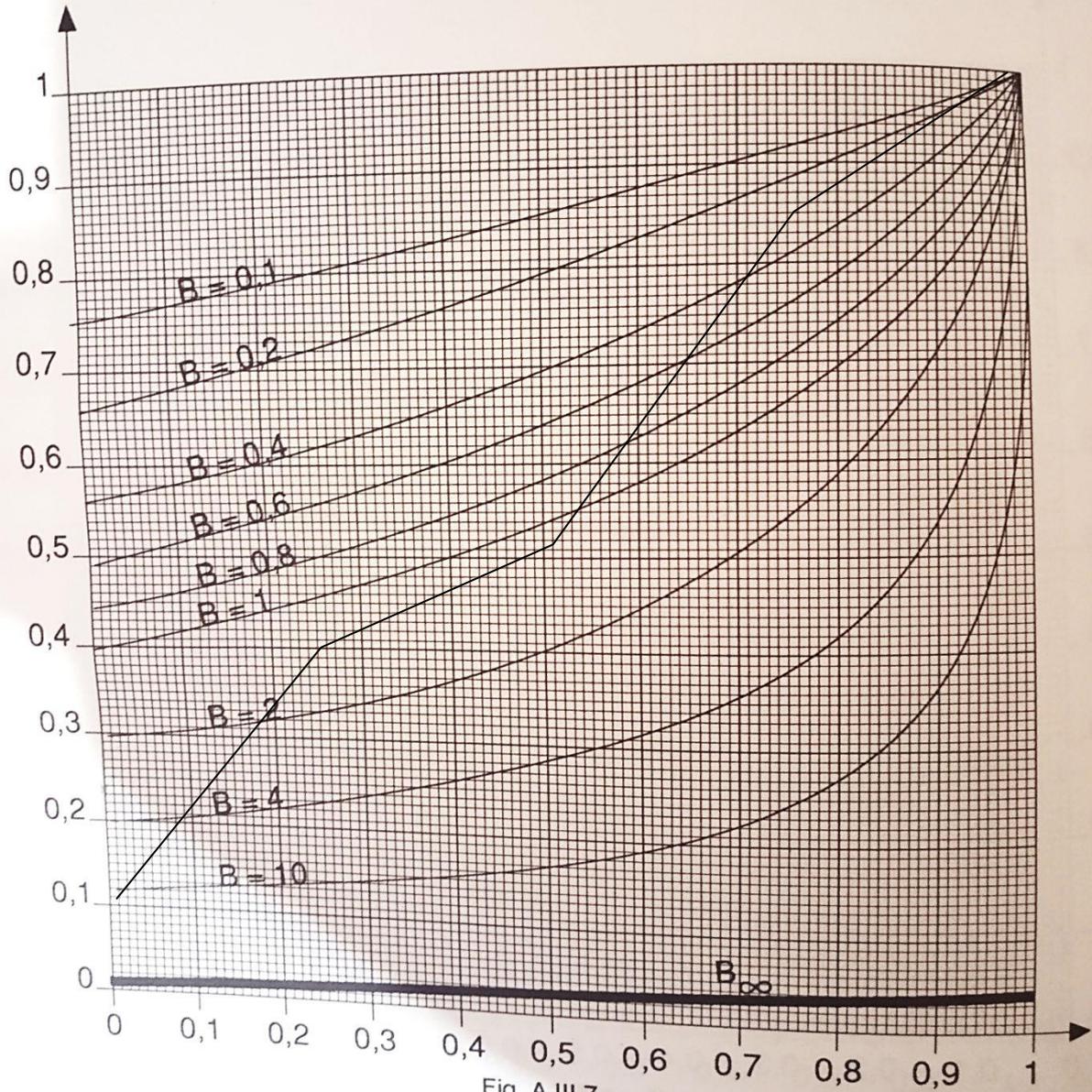


Fig. A III.7

Abaque de Dubin et Guéneau

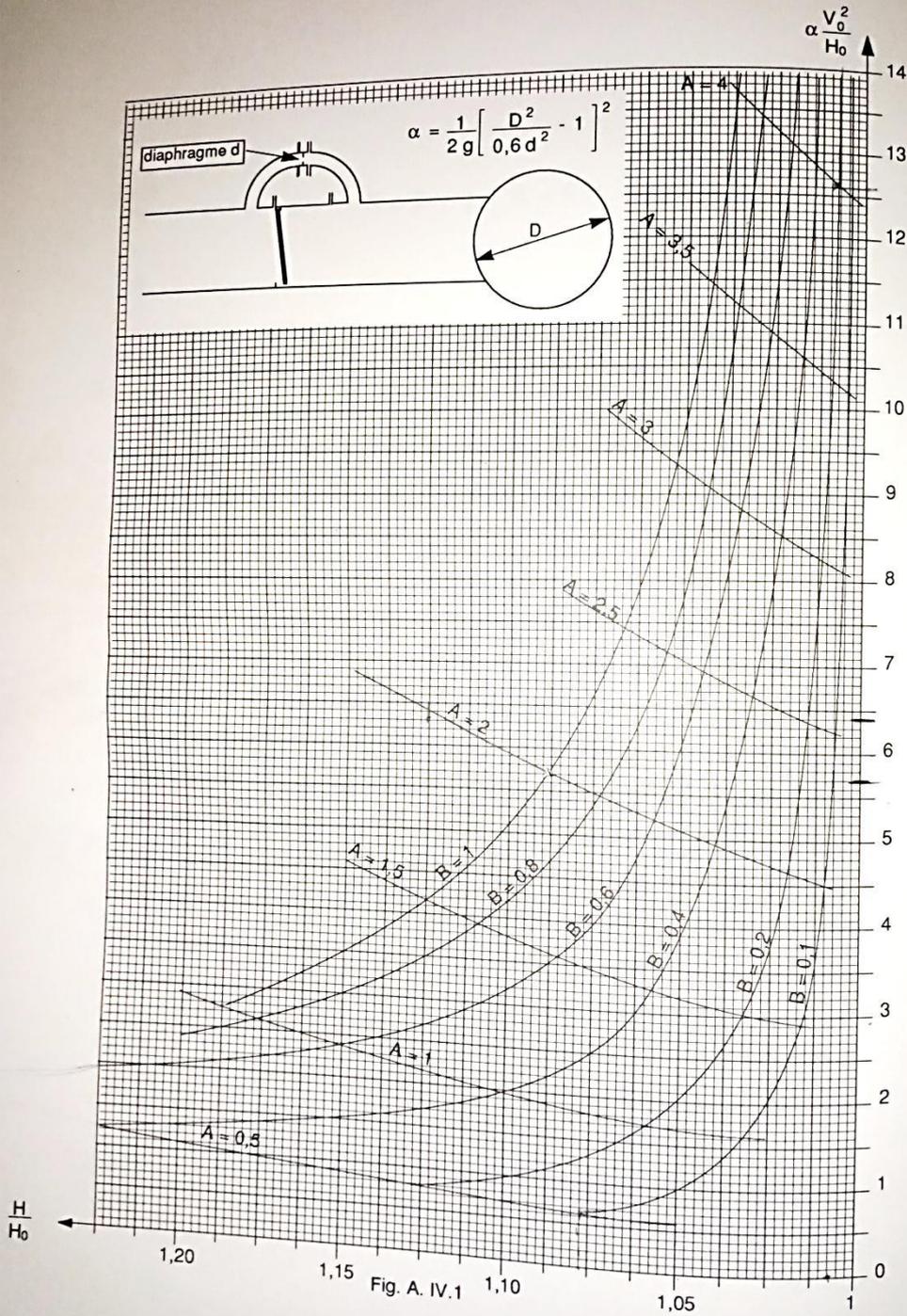


Fig. A. IV.1

Références Bibliographiques

B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH ; 1993

DUPONT.A ; Hydraulique urbaine Tome I et II ; Editions Eyrolles Paris ;1988 ;

J.BONIN ; Aide mémoire d'Hydraulique urbaine. Editions Eyrolles Paris1982 ;

CYRIL GOMELA et HENRI GUERREE ; Guide de l'alimentation en eaudans les agglomérations urbaines et rurales, Paris 1985

« Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», TomeI

M. CARLIER Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles,p.289.

A. LENCASTRE Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles,p.349.

H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.

Mémoires de fin d'études :

DJAMATE Mohammed.Etude de l'adduction de la commune d'ELKHENEG (W.LAGHOUAT) ; ENSH 2008 ;

AIT SLIMANE Djamila. Calcul du coup de bélier dans les conduites enterrées ; ENSH.2018

A. BEDJAOUI. Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, 2005

ABDERRAHMANI Badreddine. Alimentation en eau potable de la ville d'AIN TEDELES(W. MOSTAGANEM).ENSH.2008

SELMANE Taki Eddine. Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x3000m³) W.Tissemsilt.ENSH.2017