

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 du système d'adduction en eau potable des villes d'Ain Kercha et Ain Mlila a partir du barrage Ourkiss (w. Oum El Bouaghi) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-20

APA Citation (توثيق APA):

Kara, Racha (2020). Etude du système d'adduction en eau potable des villes d'Ain Kercha et Ain Mlila a partir du barrage Ourkiss (w. Oum El Bouaghi)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 SYSTEMES D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE**

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION EN EAU POTABLE
DES VILLES D'AIN KERCHA ET AIN MLILA A PARTIR
DU BARRAGE OURKISS (W. OUM EL BOUAGHI)**

**Présenté par :
KARA Racha**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
KHETTAL Tahar	M.C.A	Président
KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Session Novembre 2020

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU le tout puissant de m'avoir donné la force, la volonté et le courage pour achever ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.

J'adresse mes forts remerciements à ma promotrice M^{me} W.MOKRANE pour son encadrement, ses orientations, ses judicieux conseils, et pour son suivi et son aide dans mon projet.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.

Je tiens aussi à remercier les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger mon travail.

Et enfin, je remercie tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce mémoire.

RACHA

Dédicace

Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents **Said** et **Akila***

Aucune dédicace et Aucun mot ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma reconnaissance pour tous vos efforts et vos sacrifices que vous avez consenti pour ma réussite le long de ma vie et mes études.

Je vous remercie pour votre aide et vos précieux conseils, pour le soutien que vous me portez depuis mon enfance, vous êtes les étoiles qui illuminent mon chemin, sans vous papa et maman je ne serais pas parvenue à grande chose. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, bonheur et longue vie et vous garde à mes côtés.

Mes chers parents je ne vous remercierai jamais assez.

*À ma chère sœur **Rofaida***

Mon bras droit, ma source de motivation et de joie, sans ton aide et ton amour je ne serai jamais arrivé à ce jour. Que Dieu te garde à mes côtés.

*À mon cher frère **Ayoub***

Mon ange gardien et mon fidèle compagnant, je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité. Que Dieu te protège.

À toute ma grande famille.

*À la meilleure et la plus chère personne dans ma vie, mon amie intime **Rania** qui m'offre beaucoup d'amour et tendresse.*

À tous mes chers amis avec qui j'ai passé les plus beaux moments de ma vie, et spécialement : Hayat, Chahinez, Safia, Ibtissem, Wafa, Nadjwa, Bouchra.

Et à toute la promotion 2019/2020 de l'hydraulique.

Kara Racha

الملخص :

تعاني مدن عين كرشة، عين مليلة وعين فكرون بولاية أم البواقي من عجز تام في إمداد مياه الشرب، مما يستدعي إنشاء شبكة إمداد بالمياه من خلال سد أوركيس، بهدف تلبية الاحتياجات الاستهلاكية المستقبلية لهذه التجمعات. بعد عرض منطقة دراستنا وتقدير احتياجاتها المائية، قمنا بدراسة خزانات التخزين و أنابيب الإمداد من الناحية التقنية و الاقتصادية لنقل المياه من محطة الضخ إلى خزانات المياه.

الكلمات المفتاحية : التزويد بالمياه الصالحة للشرب ؛ نقل ؛ خزان ؛ محطة الضخ.

Résumé :

Les villes d'Ain Kercha, Ain Mlila et Ain Fakroun dans la wilaya d'Oum El Bouaghi souffrent d'un pur déficit en alimentation en eau potable, ce qui appelle à réaliser un système d'adduction à partir du barrage d'Ourkiss, dans le but de satisfaire les besoins futurs de consommation de ces agglomérations.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous avons étudié les réservoirs de stockage ainsi les conduites d'adduction du point de vue technico-économique afin d'acheminer l'eau de la station de pompage vers les réservoirs d'alimentation.

Mots-clés : Alimentation en eau potable ; Adduction ; Réservoir ; Station de pompage.

Abstract:

The cities of Ain Kercha, Ain Mlila and Ain Fakroun in Oum El Bouaghi suffer from a shortage in drinking water supply. Relevant to this, the present study aims at realizing a project of constructing a drinking water supply system from the Ourkiss dam to meet the future consumption needs of these agglomerations.

After presenting our study area and estimating its water needs, we studied the storage reservoirs and the supply pipes from a technical and economic point of view in order to transport water from the pumping station to the reservoirs.

Keywords: Drinking water supply; Adduction; Reservoir; Pumping station.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I.1. Situation géographique :	2
I.2. Monographie et habitant :	4
I.3. Situation climatologique :	4
I.3.1. Climat :	4
I.3.2. Pluviométrie :	4
I.3.3. Température :	5
I.3.4. Humidité relative :	5
I.3.5. Vent :	5
I.4. Relief et géomorphologie :	6
I.5. Géologie :	6
I.6. Sismicité :	6
I.7. Situation hydraulique :	7
I.7.1. Ressources en eau :	7
I.7.2. Qualité de l'eau :	8
I.7.3. Capacité de stockage :	11
I.8. Barrage Ourkiss :	15
I.8.1. Système d'alimentation :	15
I.8.2. Caractéristique du barrage :	16
I.8.3. Origine et qualité de l'eau brute :	18
Conclusion :	19

Chapitre II : Evaluation de la demande en eau

Introduction :	20
II.1. Evaluation de la population :	20
II.2. Estimation des besoins en eau :	21
II.2.1. Choix de la dotation domestique :	21
II.2.2. Besoins domestiques :	22
II.2.3. Besoins d'équipements :	22
II.2.4. Bilan des besoins moyens en eau :	23
II.3. Variation de la consommation journalière :	24

II.3.1. Evaluation de la consommation maximale journalière :	24
II.3.2. Evaluation de la consommation minimale journalière :	25
II.4. Variation des débits horaires :	26
II.4.1. Débit moyen horaire :	26
II.4.2. Débit maximal horaire :	26
II.4.3. Débit minimal horaire :	27
II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :	28
II.6. Calcul de déficit de consommation :	33
Conclusion :	34

Chapitre III: Etude d'adduction

Introduction :	35
III.1. Type d'adduction :	35
III.1.1. Adduction gravitaire :	35
III.1.2. Adduction par refoulement :	35
III.1.3. Adduction mixte :	35
III.2. Adduction et type d'écoulement :	36
III.2.1. Ecoulement à surface libre :	36
III.2.2. Ecoulement en charge :	36
III.3. Choix du tracé :	36
III.3.1. Généralités :	36
III.3.2. Description du tracé de l'adduction :	37
III.4. Choix du matériau de la conduite :	40
III.5. Calcul hydraulique :	41
III.5.1. Cas gravitaire :	41
III.5.2. Cas de refoulement :	42
III.6. Dimensionnement de l'adduction :	45
III.6.1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :	45
III.6.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :	49
Conclusion :	53

Chapitre IV : Etude du stockage

Introduction :	54
IV.1. Définition d'un réservoir :	54
IV.2. Fonctionnement d'un réservoir :	54
IV.2.1. Fonctions techniques :	54

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation du réservoir :	56
IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution :	56
IV.5.3. Conduite de trop-plein :	56
IV.5.4. Conduite de vidange :	56
IV.5.5. Conduite By-pass :	56
IV.5.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	56
IV.6. Hygiène et sécurité :	57
IV.7. Capacité de stockage :	57
IV.8. Principe de calcul:	57
IV.8.1. Cas d'une adduction par refoulement :	57
IV.8.2. Cas d'une adduction gravitaire :	59
IV.9. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :	60
IV.9.1. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP1) :	60
IV.9.2. Dimensionnement du réservoir tampon :	61
IV.9.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux :	62
IV.9.4. Forme des réservoirs :	63
Conclusion :	64

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :	65
V.1. Définition :	65
V.2. Critères de l'emplacement de la station de pompage :	65
V.3. Choix du type de pompe :	66
V.4. Couplage des pompes :	66
V.5. Choix du nombre de pompes :	66
V.6. Point de fonctionnement des pompes :	67
V.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	68
V.8. Etude de pompage :	69
V.8.1. Etude de pompage par logiciel CAPRARI :	69
V.8.2. Etude de pompage par logiciel KSB :	77
Conclusion :	88

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Introduction :	89
----------------------	----

VI.1. Pose de canalisation :	89
VI.1.1. Principe de pose de canalisations :	89
VI.1.2. Pose de canalisation en tranchée :	89
VI.1.3. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée :	92
VI.1.4. Butées et amarrage :	94
VI.1.5. Accessoires :	95
VI.2. Protection des canalisations :	102
VI.2.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :	102
VI.2.2. Protection des conduites contre la corrosion :	109
Conclusion :	110

Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet	111
Introduction :	111
VII.1. Différents travaux à entreprendre:	111
VII.1.1. Travaux concernant la station de pompage :	111
VII.1.2. Travaux concernant l'adduction :	112
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :	114
VII.2. Calcul des volumes des travaux :	114
VII.2.1. Calcul des volumes de la station de pompage :	114
VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	118
VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :	121
VII.3. Calcul des coûts des travaux :	128
VII.4. Planification des travaux :	129
VII.4.1. Définition des tâches et leurs durées :	130
VII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :	133
VII.5. Les Engins :	138
VII.5.1. Pelle hydraulique :	138
VII.5.2. Bulldozer :	138
VII.5.3. Chargeur:	138
VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol):	139
Conclusion :	139
CONCLUSION GENERALE	140

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Population par commune à l'année de recensement 2008.	4
Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la zone d'étude (1985-2000).....	4
Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles (1985-2000).....	5
Tableau I.4 : Variations mensuelles de l'humidité dans l'air (1985-2000).....	5
Tableau I.5 : Variations mensuelles des vitesses de vents.	5
Tableau I.6 : Caractéristiques des forages qui alimentent la zone d'étude.	7
Tableau I.7 : Résultats des analyses physico-chimiques des eaux brutes des quelques forages de la zone d'étude.....	8
Tableau I.8 : Caractéristiques des ouvrages de stockage.	11
Tableau I.9 : Caractéristiques des bâches de reprise.	12
Tableau I.10 : Caractéristiques du bassin versant.	16
Tableau I.11 : Caractéristiques principales des composantes du barrage Ourkiss.	16
Tableau I.12 : Résultat des analyses des prélèvements à partir du barrage Ourkiss.	18

Chapitre II : Evaluation de la demande en eau

Tableau II.1: Evolution de la population en différents horizons.....	20
Tableau II.2 : Estimation des débits moyens domestiques.....	22
Tableau II.3 : Coefficient de majoration selon la typologie de l'agglomération.	23
Tableau II.4 : Estimation des débits moyens des équipements.	23
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des consommations journalières totales.	24
Tableau II.6 : Evaluation des débits maximums journaliers.	25
Tableau II.7 : Evaluation des débits minimums journaliers.....	26
Tableau II.8 : Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.	27
Tableau II.9 : Variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.	28
Tableau II.10 : Calculs des débits maximums horaires.....	28
Tableau II.11: Calculs des débits minimums horaires.	28
Tableau II.12 : Variation des débits horaires de la ville Ain Kercha.	30
Tableau II.13 : Variation des débits horaires de la ville Ain Mlila.	31
Tableau II.14 : Variation des débits horaires de la ville Ain Fakroun.	32
Tableau II.15 : Tableau des déficits à combler à l'an 2050.	33

Chapitre III: Etude d'adduction

Tableau III.1: Coefficient K' , m et β pour différents type du tuyau.	42
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.	44
Tableau III.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1- réservoir tampon.....	46
Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 – réservoir tampon.....	47
Tableau III.5 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP1 – réservoir tampon.	47
Tableau III.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	48
Tableau III.7 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire.....	49
Tableau III.8 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon Réservoir tampon (RT) - Réservoir Ain Mlila (R3).	50
Tableau III.9 : Détermination des côtes piézométriques et des pressions.....	51
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction gravitaire.	52

Chapitre IV : Etude du stockage

Tableau IV.1: Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.	60
Tableau IV.2 : Calcul du volume du réservoir tampon.	61
Tableau IV.3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux et le réservoir tampon.	64

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.	69
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1 – réservoir tampon).	71
Tableau V.3 : Matériaux des principaux organes de la pompe.	73
Tableau V.4 : Dimensions de la pompe E18S64/4CD CAPRARI.....	74
Tableau V.5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.	75
Tableau V.6 : Choix du type de bâtiment.....	77
Tableau V.7 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.	77
Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	79
Tableau V.9 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	81
Tableau V.10 : Dimensions de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le Moteur.	85
Tableau V.11 : Comparaison entre les pompes CAPRARI et KSB.	88

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	106
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.	107

Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	107
---	-----

Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1.	116
Tableau VII.2 : Volumes des travaux de la SP1.	117
Tableau VII.3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.	119
Tableau VII.4 : Calcul du volume du lit de sable.....	119
Tableau VII.5 : Calcul des volumes des conduites.	120
Tableau VII.6 : Volumes des travaux de l'adduction.....	121
Tableau VII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.	122
Tableau VII.8 : Calcul des volumes du tout-venant.....	123
Tableau VII.9 : Calcul des volumes du béton de propreté.	123
Tableau VII.10 : Calcul du volume du béton armé.	125
Tableau VII.11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupes.	126
Tableau VII.12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	126
Tableau VII.13 : Calcul du volume du remblai compacté.	127
Tableau VII.14 : Coût des travaux de la station de pompage.	128
Tableau VII.15 : Coût des travaux de l'adduction.	128
Tableau VII.16 : Coût des travaux des réservoirs.	129
Tableau VII.17 : Bilan des coûts.	129
Tableau VII.18 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.	130
Tableau VII.19 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.	131
Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.	132
Tableau VII.21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP1.	133
Tableau VII.22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction. ..	133
Tableau VII.23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir.	134

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Situation administrative de la zone d'étude.	2
Figure I.2: Image satellitaire de la zone d'étude.	3
Figure I.3: Image représente le calcaire dans une conduite d'AEP PEHD diamètre 315mm. .	10
Figure I.4: Image représente le phénomène de l'introduction du calcaire dans une conduite d'AEP diamètre 400 mm.	10
Figure I.5 : Image représente le calcaire dans une conduite d'AEP PEHD diamètre 160 mm.	10
Figure I.6 : Schéma d'adduction d'Ain Kercha.	12
Figure I.7 : Schéma d'adduction d'Ain Mlila.	13
Figure I.8 : Schéma d'adduction d'Ain Fakroun.	14
Figure I.9 : Plan générale du transfert du complexe de Beni Haroun.	15

Chapitre II : Evaluation de la demande en eau

Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons.	21
Figure II.2 : Bilan ressource disponibles – besoin à l'horizon 2050 pour chaque région.	33

Chapitre III: Etude d'adduction

Figure III.1: Plan de situation du tracé de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain Mlila.	38
Figure III.2 : Schéma verticale de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain Mlila.	39
Figure III.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement.	48

Chapitre IV : Etude du stockage

Figure IV.1 : Graphe de la consommation en fonction de l'apport.	59
---	----

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type E18S64/4CD.CAPRARI.	70
Figure V.2 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.	72
Figure V.3 : Encombrement de la pompe E18S64/4CD CAPRARI.	74
Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type Omega Shanghai	78
Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.	80
Figure V.6 : Encombrement de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le moteur.	84

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.	90
--	----

Figure VI.2 : Traversée d'une rivière.....	91
Figure VI.3 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	91
Figure VI.4 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.	92
Figure VI.5 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée.	92
Figure VI.6 : Fonçage horizontal.	93
Figure VI.7 : Forage horizontal dirigé (d'après document sade).	94
Figure VI.8 : Les butées.	95
Figure VI.9 : Robinet vanne à opercule.	96
Figure VI.10 : Robinet vanne à papillon.	96
Figure VI.11 : Clapet anti retour.	97
Figure VI.12 : Ventouse.	98
Figure VI.13 : Les différents types des débitmètres.....	100
Figure VI.14 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	107
Figure VI.15 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène. .	110

Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Figure VII.1 : Remblayage des tranchées.	113
Figure VII.2 : Vue en plan de la SP1.	115
Figure VII.3 : Réseau à nœuds de la station de pompage.	135
Figure VII.4 : Réseau à nœuds du réservoir.	136
Figure VII.5 : Réseau à nœuds de l'adduction.	137

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Schéma synoptique verticale de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain Mila.

Planche N°2 : Tracé en plan de la conduite de refoulement (station de pompage- réservoir Tampon d'Ourkiss).

Planche N°3 : Profil en long de la conduite de refoulement (station de pompage- réservoir Tampon d'Ourkiss).

Planche N°4 : Plan de la station de pompage.

LISTE DES ANNEXES

Annexe I.1 : Grille normative pour estimer la qualité de l'eau en Algérie.

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

Annexe III.1 : Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

Annexe III.2 : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

Annexe III.3 : Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise KOUG.C.

Annexe VI.1 : Tableau des tuyaux en fonte ductile PN25.

Annexe VI.2 : Abaque de Vibert.

Annexe VII.1 : Les engins.

ABREVIATIONS

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat.

APC : Assemblée Populaire Communale.

ONM : Office Nationale de la Météorologie.

ADE : Algérienne Des Eaux.

T : Température.

PH : Potentiel Hydrogène.

TDS : Total Dissolved Solids

SRE : Subdivision des Ressources en Eau.

DRE : Direction des ressources en Eau.

ANBT : Agence Nationale des Barrages et Transferts.

ONS : Office National des Statistiques.

NGA : Niveau Géodésique Algérien.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

PVC : Polychlorure de vinyle.

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

INTRODUCTION GENERALE

La situation alarmante de pénurie d'eau douce dans laquelle se trouvent certains pays notamment dans les régions arides et semi-arides du globe, qui ne disposant pas de ressources suffisantes en eau pour assurer la survie de population de plus en plus nombreuses. A ce propos l'Algérie fait partie des régions les plus pauvre en matière de ces ressources, elle est classée au 6^{ème} rang mondial des pays qui souffrent du manque d'eau.

Le long cycle de sécheresse, qui a touché l'Algérie durant 25 ans, a eu un impact sur les potentialités en eau superficielles du nord du pays, qui ont été à la baisse à cause de l'irrégularité pluviométrique et sa distribution hétérogène.

Dans cette dernière décennie, l'Algérie a décidé de considérer le dessalement de l'eau de mer comme une option stratégique afin d'approvisionner les régions côtières par l'eau potable. D'autre côté, des grands barrages seront construits dans les régions intérieures pour satisfaire les besoins des populations loin de la mer. Parmi ces barrages on a le barrage d'Ourkiss dans la wilaya d'Oum El Bouaghi qui est alimenté à partir du barrage de Beni Haroun dans la wilaya de Mila par un réseau de transfert.

Le barrage d'Ourkiss avec sa capacité de 65 millions de m³ permettra l'irrigation de 18 000 hectares à Chemora au Nord-Est de Batna et de 3 000 hectares à Boughrara Saoudi, non loin, d'Ain Fakroun, aussi il prendra en charge 5 importantes agglomérations en matière d'eau potable, il s'agit d'Ain Mila, Ain Fakroun, et Ain Kercha (branche Ouest), Ain Beida, et Oum EL Bouaghi-ville (branche Est), Vu l'importance du projet, dans ce mémoire de fin d'étude, nous allons aborder l'étude d'adduction de la branche Ouest Pour ce faire nous répartissons le travail en sept chapitres.

- Dans le premier chapitre, nous commençons par une étude de reconnaissance de la zone d'étude.
- L'estimation des besoins en eau de notre zone d'étude dans le chapitre II.
- L'étude des réservoirs dans le chapitre III.
- Le choix du tracé et l'étude de dimensionnement du réseau d'adduction dans le chapitre IV.
- L'étude de pompage dans le chapitre V.
- Pose et protection des canalisations dans le chapitre VI.
- Organisation de chantier et devis estimatif du projet dans le chapitre VII.

Et pour clôturer, nous établissons une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

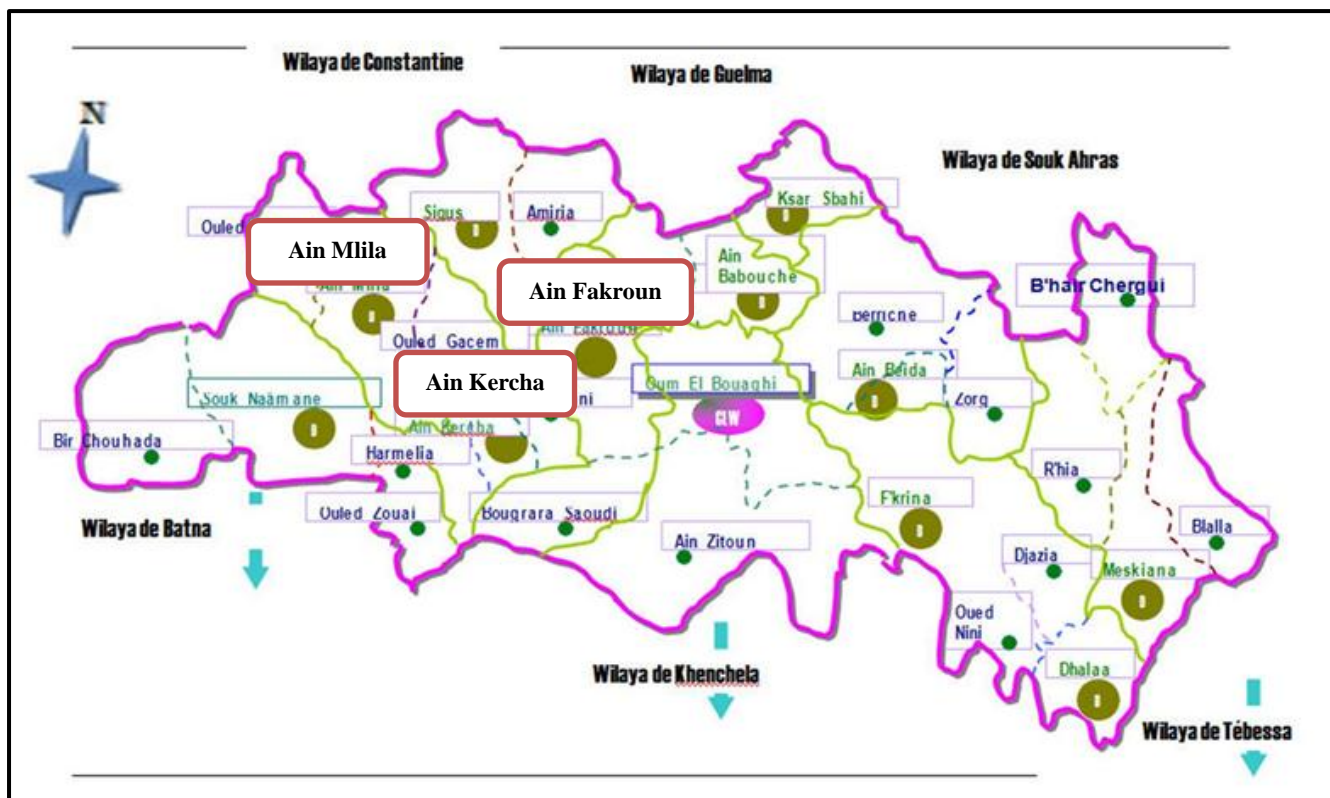
Introduction :

La projection de n'importe quel système d'alimentation en eau potable nécessite comme étude préliminaire, de connaître les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de ce projet d'adduction; des points de vue géographique, démographique, climatologique, topographique, géologique et surtout hydraulique.

I.1. Situation géographique :

La zone d'étude est située à l'Ouest de la wilaya d'Oum El Bouaghi dans les hautes plaines constantinoises au centre de l'Est Algériens. Elle est comprise entre l'Atlas Tellien au Nord, représenté par les monts de Sebkhata Es Sellaoua, et l'Atlas Saharien au Sud, représenté par les monts de Tébessa et de Nemenchas. Elle est limitée :

- Au Nord par la wilaya de Guelma, Constantine et Souk Ahras.
- A l'Ouest par la wilaya de Mila.
- Au Sud par la wilaya de Batna et Khenchela.
- A l'Est par la wilaya de Tébessa.



Source : DRE Oum El Bouaghi

Figure I.1: Situation administrative de la zone d'étude.

La zone du projet englobe les agglomérations des villes ; Ain Kercha, Ain Mlila et Ain Fakroun qui se situent sur l'axe Est – Ouest le long de la route nationale N°10 et N° 100. La ville d'Ain Kercha se trouve à 18 Km de la ville d'Ain Mlila et à 20 Km de la ville d'Ain Fakroun, au milieu de ces deux villes. Le site du barrage d'Ourkiss est situé à environ 25 Km au Sud de la ville d'Ain Fakroun.



Source: Google Earth 14/07/2020

Figure I.2: Image satellitaire de la zone d'étude.

I.2. Monographie et habitant :

La zone d'étude est structurée par une agglomération constituée d'habitations collectives et individuelles. Le lieu urbain est caractérisé par des concentrations de population et d'habitations très variables.

La superficie de la zone d'étude est de 661 Km² comptant 176100 habitants au dernier recensement. Elle se caractérise par un taux d'accroissement de l'ordre de 1,9 % et une densité moyenne de 262 hab / Km². Le nombre d'habitant des villes concernés par notre étude est représenté par le tableau suivant :

Tableau I.1 : Population par commune à l'année de recensement 2008.

Agglomération	Population en 2008 (habitants)
Ain Kercha	32377
Ain Mlila	88441
Ain Fakroun	55282
Total	176100

Source : APC Oum El Bouaghi

I.3. Situation climatologique :

I.3.1. Climat :

Il est de type continental, les vents sont d'Ouest est glaciaux en hiver. Des chutes de neige sont observées également en cette saison avec le maximum de pluviométrie. Des gélés importantes caractérisent la saison du printemps alors que l'été est sec et chaud avec un maximum de valeur de température. Des précipitations sont souvent sous forme d'orage en été et en automne.

I.3.2. Pluviométrie :

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique couvrant les données de la période (1985-2000), la répartition des pluies est représenté par le tableau suivant :

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la zone d'étude (1985-2000).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
P_{moy} (mm)	90	62	44	33	25	7	3	4	16	35	37	98

Source : ONM Oum El Bouaghi

I.3.3. Température :

Les températures moyennes mensuelles de notre région sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles (1985-2000).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
T _{moy} (C°)	7	7	11	14	21	24	28	27	23	17	10	6

Source : ONM Oum El Bouaghi

I.3.4. Humidité relative :

L'humidité relative de l'air varie beaucoup d'un mois à l'autre autour de la valeur moyenne. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15% les jours de siroco et atteint les 100% les jours de brouillard.

Les variations mensuelles de l'humidité relative sont indiquées dans le tableau ci-après.

Tableau I.4 : Variations mensuelles de l'humidité dans l'air (1985-2000).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
Humidité relative(%)	46,4	53,3	47,1	46,2	45,3	33,5	32,4	31,6	48,9	51,7	54,8	49,2

Source : ONM Oum El Bouaghi

I.3.5. Vent :

Les vents dominants sont ceux de l'Ouest et Nord- Ouest, les vents du Nord en hiver sont souvent secs et froids et notamment, dans la zone d'étude, le siroco vent chaud et sec en provenance du Sahara.

Les variations mensuelles sont montrées par le tableau ci-dessous.

Tableau I.5 : Variations mensuelles des vitesses de vents.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
Vitesse de vent (m/s)	0,5	1,2	3,2	5,4	3,0	5,1	9,6	9,5	5,7	3,6	2,3	0,2

Source : ONM Oum El Bouaghi

Leur vitesse moyenne mensuelle est proche de 4,11 m/s.

I.4. Relief et géomorphologie :

Du point de vue morphologie, les ensembles physiques suivants peuvent être identifiés :

- Le point culminant de la zone d'étude est Djebel Guerioum à 1729 m près d'Ain Mlila. Il est aussi le plus élevé des hauts plateaux orientaux, Djebel Nif Ensser à 1540 m d'altitude au sud d'Ain Mlila, Djebel Fortas à 1477 m, Djebel Ras Erihane à 1426 m d'altitude, au sud d'Ain Kercha Djebel Hanou Kbir à 1345 m et le Rherour 1273 à m. Les pentes sont assez importantes variant entre 12 % et 25 % et les formations géologiques prédominantes sont généralement des strates calcaires intercalées dans des marnes.
- La plaine de la zone d'étude s'identifie par un relief doux, les formations sont beaucoup plus argilo – sableuses du miocène moyen, les altitudes se situent entre 850 m et 900 m, les pentes sont faibles (0 à 3 %). Les plaines sont recouvertes d'un manteau de matériel alluvionnaire.
- D'après les données topographiques précédentes on peut déduire que la zone d'étude est accidentée. Cela montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel et possibilité d'existence un risque d'écrêtement de la ligne de charge.

I.5. Géologie :

La région d'étude est située dans la zone tabulaire des hautes plaines constantinoises ; plus précisément dans le sillon de Seloua. La zone est recouverte des poudingues, des dépôts lacustres, et des croûtes calcaires, entourées par les formations à prédominance carbonatées (calcaire, calcaire marneux, et marnes). Le site de barrage « Ourkiss » est inscrit dans la formation de l'Aptien composée de calcaire, calcaire dolomitique compactes et durs à pendage aval.

I.6. Sismicité :

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. Le territoire Algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I: sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

La région d'Oum El Bouaghi est classée d'après les règles parasismiques algériennes dans la zone I: faible sismicité

I.7. Situation hydraulique :

I.7.1. Ressources en eau :

Les ressources souterraines sont représentées par des forages situés à travers toute la zone d'étude. Leurs caractéristiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : Caractéristiques des forages qui alimentent la zone d'étude.

Ville	Forage	Caractéristiques Groupe Electro Pompe (GEP)			Etat
		Débit (l/s)	Hauteur manométrique Totale (m)	Puissance (Kw)	
Ain Kercha	F1	08	150	15	Bon
	M2	14	130	15	Bon
	M3	22	100	45	Bon
	AK4	15	180	75	Bon
	B3	03	100	12	Bon
Ain Mlila	TS1	25	170	90	Assez bon
	TS2	25	105	50	Assez bon
	Fourchi B	80	80	110	Assez bon
	Fourchi C	12	80	110	Assez bon
	76 O3	15	70	55	Assez bon
	O-Zaid 1	15	120	-	Assez bon
	O-Zaid 2	14	120	-	Assez bon
	O-Belagl	20	140	-	Assez bon
	AM 1	07	25	15	Assez bon
	AM 2	10	38	15	Assez bon
AM 5	20	140	110	Assez bon	

Source : ADE Oum El Bouaghi

Tableau I.6 : Caractéristiques des forages qui alimentent la zone d'étude (suite).

Ville	Forage	Caractéristiques Groupe Electro Pompe (GEP)			Etat
		Débit (l/s)	Hauteur Manométrique Totale (m)	Puissance (Kw)	
Ain Fakroun	F1	14	100	37	Bon
	F2	16	100	37	Bon
	C8	20	130	30	Bon
	H22	22	120	45	Bon
	AF2	15	200	63	Bon

Source : ADE Oum El Bouaghi

I.7.2. Qualité de l'eau :

La qualité des eaux brutes a été appréhendée à partir des résultats des analyses physico-chimique effectuées le 17/01/2020 sur les eaux des quelques forages de la zone d'étude. Les caractéristiques des eaux brutes sont les suivantes :

Tableau I.7 : Résultats des analyses physico-chimiques des eaux brutes des quelques forages de la zone d'étude.

Forage	T (°C)	PH	Turbidité NTU	Conductivité $\mu\text{S/cm}$	TDS mg/l	Salinité g/l	NH4 mg/l	NO2 mg/l	PO4 mg/l
B3	24,9	7,15	0,46	683	332	0,3	0,06	< 0,01	< 0,01
AK5	25,3	6,89	19,9	2470	1252	1,3	0,08	< 0,01	< 0,01
TS1	25,0	7,10	0,10	835	408	0,4	0,07	< 0,01	< 0,01
TS2	24,7	7,05	0,10	666	324	0,3	0,06	< 0,01	< 0,01
Fourchi B	24,8	6,78	0,45	2720	1383	1,4	0,07	< 0,01	< 0,01
Fourchi C	24,7	6,99	0,11	809	395	0,4	0,08	< 0,01	< 0,01
76 O3	25,5	6,71	0,19	2780	1419	1,4	0,09	0,01	< 0,01
O-Zaid 1	24,37	7,17	0,12	621	302	0,3	0,08	< 0,01	< 0,01
AM 5	24,5	6,61	0,31	3910	2020	2,0	0,08	< 0,01	< 0,01
F1	21,6	7,22	0,44	1378	683	0,7	0,09	< 0,01	< 0,01

Source : ADE Oum El Bouaghi

Compte tenu des analyses effectuées, l'eau brute souterraine prélevée se caractérise par :

Paramètres organoleptique : Une turbidité faible pour tous les forages donc c'est une eau claire.

Paramètres physico-chimiques liés à la structure naturelle des eaux :

- Une minéralisation moyenne pour les forages : B3, TS, TS2, Fourchi C, O-Zaid 1 et très élevé pour les forages : AK5, Fourchi B, 76 O3, AM 5, F1. Cette minéralisation est caractéristique de la région d'Oum El Bouaghi, qui présente des sols sels, et une fois qu'il pleut, les eaux de ruissellement se chargent vraisemblablement en ces éléments pour donner ces fortes valeurs de conductivité.
- Des concentrations inacceptables de salinité pour les forages : AK5, Fourchi B, 76 O3 et AM 5, cela produit de l'eau calcaireuse qui laisse des dépôts et des couches sur les installations et à l'intérieur des tuyaux d'eau, aussi les savons et les détergents produisent moins de mousse avec de l'eau douce. Les fortes quantités de solides dissous peuvent également tacher les appareils ménagers et corroder les tuyaux et avoir un goût métallique.

Donc la plupart des réseaux d'approvisionnement en eau potable sont toujours colmatées par l'introduction du calcaire qui provient de ces forages, cette situation nécessite une rénovation des tronçons du réseau de distribution périodiquement et régulière.

Remarque : L'analyse de la qualité de l'eau a été faite sur la base de la norme Algérienne (voir l'annexe I.1).



Source : SRE Ain Fakroun

Figure I.4: Image représente le phénomène de l'introduction du calcaire dans une conduite d'AEP diamètre 400 mm.



Source : SRE Ain Fakroun

Figure I.3: Image représente le calcaire dans une conduite d'AEP PEHD diamètre 315mm.



Source : SRE Ain Fakroun

Figure I.5 : Image représente le calcaire dans une conduite d'AEP PEHD diamètre 160 mm.

I.7.3. Capacité de stockage :**I.7.3.1. Réservoirs :**

Les réservoirs existants permettent de recevoir les eaux et les distribuer.

Tableau I.8 : Caractéristiques des ouvrages de stockage.

Ville	Nature de l'ouvrage	Capacité (m ³)	Année de mise en service	Etat
Ain Kercha	Château d'eau	1000	2006	Assez bon
	Réservoir	40	-	Acceptable
	Château d'eau	800	2006	Assez bon
	Château d'eau	400	2006	Assez bon
Ain Mlila	Réservoir	500	1970	Acceptable
	Réservoir	2×1000	1981	Bon
	Réservoir	1500	1985	Bon
	Réservoir	2×2500	2006	Bon
	Réservoir	500	-	Acceptable
	Réservoir	150 + 75	-	Acceptable
Ain Fakroun	Réservoir	700	1978	Bon
	Château d'eau	2×275	1959	Bon
	Réservoir	1000	1995	Bon
	Réservoir	1000	1992	Bon
	Réservoir	500	2004	Bon

Source : DRE Oum El Bouaghi

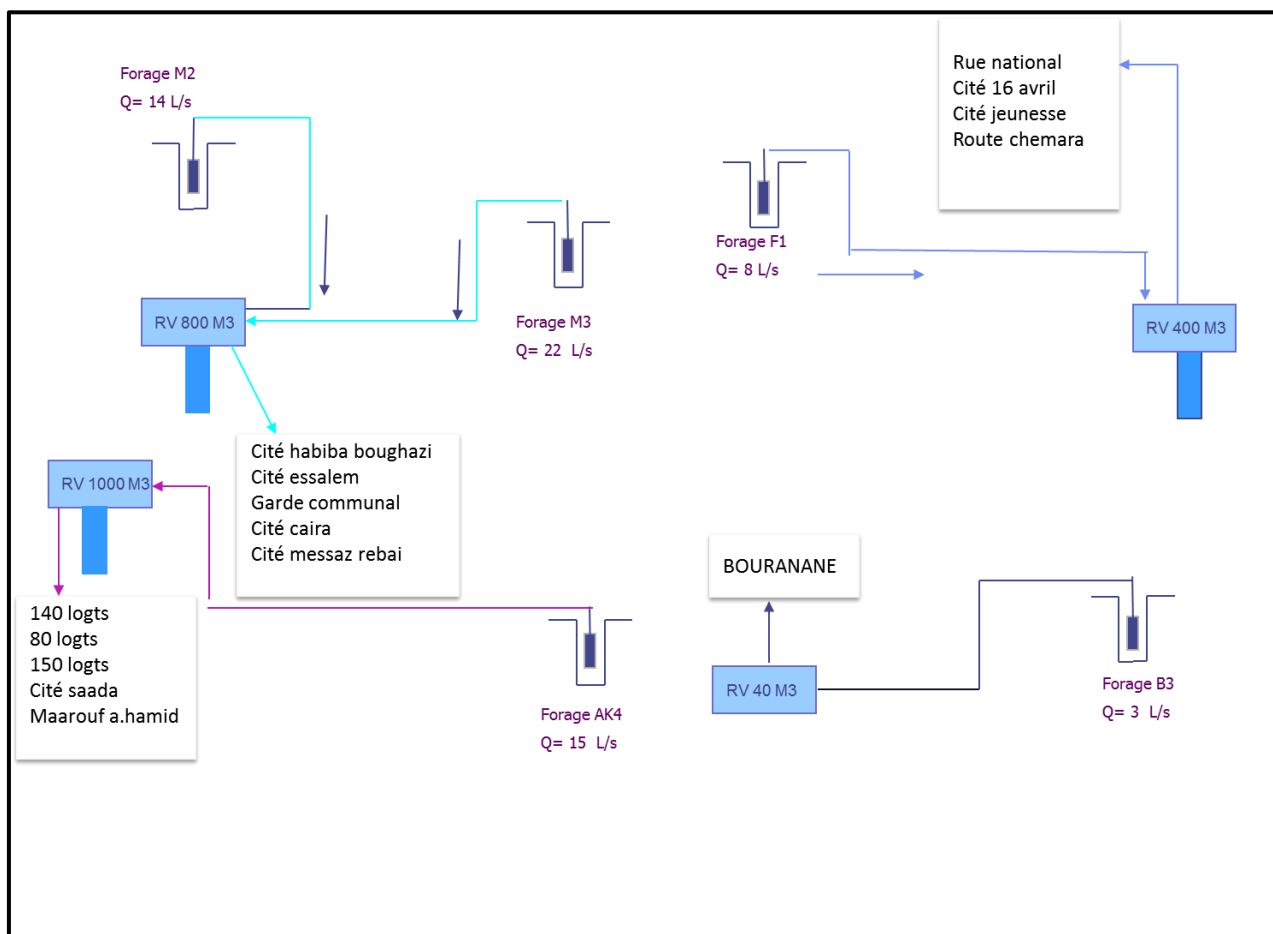
I.7.3.2. Bâche de reprise :

La zone d'étude contient trois (03) bâche de reprise répartissent comme suit :

Tableau I.9 : Caractéristiques des bâches de reprise.

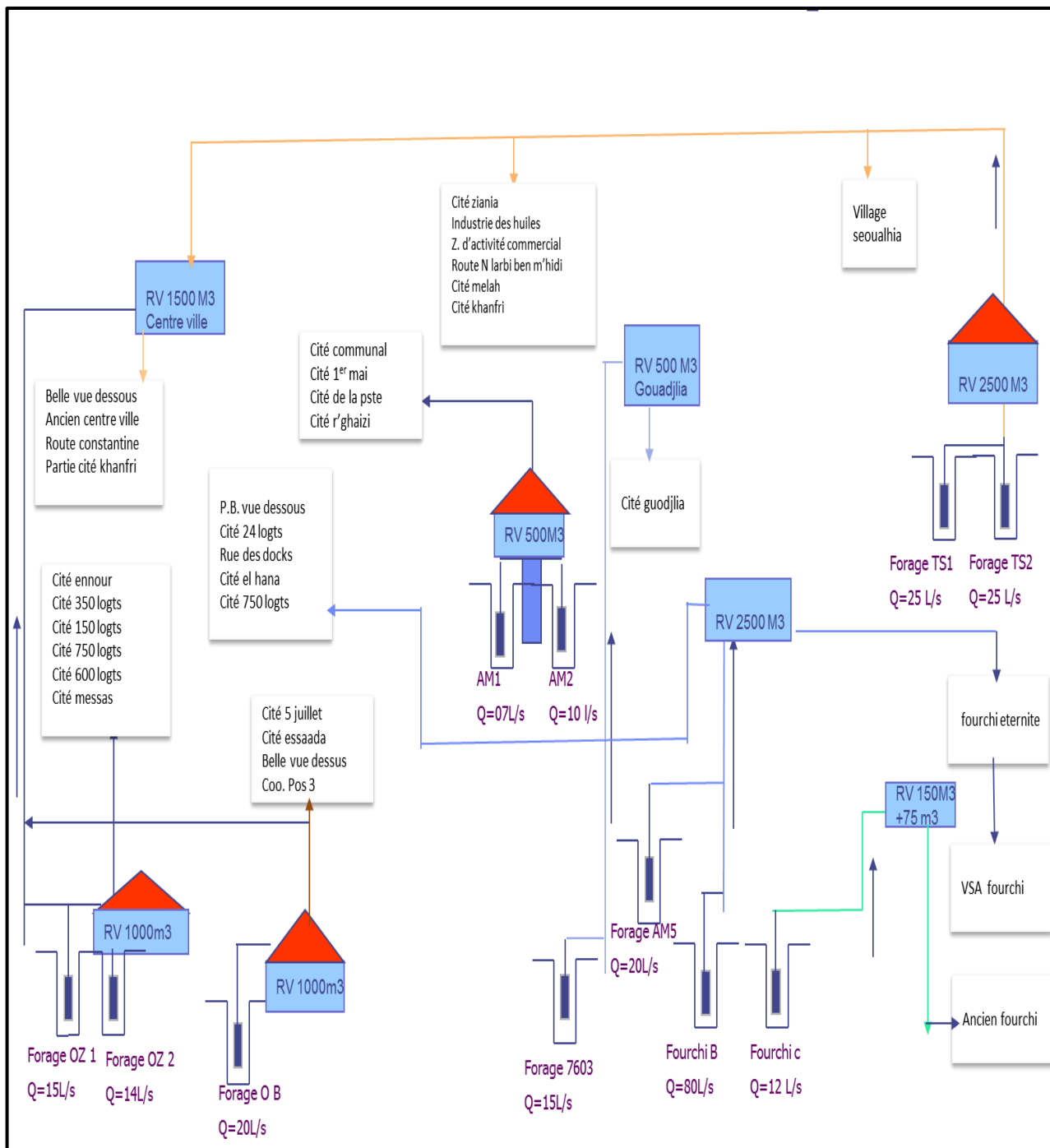
Désignation	Nom	Capacité (m ³)	Caractéristiques Groupe Electro Pompe (GEP)			Nombre de pompe	Année de mise en service
			Débit (l/s)	Hauteur manométrique totale (m)	Puissance (kw)		
Argoub	B 600	600	50	125	90	02	1987
Oum Kechrid	E 10	200	44	100	74	02	2006
Amezdour	C 8	100	25	100	55	02	2007

Source : DRE Oum El Bouaghi



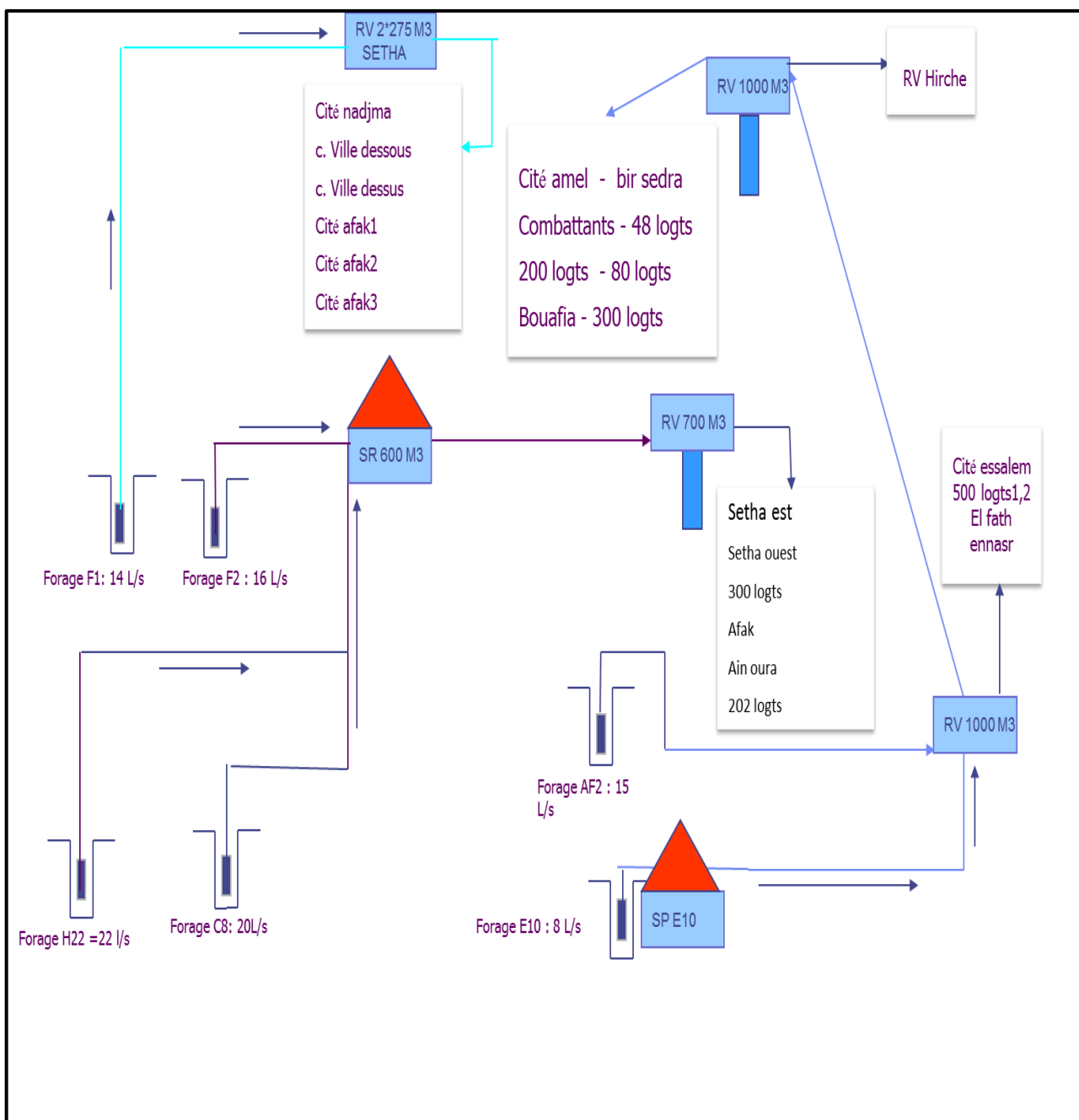
Source : ADE Oum El Bouaghi

Figure I.6 : Schéma d'adduction d'Ain Kercha.



Source : ADE Oum El Bouaghi

Figure I.7 : Schéma d'adduction d'Ain Mlila.



Source : ADE Oum El Bouaghi

Figure I.8 : Schéma d'adduction d'Ain Fakroun.

I.8. Barrage Ourkiss :

I.8.1. Système d'alimentation :

Le barrage d'Ourkiss est situé dans la wilaya d'Oum El Bouaghi, à environ 25 km au sud de la ville d'Ain Fakroun, à l'aval du confluent des Oueds El Kebir et Ourkiss, à travers djebel Oum Kechrid, le long de la route qui rejoint les localités d'Ain Fakroun et Boughrara. Ce barrage est alimenté à partir du barrage de Beni Haroun dans la wilaya de Mila grâce au bassin de Oued Athmania. Le transfert se fait par pompage moyennant 2 stations de pompes (Oued Seguine d'un $Q = 19,5 \text{ m}^3/\text{s}$ et Ain Kercha d'un $Q = 15,5 \text{ m}^3/\text{s}$) comme suit :

- Deux conduites sortent de Oued Athmania et arrivent jusqu'à la station de pompage de Oued Seguine de longueur 20 Km et de diamètre 2400 mm.
- De la station de Oued Seguine jusqu'à la station d'Ain Kercha aussi deux conduites de longueur 38 Km et de diamètre 2200 mm.
- Transfert à partir de l'aval de la station d'Ain Kercha jusqu'au barrage Ourkiss composé d'un tronçon de 28 Km de longueur et 1600 mm de diamètre.



Source : ANBT Oum El Bouaghi

Figure I.9 : Plan générale du transfert du complexe de Beni Haroun.

I.8.2. Caractéristique du barrage :➤ **Bassin versant :****Tableau I.10 :** Caractéristiques du bassin versant.

Superficie	62 km ²
Apport moyenne sur 25 ans	3,34 Hm ³
Longueur de l'Oued principal	10,2 km
Distance du bassin versant	6,9 km
Pente du bassin versant	1,1%
Périmètre du bassin versant	48 km
Temps de concentration	2,2 heures
Précipitation moyenne annuelle	400 mm
Evaporation moyenne annuelle	1548 mm

Source : ANBT Oum El Bouaghi

➤ **Les composantes du barrage Ourkiss****Tableau I.11 :** Caractéristiques principales des composantes du barrage Ourkiss.

Principales composantes du barrage		
La digue : en remblais avec noyaux argileux.	Cote de la crête	954,5 NGA
	Hauteur de la digue	40 m
	Longueur de la crête	407 m
	Largeur de la crête	08 m
Tour de prise : tour verticale cylindrique en béton armée avec un ouvrage d'entrée pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation	Diamètre intérieur	07 m
	Hauteur	36 m
	3 prises d'eau sur trois niveaux :	
	Prise supérieur	946,6 NGA
	Prise intermédiaire	938,2 NGA
	Prise inférieur	930,5 NGA

Tableau I.11: Caractéristiques principales des composantes du barrage Ourkiss (suite).

Principales composantes du barrage		
Vidange de fond : Galerie en béton armé avec deux compartiments (niveaux) : ✓ Supérieure pour les conduites d'AEP et l'irrigation. ✓ Inferieur pour la vidange de fond Et un dissipation d'énergie à ciel ouvert à l'aval de la galerie	Longueur	170 m
	Cote de seuil de prise d'eau	923 NGA
	Débit	33 m ³ /s
	Section de l'ouvrage : ovoïdale	
	Hauteur	6,10 m
	Largeur	5,50 m
	Deux vannes glissantes	
Vanne de garde	500 mm	
Vanne de réglage et de mesure des débits	300 mm	
Evacuateur de crues : situé sur le flanc gauche, il est constitué d'un déversoir latérale de 35 m de longueur qui se déverse dans un coursier de section trapézoïdale de 190 m de longueur	Longueur de crête	35 m
	Longueur de coursier	170 m
	Débit maximal à PHE	350 m ³ /s
	Volume de béton	2200 m ³
	Niveau du seuil	951,6 m
	Revanche	0,7 m

Source : ANBT Oum El Bouaghi

I.8.3. Origine et qualité de l'eau brute :

Les analyses des eaux de l'Oued Ourkiss ont été faites pour évaluer l'état actuel de la qualité des eaux et pour définir les risques de pollution des eaux du barrage, et son origine.

Tableau I.12 : Résultat des analyses des prélèvements à partir du barrage Ourkiss.

Paramètres	Analyses	Unités	Valeur mesurée	Valeurs OMS
Paramètres organoleptiques	Couleur	mg/l de platine	-	Au maximum 25
	Turbidité	NTU	6	Au maximum 2
Paramètre physico-chimiques	PH	-	7,05	6,5-8,5
	Conductivité	$\mu\text{S}/\text{cm}$	1395	Au maximum 2800
	Température	$^{\circ}\text{C}$	10	≤ 15
	Chlorure (Cl^-)	mg/l	163	200 à 500
	Sulfates (SO_4^{2-})	mg/l	37	200 à 400
	Magnésium (Mg^{2+})	mg/l	07	150
	Sodium (Na^+)	mg/l	-	200
	Potassium (K^+)	mg/l	-	20
	Calcium (Ca^{2+})	mg/l	130	75 à 200
	Dureté totale	mg/l CaCO_3	390	100 à 500
Substance Indésirables	Nitrates (NO_3^-)	mg/l	14	Au maximum 50
	Ammonium (NH_4^+)	mg/l	0,07	Au maximum 0,5
	Nitrites (NO_2^-)	mg/l	<0,01	Au maximum 0,1
	Titre Alcalimétrique complet (TAC)	mg/l CaCO_3	17	-
	Fer	mg/l	0,07	Au maximum 0,3
	Manganese	mg/l	-	Au maximum 0,5

Source : ADE Oum El Bouaghi

Turbidité : la mesure de turbidité permet de préciser les informations visuelles sur l'eau, c'est la présence des matières en suspension (argile, limons, les particules, les micro-organismes...). Notre turbidité est 6 donc c'est une eau légèrement trouble.

Conductivité électrique : la mesure de la conductivité permet d'apprécier la quantité de sels dissous dans l'eau, d'après les résultats trouvés notre eau est très minéralisée.

La dureté totale : la dureté de l'eau est due à la présence de calcium et dans une moindre mesure, de magnésium. On l'exprime généralement en quantité équivalente de carbonate de calcium. Notre dureté est supérieure 200 mg/l donc c'est une eau très dure et peut provoquer l'entartrage CaCO_3 (excès calcaire) du système de distribution et entraîner une consommation excessive de savon avec formation d'écume.

Chlorure (Cl^-), Magnésium (Mg^{2+}), Sulfates (SO_4^{2-}), Calcium (Ca^{2+}) : d'après la grille normative de la qualité de l'eau appliquée en Algérie (Annexe I.1), ces paramètres présentent des teneurs qui classent les eaux dans la catégorie de qualité bonne à moyenne.

Nitrates (NO_3^-), Nitrites (NO_2^-), Ammonium (NH_4^+), Fer : les valeurs de ces paramètres sont acceptables donc les eaux sont bonnes.

☞ Donc d'après ce qui a été montré le barrage Ourkiss nécessite une station de traitement.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la zone d'étude et de déterminer les données nécessaires du point de vue topographie, géologie démographie ainsi que la situation hydraulique actuelle. Notre projet est venu à point nommé comme une solution aux problèmes liés au colmatage des conduites par le calcaire et aussi à la pénurie d'eau.

CHAPITRE II :

*Evaluation de la demande en
eau*

Chapitre II : Evaluation de la demande en eau

Introduction :

L'objectif principal de ce chapitre est l'estimation des besoins en eau de la population de notre zone d'étude. Ceci, en tenant compte de l'évolution démographique et en adoptant la dotation domestique de consommation adéquate.

II.1. Evaluation de la population :

Le nombre d'habitants, pour les différents horizons de calcul, est estimé à base du recensement général de la population et de l'habitant RGPH de 2008 et moyennant la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

- P_n : Nombre d'habitant à l'horizon d'étude (l'an 2050 pour notre cas) ;
- P_0 : Nombre d'habitants à l'année de référence ;
- τ : Taux d'accroissement qui est égal à 1,9 % (selon L'ONS) ;
- n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon d'étude (30 ans pour notre cas).

La variation de la taille de la population, pour les différents horizons d'étude et pour chaque région de notre zone d'étude, est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Evolution de la population en différents horizons.

Agglomérations	2008 référence	2020 Actuel	2025 court terme	2035 moyen terme	2050 long terme
Ain Kercha	32377	40581	44586	53819	71375
Ain Mlila	88441	110852	121791	147013	194970
Ain Fakroun	55282	69291	76129	91895	121872
Total	176100	220724	242506	292727	388217

Les résultats calculés dans le tableau sont illustrée dans la figure suivante :

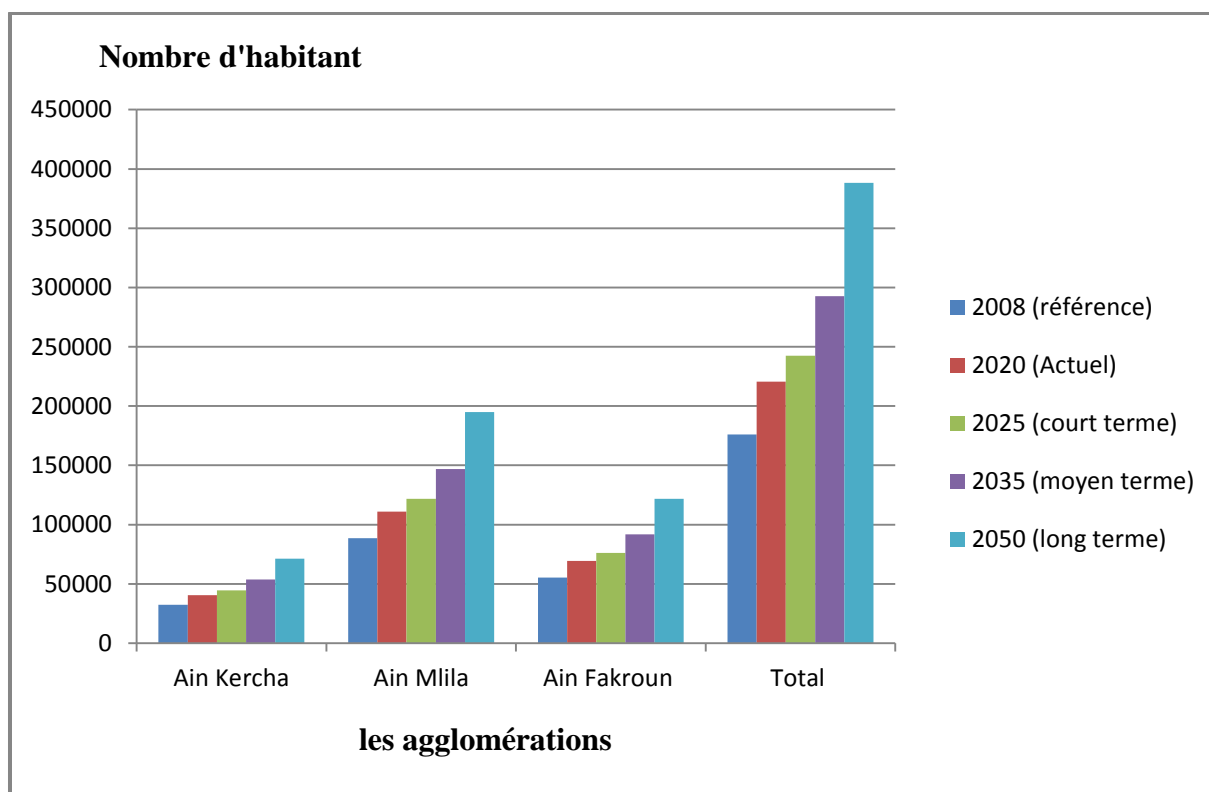


Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons.

II.2. Estimation des besoins en eau :

II.2.1. Choix de la dotation domestique :

L'évaluation des besoins en eau nous exige de fixer une norme appelée la dotation, celle-ci est définie selon le plan national de l'eau (PNE) comme étant la quantité moyenne d'eau consommée par jour et par usager formant le type de consommateur. Elle est déterminée en fonction du :

- niveau de vie de l'agglomération ;
- nombre d'habitants ;
- ressources existantes et exploitables.

Vu que notre zone d'étude représente une grande agglomération de type urbaine, toute fois vu la disponibilité de la ressource, et selon les recommandations de la DRE de Oum El Bouaghi, il convient de donner une dotation de **150 l/j/hab.**

II.2.2. Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{N_i \times D_i}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II-2})$$

Avec : $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

N_i : nombre d'habitant (hab).

D_i : dotation journalière en l/j/hab.

Les Besoins domestiques pour les différents horizons sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Estimation des débits moyens domestiques.

Agglomération	Population en 2050	Dotation (l/j/hab)	Débit domestique (m ³ /j)
Ain Kercha	71375	150	10706,25
Ain Mlila	194970		29245,5
Ain Fakroun	121872		18280,8
Total	388217		58232,55

II.2.3. Besoins d'équipements :

Les besoins publics sont estimés par l'application directe aux dotations unitaires domestiques un coefficient de majoration spécifique à chaque catégorie d'usagers.

Le tableau ci-après récapitule les différents coefficients de majoration à attribuer :

Tableau II.3 : Coefficient de majoration selon la typologie de l'agglomération.

Taux de majorations d'autres usagers %	Taux administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux totale
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15

Source : DRE Oum El Bouaghi

Comme notre zone d'étude est de type urbain, le coefficient de majoration est estimé à 40%.

Les résultats de calculs des besoins d'équipements sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Estimation des débits moyens des équipements.

Agglomération	Débit domestique (m ³ /j)	Coefficient de majoration %	Débit d'équipement (m ³ /j)
Ain Kercha	10706,25	40	4282,5
Ain Mlila	29245,5		11698,2
Ain Fakroun	18280,8		7312,32
Total	58232,55		23293,02

II.2.4. Bilan des besoins moyens en eau :

Le bilan de la consommation moyenne journalière de notre agglomération est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des consommations journalières totales.

Agglomération	Débit domestique (m ³ /j)	Débit d'équipement (m ³ /j)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
Ain Kercha	10706,25	4282,5	14988,75
Ain Mlila	29245,5	11698,2	40943,7
Ain Fakroun	18280,8	7312,32	25593,12
Total	58232,55	23293,02	81525,57

A l'horizon 2050, les besoins moyens journaliers totaux de notre agglomération sont estimés à **81525,57 m³/j**, soit un débit de **943, 58 l/s**.

II.3. Variation de la consommation journalière :

II.3.1. Evaluation de la consommation maximale journalière :

II.3.1.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximal :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximal noté $K_{\max, j}$ représente le rapport entre la consommation journalière maximale et moyenne, varie entre 1,1 et 1,3, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne journalière. Nous pouvons écrire :

$$K_{\max, j} = \frac{Q_{\max, j}}{Q_{\text{moy}, j}} \quad (\text{II-3})$$

- $Q_{\max, j}$: consommation maximale journalière (m³/j).
- $Q_{\text{moy}, j}$: consommation moyenne journalière (m³/j).

Avec : $K_{\max, j} = [1,1 - 1,3]$.

On prend $K_{\max, j} = 1,3$

II.3.1.2. Débit maximal journalier :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale, il est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaire ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage. Tel que :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy}, j} \quad (\text{II-4})$$

D'où : $Q_{\max, j} = 1,3 \times Q_{\text{moy}, j}$

Les résultats d'évaluation de la consommation maximale journalière sont représentés dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : Evaluation des débits maximums journaliers.

Agglomération	$Q_{moy, j}$ (m^3/j)	$K_{max, j}$	$Q_{max, j}$ (m^3/j)
Ain Kercha	14988,75	1,3	19485,38
Ain Mlila	40943,7	1,3	53226,81
Ain Fakroun	25593,12	1,3	33271,05
Total	81525,57	1,3	105983,24

II.3.2. Evaluation de la consommation minimale journalière :

II.3.2.1. Coefficient d'irrégularité journalière minimal :

Le coefficient d'irrégularité journalière minimale noté $K_{min, j}$ représente le rapport entre la consommation journalière minimale et moyenne, varie entre 0,7 et 0,9, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min, j} = \frac{Q_{min, j}}{Q_{moy, j}} \quad (II-5)$$

- $Q_{min, j}$: consommation minimale journalière (m^3/j).
- $Q_{moy, j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j).

Avec : $K_{min, j} = [0,7 - 0,9]$.

On prend $K_{min, j} = 0,8$

II.3.2.2. Débit minimal journalier :

C'est le débit du jour de la plus faible consommation pendant l'année :

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

D'où : $Q_{min, j} = 0,8 \times Q_{moy, j}$

Les résultats de la consommation minimale journalière sont représentés dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Evaluation des débits minimaux journaliers.

Agglomération	$Q_{\text{moy, j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{min, j}}$	$Q_{\text{min, j}}$ (m^3/j)
Ain Kercha	14988,75	0,8	11991
Ain Mlila	40943,7	0,8	32754,96
Ain Fakroun	25593,12	0,8	20474,50
Total	81525,57	0,8	65220,46

II.4. Variation des débits horaires :

II.4.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{Q_{\text{max, j}}}{24} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire (m^3/h).
- $Q_{\text{max, j}}$: débit maximum journalier (m^3/j).

II.4.2. Débit maximal horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} \times Q_{\text{moy, h}} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire (m^3/h).
- $K_{\text{max, h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire.

➤ Coefficient d'irrégularité maximale horaire :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} .

Tel que :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \tag{II-9}$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local

Pour notre cas, nous adoptons un coefficient : $\alpha_{\max} = 1,3$.

- β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II.8 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Population $\times 10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Source : polycopie SALAH.B

II.4.3. Débit minimal horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min, h} = K_{\min, h} \times Q_{\text{moy, h}} \tag{II-10}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire (m^3/h).
- $K_{\min, j}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire.

➤ Coefficient d'irrégularité minimale horaire :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire, nous pouvons le calculer en utilisant la relation suivante :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \tag{II-11}$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail. Il varie de 0,4 à 0,6

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,6$

- β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.9 : Variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Population $\times 10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Source : polycopie SALAH.B

Les calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.10 : Calculs des débits maximaux horaires.

Agglomération	Population en 2050	α_{max}	β_{max}	$K_{max, h}$	$Q_{moy, h}$ (m^3/h)	$Q_{max, h}$ (m^3/h)
Ain Kercha	71375	1,3	1,1	1,43	811,89	1161
Ain Mlila	194970	1,3	1,03	1,34	2217,78	2971,83
Ain Fakroun	121872	1,3	1,03	1,34	1386,29	1857,63
Total	388217	1,3	1	1,3	4415,97	5740,76

Tableau II.11: Calculs des débits minimaux horaires.

Agglomération	Population en 2050	α_{min}	β_{min}	$K_{min, h}$	$Q_{moy, h}$ (m^3/h)	$Q_{min, h}$ (m^3/h)
Ain Kercha	71375	0,6	0,7	0,42	811,89	340,99
Ain Mlila	194970	0,6	0,83	0,49	2217,78	1086,71
Ain Fakroun	121872	0,6	0,83	0,49	1386,29	679,28
Total	388217	0,6	1	0,6	4415,97	2649,58

II.5. 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 dans l'annexe II.1 (régime de consommation des agglomérations).

Remarque :

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

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = (C_h\% \times Q_{\max,j}) / 100 \quad (\text{II-12})$$

Avec :

- Q_h : Débit horaire nécessaire (m^3/h).
- $Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/h).
- $C_h\%$: pourcentage horaire.

Etant donné que notre zone d'étude comprend trois (03) villes, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2050 :

- L'agglomération de la ville d'Ain Kercha a un nombre d'habitants compris entre 50000 et 100000 correspondent à la troisième colonne de répartition.
- Les deux agglomérations à savoir Ain Mlila, Ain Fakroun ont des nombres d'habitants >100000 donc ces consommations oscillent selon la quatrième colonne de répartition horaire

Les résultats de calcul de la variation de la consommation par heure sont donnés dans les tableaux : **II.12, II.13, II.14.**

Tableau II.12 : Variation des débits horaires de la ville Ain Kercha.

Heures	$Q_{\max, j} = 19732,71 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3	584,56	3	584,56
1-2	3,2	623,53	6,2	1208,09
2-3	2,5	487,13	8,7	1695,23
3-4	2,6	506,62	11,3	2201,85
4-5	3,5	681,99	14,8	2883,83
5-6	4,1	798,90	18,9	3682,74
6-7	4,5	876,84	23,4	4559,58
7-8	4,9	954,78	28,3	5514,36
8-9	4,9	954,78	33,2	6469,14
9-10	5,6	1091,18	38,8	7560,33
10-11	4,8	935,30	43,6	8495,62
11-12	4,7	915,81	48,3	9411,44
12-13	4,4	857,36	52,70	10268,79
13-14	4,1	798,90	56,80	11067,69
14-15	4,2	818,39	61,00	11886,08
15-16	4,4	857,36	65,40	12743,44
16-17	4,3	837,87	69,70	13581,31
17-18	4,1	798,90	73,80	14380,21
18-19	4,5	876,84	78,30	15257,05
19-20	4,5	876,84	82,80	16133,89
20-21	4,5	876,84	87,30	17010,74
21-22	4,8	935,30	92,10	17946,03
22-23	4,6	896,33	96,70	18842,36
23-24	3,3	643,02	100,00	19485,38

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la ville Ain Kercha est de **1091.18 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

Tableau II.13 : Variation des débits horaires de la ville Ain Mlila.

Heures	$Q_{\max, j} = 61727,21 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	1783,10	3,35	1783,10
1-2	3,25	1729,87	6,6	3512,97
2-3	3,3	1756,48	9,9	5269,46
3-4	3,2	1703,26	13,1	6972,71
4-5	3,25	1729,87	16,35	8702,59
5-6	3,4	1809,71	19,75	10512,30
6-7	3,85	2049,23	23,60	12561,53
7-8	4,45	2368,59	28,05	14930,12
8-9	5,2	2767,79	33,25	17697,92
9-10	5,05	2687,95	38,30	20385,87
10-11	4,85	2581,50	43,15	22967,37
11-12	4,6	2448,43	47,75	25415,80
12-13	4,6	2448,43	52,35	27864,24
13-14	4,55	2421,82	56,90	30286,06
14-15	4,75	2528,27	61,65	32814,33
15-16	4,7	2501,66	66,35	35315,99
16-17	4,65	2475,05	71,00	37791,04
17-18	4,35	2315,37	75,35	40106,40
18-19	4,4	2341,98	79,75	42448,38
19-20	4,3	2288,75	84,05	44737,14
20-21	4,3	2288,75	88,35	47025,89
21-22	4,2	2235,53	92,55	49261,41
22-23	3,75	1996,01	96,30	51257,42
23-24	3,7	1969,39	100,00	53226,81

Le débit de de pointe $Q_{\max, h}$ pour la ville Ain Mlila est de **2767,79 m^3/h** et survient entre 8h et 9h.

Tableau II.14 : Variation des débits horaires de la ville Ain Fakroun.

Heures	$Q_{\max, j} = 33517,30 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	1114,58	3,35	1114,58
1-2	3,25	1081,31	6,6	2195,89
2-3	3,3	1097,94	9,9	3293,83
3-4	3,2	1064,67	13,1	4358,51
4-5	3,25	1081,22	16,35	5439,82
5-6	3,4	1131,22	19,75	6571,03
6-7	3,85	1280,94	23,60	7851,97
7-8	4,45	1480,56	28,05	9332,53
8-9	5,2	1730,09	33,25	11062,62
9-10	5,05	1680,19	38,30	12742,81
10-11	4,85	1613,65	43,15	14356,46
11-12	4,6	1530,47	47,75	15886,93
12-13	4,6	1530,47	52,35	17417,39
13-14	4,55	1513,83	56,90	18931,23
14-15	4,75	1580,37	61,65	20511,60
15-16	4,7	1563,74	66,35	22075,34
16-17	4,65	1574,1	71,00	23622,45
17-18	4,35	1447,29	75,35	25069,74
18-19	4,4	1463,93	79,75	26533,66
19-20	4,3	1430,66	84,05	27964,32
20-21	4,3	1430,66	88,35	27394,97
21-22	4,2	1397,38	92,55	30792,36
22-23	3,75	1247,66	96,30	32040,02
23-24	3,7	1231,03	100,00	33271,05

Le débit de de pointe $Q_{\max, h}$ pour la ville Ain Fakroun est de **1730,09m³/h** et survient entre 8h et 9h.

II.6. Calcul de déficit de consommation :

Les localités d'Ain Kercha, Ain Mlila et Ain Fakroun connaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2050), il nous convient de déterminer le déficit par lequel nous dimensionnons le réseau d'adduction.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente le déficit pour chaque localité.

Tableau II.15 : Tableau des déficits à combler à l'an 2050.

Localité	Besoins en eau à l'an 2050 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
Ain Kercha	19485,38	5356,8	14128,58
Ain Mlila	53226,81	20995,2	32231,61
Ain Fakroun	33271,05	7516,8	25754,25
Total	105983,24	33868,8	72114,44

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2050, est de 72114,44 m³/j.

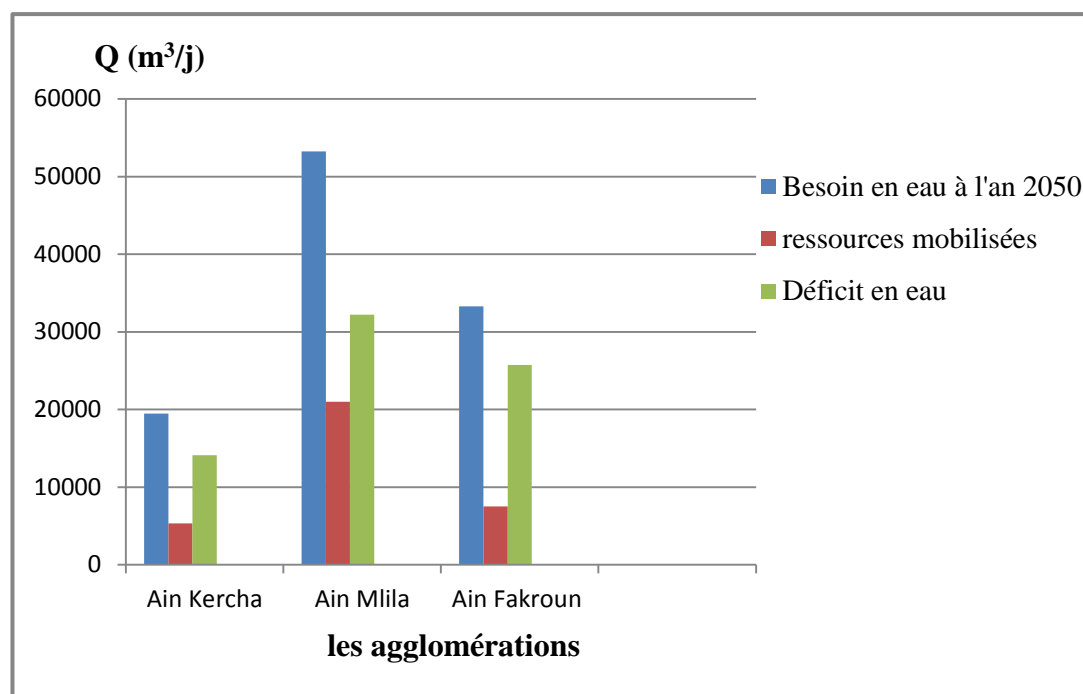


Figure II.2 : Bilan ressource disponibles – besoin à l'horizon 2050 pour chaque région.

Conclusion :

Le débit total d'exploitation des forages dans l'ensemble des localités concernées par notre étude est un débit très faible $33868,8 \text{ m}^3/\text{j}$, donc pour combler les besoins en eau à estimés à l'horizon de projet 2050 qui sont de $105983,24 \text{ m}^3/\text{j}$, il est nécessaire de transférer la quantité qui manque à partir du barrage Ourkiss.

Afin de transférer cette quantité d'eau vers les consommateurs il est indispensable de déposer des ouvrage de stockages, station de pompage ainsi que de dimensionner l'adduction à partir de ce barrage qui est l'objectif de notre travail.

CHAPITRE III:

Etude d'adduction

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction :

L'approvisionnement en eau pour tout réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par pompage, gravitaire ou mixte. L'adduction étant définie comme le transport de l'eau depuis le point de captage jusqu'au point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Le transfert d'eau à partir du barrage Ourkiss vers les communes d'Ain Kercha Ain Mlila et Ain Fakroun afin de satisfaire les besoins en eau de ces communes, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico-économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

III.1. Type d'adduction : [1]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

III.1.1. 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.

III.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydrauliques. 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.

III.1.3. 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 tampon.

III.2. Adduction et type d'écoulement : [2]

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2. Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.3. Choix du tracé :**III.3.1. Généralités :**

Le choix du tracé est une procédure délicate. Car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court que possible ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Eviter les traversées d'Oueds, les routes, les voies ferrées et les terrains trop accidentés ou rocheux autant que possible ;
- 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 ;
- Choisir un terrain stable le long du tracé ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

III.3.2. Description du tracé de l'adduction :

Le point de départ de l'adduction est la station de pompage SP1 placée sur le site de la station de traitement, qui assure la mise en charge nécessaire pour atteindre le réservoir tampon d'Ourkiss au point culminant à 1050 mNGA.

A la sortie du réservoir tampon l'adducteur redescendra en ligne droite pour aller rejoindre la route d'accès au barrage puis gagner ensuite le col situé à la côte 1030 mNGA. Par la suite la conduite longera la route d'accès (sur sa partie gauche en descendant) puis passera sur le col situé aux environs de la côte 1008 mNGA pour ensuite aller rejoindre le point de départ de l'antenne desservant le réservoir d'Ain Fakroun (point A). Cette antenne aura une longueur voisine de 50 m jusqu'au point de raccordement avec le réservoir à la côte 977 mNGA.

A partir de là, l'adducteur prendra la direction Ouest en passant à proximité du franchissement existant sur l'ancienne voie ferrée. Au-delà, la conduite poursuivra plein Ouest en traversant la nouvelle voie de chemin de fer et finalement la RN 100. Ensuite la conduite cheminera le long de la RN jusqu'à dépasser le village de Henchir El Akmen, puis le village de Henchir Tourkia. Par la suite, la conduite repiquera vers le Nord dans des zones faiblement agglomérées pour aller traverser la voie ferrée. Après le passage de cette voie (point B), une antenne sera tirée vers le site du nouveau réservoir permettant l'alimentation d'Ain Kercha.

Par la suite l'adducteur suivra la voie ferrée en partie Nord au-delà de la carrière en exploitation située à l'Ouest d'Ain Kercha. L'adducteur recroisera la voie de chemin de fer au sud de Koudiat Tiseradjet. Le tracé poursuivra en ligne droite, dans l'alignement du réservoir existant d'Ain Mlila. A l'entrée du village de Fourchi, l'adducteur traversera une voie ferrée. Elle empruntera par la suite une route existante au travers d'un lotissement, pour rejoindre l'emplacement du nouveau réservoir d'Ain Mlila.

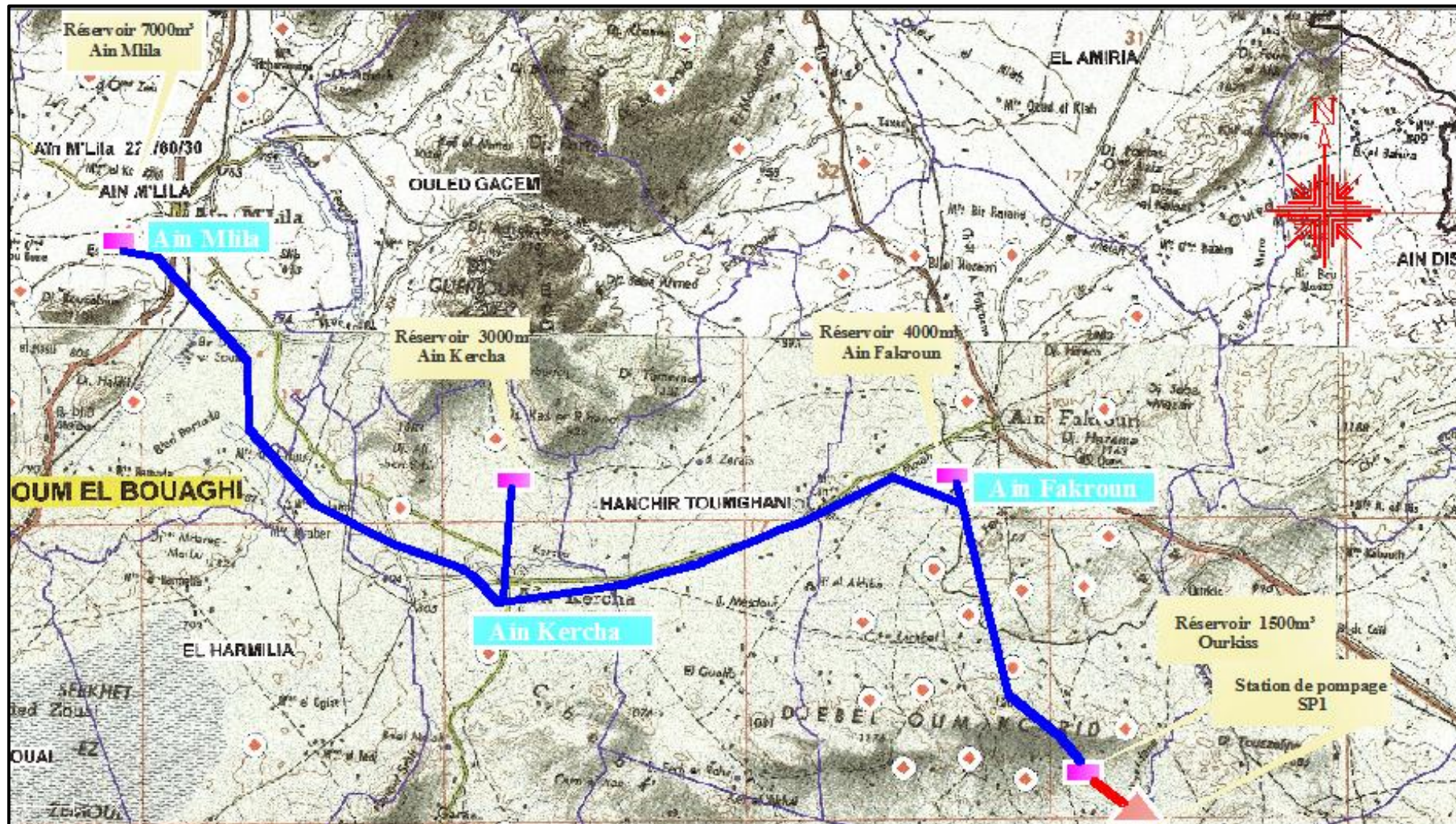


Figure III.1: Plan de situation du tracé de l'adduction de transfert Oukiss vers Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain Mlila.

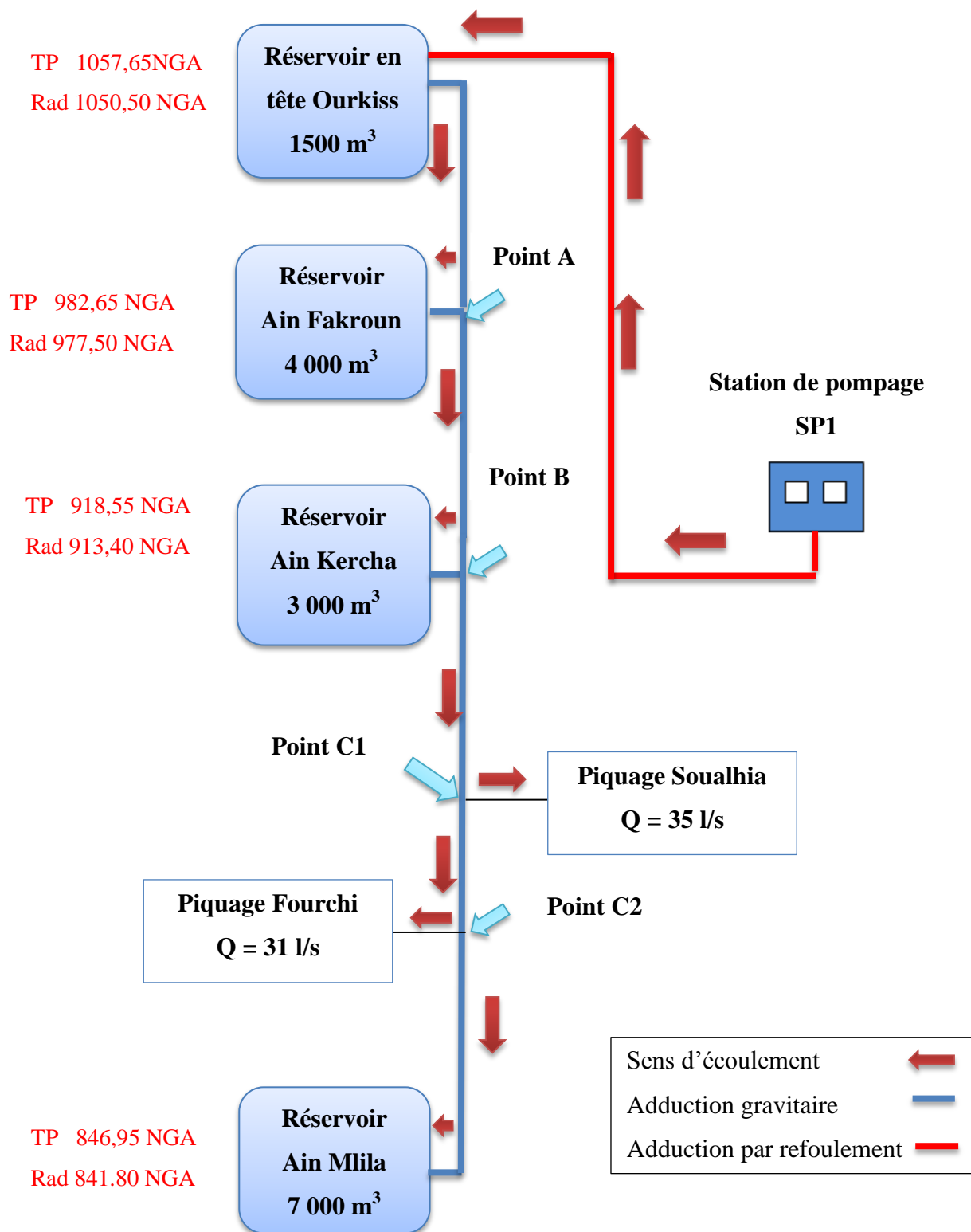


Figure III.2 : Schéma verticale de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain Mlila

III.4. Choix du matériau de la conduite :

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites représente une des options fondamentales du projet, il dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

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

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installations ;
- Les revêtements ;
- La disponibilité ;
- Du prix unitaire ;
- Du type de sol.

Dans les « gros » diamètres et les pressions supérieures à 10 bars, trois types de matériaux sont utilisés : l'acier, le béton, la fonte. Pour les conduites de distribution on peut rajouter le PEHD (polyéthylène à haute densité) et le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié).

❖ Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte, néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

❖ Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge la grande pression il est très sensible à la corrosion surtout lorsqu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

❖ PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, son collage se fait par chauffage. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

❖ Amiante ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eau potable. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

Dans notre projet, le PVC et le PEHD ne sont pas adaptés, donc on opte pour des conduites en fonte ductiles pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

- Souple et plus résistante ;
- Permet de supporter des pressions de service atteignant 25 bars ;
- Disponibilité dans le marché avec une gamme de diamètre appréciable;
- Différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites ;
- Durée de vie importante (environs de 75 ans).

III.5. Calcul hydraulique : [1] [3]

Le calcul hydraulique comporte des tronçons gravitaires et des tronçons par refoulement.

III.5.1. Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III -1})$$

ΔH_t : perte de charge totale (m) ;

K' : coefficient de perte de charge

L_e : longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_\varepsilon} \quad (\text{III -2})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_ε} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 \times \Delta h_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 \times L_g \quad (\text{III -3})$$

ΔH_t : perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau III.1: Coefficient K' , m et β pour différents type du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 - 2
plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III -4})$$

On opte pour des conduites en fonte et on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

➤ **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V \times S \Rightarrow Q = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} \text{ Ainsi } V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III -5})$$

Avec :

- Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s).
- S : section de la canalisation (m^2).
- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- D : diamètre de la conduite (m).

III.5.2. Cas de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économique des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

- Formule de BRESS : $D_{ec} = 1,5 \times \sqrt{Q}$ (III -6)

- Formule de BONNIN : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (III -7)

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque : la formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

❖ Détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses tenant compte de l'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations. On pourra ainsi tracer une courbe d'optimisation.

III.5.2.1. Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\mathbf{HMT} = \mathbf{H_g} + \sum \Delta \mathbf{h} \quad \text{(III -8)}$$

$\mathbf{H_g}$: Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta \mathbf{h}$: Somme des pertes de charges linéaires et singulières (m).

Nous avons dit précédemment que les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires, d'où :

$$\sum \Delta \mathbf{h} = 1,1 \times \Delta \mathbf{h}_p^{lin} \quad \text{(III -9)}$$

$\Delta \mathbf{h}_p^{lin}$: Perte de charge linéaire (m).

$$\Delta \mathbf{h}_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH)} \quad \text{(III -10)}$$

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{k_s}{D})^{-2} \quad \text{(III -11)}$$

k_s : rugosité absolue de la conduite ;

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\mathbf{k_s} = \mathbf{k_0} + \alpha \mathbf{T} \quad \text{(III -12)}$$

Avec :

- $\mathbf{k_0}$: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm (voir l'annexe III.1) ;
- α : Vieillessement déterminé à partir de l'abaque de « PETER- LAMONT »
 $\alpha = 0,02 \text{ mm/an}$ (voir l'annexe III.2)
- \mathbf{T} : temps de service, T= 30 ans.

Alors : $k_s = 0,8 + 0,02 \times 30 = 1,4 \text{ mm}$.

III.5.2.2. Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho \times g \times HMT \times Q}{R_p \times R_m} \tag{III -13}$$

P: Puissance absorbée par la pompe (W) ;

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

ρ: Masse volumique de l'eau (Kg/m³) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m) :

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

R_p : Rendement de la pompe (72%) ;

R_m : Rendement du moteur (85%).

III.5.2.3. Calcul de l'énergie consommée par le pompage :

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

$$E = P \times t \times 365 \tag{III -14}$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h). Dans notre cas t=20 h.

III.5.2.4. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitations sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \tag{DA} \tag{III -15}$$

E : énergie consommée par la pompe par année (Kwh) ;

e : prix unitaire d'un Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.2)

Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Période	Horaires	Nombre d'heure	Prix du Kwh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17 h et 21 à 22h30	12,5	1,6147
Heures de pointes	17 à 21 h	4	7,2668
Heures creuses	22h30 à 6 heures	7,5	0,8533

Source : SONALGAZ d'Oum El Bouaghi.

Vu la variation journalière des tarifs du Kwh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24h avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

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

$$e = \frac{0,8533 \times 7,5 + 1,6147 \times 12,5}{20} \Rightarrow e = 1,329 \text{ DA}$$

III.5.2.5. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \quad (\text{DA}) \quad (\text{III -16})$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA).

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

i : Taux d'annuité, $i = 8\%$;

n : Nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans.

$$\text{AN: } A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0888$$

- Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .
- Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .
- Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

III.6. Dimensionnement de l'adduction :

III.6.1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement (SP1 vers le réservoir tampon) :

Ce tronçon relie la station de pompage SP1 et le réservoir tampon, il s'étale sur une longueur de 1900 m, son dimensionnement se base sur un calcul économique.

- $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1900 \text{ m}$
- $H_g = \text{côte du trop-plein du réservoir tampon} - \text{côte station de pompage}$

$$H_g = 1057,65 - 926,40 = 131,25 \text{ m}$$

➤ **Calcul du diamètre économique :**

Le calcul du diamètre économique approximatif se fait à base de la formule de BONNON (III -6).

L'application de la formule de BONNIN : $D_{ec} = \sqrt{1} = 1 \text{ m}$ Donc $D_{ec} = 1000 \text{ mm}$

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Les frais d'exploitations sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

On calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres.

Tableau III.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1- réservoir tampon.

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L _g (m)	Δh_p^{lin} (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HMT (m)
300	1	14,15	0,0302	1900	1950,04	2145,05	131,25	2276,30
400	1	7,96	0,0277	1900	425,40	467,94	131,25	599,19
500	1	5,09	0,0261	1900	130,89	143,98	131,25	275,23
600	1	3,54	0,0248	1900	50,04	55,04	131,25	186,29
700	1	2,60	0,0238	1900	22,21	24,44	131,25	155,69
800	1	1,99	0,0230	1900	11	12,1	131,25	143,35
900	1	1,57	0,0223	1900	5,92	6,51	131,25	137,76
1000	1	1,27	0,0217	1900	3,40	3,74	131,25	134,99
1100	1	1,05	0,0212	1900	2,03	2,27	131,25	133,52
1200	1	0,88	0,0207	1900	1,31	1,44	131,25	132,69
1300	1	0,75	0,0203	1900	0,86	0,94	131,25	132,19
1400	1	0,65	0,0199	1900	0,58	0,64	131,25	131,89

Les dépenses d'exploitations correspondantes aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 – réservoir tampon.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (Kw)	Prix unitaire (DA)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)
300	1	2276,30	36487,70	1,329	266360192,9	353992696,4
400	1	599,19	9604,63	1,329	70113821,91	93181269,32
500	1	275,23	4411,80	1,329	32206155,76	42801981,01
600	1	186,29	2986,15	1,329	21798858,95	28970683,54
700	1	155,69	2495,54	1,329	18217457,89	24211001,53
800	1	143,35	2297,83	1,329	16774134,11	22292824,23
900	1	137,76	2208,27	1,329	16120357,31	21423954,86
1000	1	134,99	2163,88	1,329	15796308,84	20993294,45
1100	1	133,52	2140,24	1,329	15623773,81	20763995,39
1200	1	132,69	2126,90	1,329	15526397,05	20634581,67
1300	1	132,19	2119,00	1,329	15468714,20	20557921,17
1400	1	131,89	2114,13	1,329	15433121,09	20510617,92

➤ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau III.5 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP1 – réservoir tampon.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L _g (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	F _{amortissement} (DA)	F _{investissement} (DA)
300	12336,05	1900	23438495	0,0888	2081338,36	25519833,36
400	14910,06	1900	28329114	0,0888	2515625,32	30844739,32
500	17885,15	1900	33981785	0,0888	3017582,51	36999367,51
600	22831,78	1900	43380382	0,0888	3852177,92	47232559,92
700	27777,32	1900	52776908	0,0888	4686589,43	57463497,43
800	31722,86	1900	60273434	0,0888	5352280,94	65625714,94
900	35668,40	1900	67769960	0,0888	6017972,45	73787932,45
1000	39613,94	1900	75266486	0,0888	6683663,96	81950149,96
1100	43553,50	1900	82751650	0,0888	7348346,52	90099996,52
1200	47498,50	1900	90247150	0,0888	8013946,92	98261096,92
1300	51443,50	1900	97742650	0,0888	8679547,32	106422197,32
1400	55388,50	1900	105238150	0,0888	9345147,72	114583297,72

➤ **Bilan des coûts (Exploitation – Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et d'amortissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau III.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

D (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{investissement} (DA)	Bilan (DA)
300	353992696,4	25519833,36	379512529,73
400	93181269,32	30844739,32	124026008,64
500	42801981,01	36999367,51	79801348,52
600	28970683,54	47232559,92	76203243,46
700	24211001,53	57463497,43	81674498,96
800	22292824,23	65625714,94	87918539,16
900	21423954,86	73787932,45	95211887,31
1000	20993294,45	81950149,96	102943444,41
1100	20763995,39	90099996,52	110863991,91
1200	20634581,67	98261096,92	118895678,59
1300	20557921,17	106422197,32	126980118,49
1400	20510617,92	114583297,72	135093915,64

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

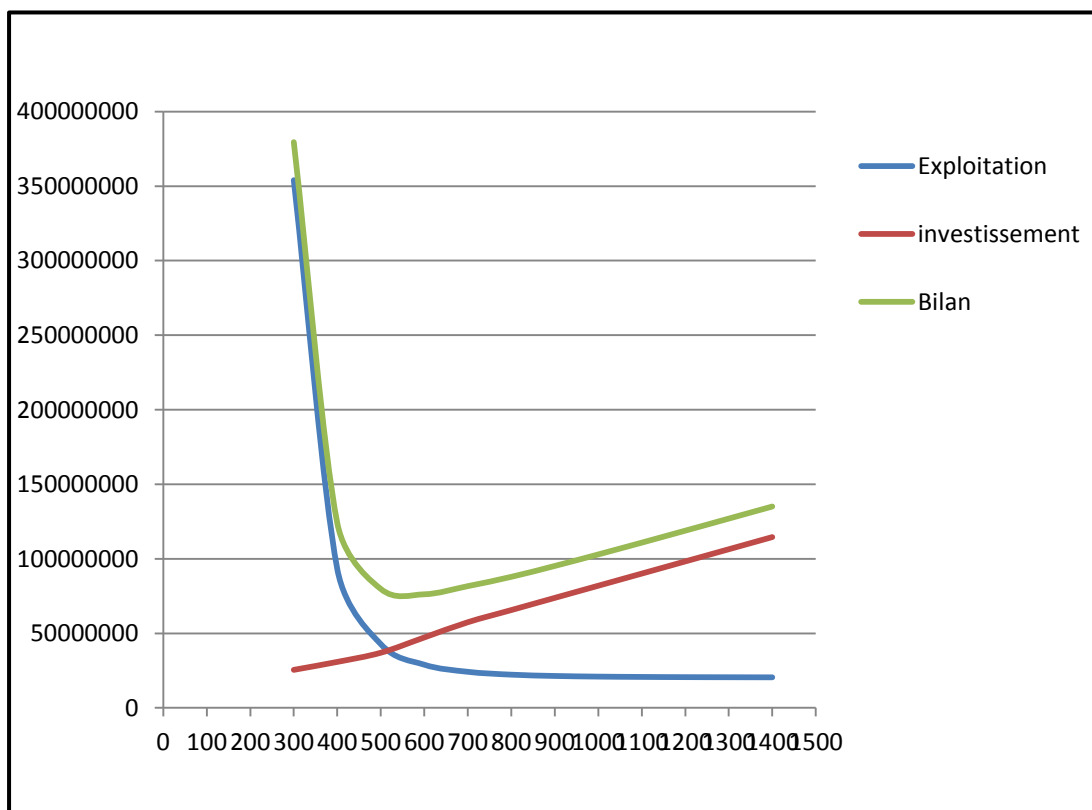


Figure III.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement.

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : 800 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,99 m/s

Remarque : la vitesse d'écoulement pour les diamètres 600 mm et 700 mm est supérieure à 2 m/s

Donc : $D_{ec} = 800$ mm.

III.6.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

III.6.2.1. Calcul des longueurs des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Reservoir tampon (RT) – Point A	9872	10859,2
Point A – Point B	11044	12148,4
Point B – Piquage Soualhia (point C1)	3659	4024,9
Piquage Soualhia – Piquage Fourchi (point C2)	5395	5934,5
Piquage Fourchi – Réservoir Ain Milila (R3)	9674	10641,4
Point A – Réservoir Ain Fakroun (R1)	54	56,1
Point B – Réservoir Ain Kercha (R2)	940	1034

III.6.2.2. Calcul des diamètres avantageux :

➤ Tronçon : Réservoir tampon (RT) – Réservoir Ain Milila (R3)

Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon (RT) et le point le plus défavorable (R3).

$$\Delta H_d = C_{Rad.T} - C_{TP.R3} \quad (\text{III -18})$$

Avec :

- ΔH_d : la charge disponible.
- $C_{Rad.T}$: la côte du radier du réservoir tampon.
- $C_{TP.R3}$: la côte du trop-plein du réservoir R3.

$$\Delta H_d = 1050,50 - 846,95 = 203,05 \text{ m}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_e = 1,10 \times L_g$$

$$\sum L_i = 39644 \text{ m} \Rightarrow \sum L_e = 43608,4 \text{ m}$$

Calcul du gradient hydraulique I:

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{203,05}{43608,4} = 0,00465 \text{ m/m.}$$

Détermination du diamètre :

$$I = \frac{\Delta H}{L_e} = \frac{K' Q^\beta}{D_{av}^m} \Rightarrow D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{I}}$$

Sachant que:

- $K' = 0,001735$;
- $\beta = 2$;
- $m = 5,3$

Tableau III.8 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon Réservoir tampon (RT) - Réservoir Ain Mlila (R3).

Tronçon	L_g (m)	L_e (m)	Q (m ³ /s)	ΔH_d (m)	$\Delta H = I \times L_e$ (m)	D (m)	DN (mm)	V (m/s)
Reservoir tampon (RT) – Point A	9872	10859,2	1	76,24	50,5	0,830	900	1,57
Point A –Point B	11044	12148,4	0,65	61,22	56,49	0,706	800	1,29
Point B – Piquage Soualhia (point C1)	3659	4024,9	0,45	40,83	18,72	0,614	700	1,17
Piquage Soualhia – Piquage Fourchi (point C2)	5395	5934,5	0,42	15,81	27,60	0,598	600	1,49
Piquage Fourchi – Réservoir Ain Mlila (R3)	9674	10641,4	0,39	9,45	49,48	0,582	600	1,38
Total	39644	43608,4		203,55	202,79			

Détermination des côtes piézométrique et des pressions :

$$C_{p(i+1)} = C_{pi} + \Delta H_{(i+1-i)} \quad \text{(III -19)}$$

Avec:

- $C_{p(i+1)}$: côte piézométrique au point (i+1) ;
- C_{pi} : côte piézométrique au point (i) ;
- $\Delta H_{(i+1-i)}$: la perte de charge du point (i+1) au point (i) ;

$$P = C_P - C_T \quad \text{(III -20)}$$

Avec:

- **P**: Pression.
- **C_P** : côte piézométrique.
- **C_T** : côte du terrain

Tableau III.9 : Détermination des côtes piézométriques et des pressions.

Nœud	Q (m ³ /s)	ΔH (m)	C _P (m)	C _T (m)	P (m)	P (bar)
A	0,36	50,5	1007,15	974,26	32,89	3,3
B	0,2	56,49	950,66	913,04	37,62	3,8
C1	0,035	18,72	931,94	872,21	59,73	6
C2	0,031	27,60	904,34	856,4	47,94	4,8

➤ **Tronçon : Point A – Réservoir Ain Fakroun (R1) :**

Calcul de la charge disponible entre le point A et le réservoir Ain Fakroun (R1):

$$\Delta H_d = C_{P,A} - C_{TP,R1} \quad \text{(III -21)}$$

Avec :

- **ΔH_d** : la charge disponible ;
- **C_{P,A}** : la côte piézométrique du point A ;
- **C_{TP,R1}** : la côte du trop-plein du réservoir R1 ;

$$\Delta H_d = 1007,15 - 982,65 = 24,5 \text{ m} = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

En appliquant la formule universelle de perte de charge de DARCY-WEISBAKH (IV -4) :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{K' \times L_e \times Q^{\beta}}{\Delta H_t}} \quad \text{tel que} \quad L_e = 1,1 \times L_g \Rightarrow L_e = 1,1 \times 54 = 59,4 \text{ m}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{0,001735 \times 59,4 \times 0,36^2}{24,5}} = 0,242 \text{ m} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

Vérification de la vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,36}{\pi \times 0,4^2} = 2,86 \text{ m/s}$$

➤ **Tronçon : Point B – Réservoir Ain Kercha (R2) :**

Calcul de la charge disponible entre le point B et le réservoir Ain Mlila (R2):

$$\Delta H_d = C_{P,B} - C_{TP,R2} \quad \text{(III -22)}$$

Avec :

- ΔH_d : la charge disponible.
- $C_{P,B}$: la cote piézométrique du point B.
- $C_{TP,R2}$: la cote du trop-plein du réservoir R2.

$$\Delta H_d = 950,66 - 918,55 = 32,11 \text{ m} = \Delta H_t$$

Détermination du diamètre :

En appliquant la formule universelle de perte de charge de DARCY-WEISBAKH (III -4) :

$$D_{av} = m \sqrt{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad \text{tel que} \quad L_e = 1,1 \times L_g \Rightarrow L_e = 1,1 \times 940 = 1034 \text{ m}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 1034 \times 0,2^2}{32,11}} = 0,316 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,2}{\pi \times 0,4^2} = 1,59 \text{ m/s}$$

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	ΔH_d (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Reservoir tampon (RT) – Point A	1	9872	76,24	900	1,57
Point A –Point B	0,65	11044	61,22	800	1,29
Point B – Piquage Soualhia (point C1)	0,45	3659	40,83	700	1,17
Piquage Soualhia – Piquage Fourchi (point C2)	0,42	5395	15,81	600	1,49
Piquage Fourchi – Réservoir Ain Mlila (R3)	0,39	9674	9,45	600	1,38
Point A – Réservoir Ain Fakroun (R1)	0,36	54	24,5	400	2,86
Point B – Réservoir Ain Kercha (R2)	0,2	940	32,11	400	1,59

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons étudié une adduction mixte sur la base d'une étude technico-économique. La partie de refoulement est sera dotée d'une conduite en Fonte de 800 mm de diamètre sur une longueur de 1900 m, alors que les diamètres varient de 400 mm à 900 mm à travers la partie gravitaire sur un linéaire total de 40638 m ; les conduites étant en Fonte également.

CHAPITRE IV:

Etude du stockage

Chapitre IV: Etude du stockage

Introduction :

Très souvent, l'installation d'adduction d'eau comporte des ouvrages de stockages importants et indispensables pour le bon fonctionnement des réseaux. Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un dimensionnement pour déterminer la capacité de stockage nécessaire des réservoirs projetés.

IV.1. Définition d'un réservoir :

Un réservoir est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et la régulation des débits ainsi que les pressions.

IV.2. Fonctionnement d'un réservoir :

Il assure plusieurs fonctions; à savoir :

IV.2.1. Fonctions techniques :

- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant : l'arrêt de la pompe, réparation, rupture, extension du réseau... ;
- Assurer la réserve d'incendie.

IV.2.2. Fonctions économiques :

- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses.

IV.3. Classification des réservoirs : [2]

- D'après la situation et la topographie des lieux les réservoirs peut être :
 - Enterrés ;
 - Semi enterrés ;
 - Surélevés.
- D'après La nature des matériaux, on distingue :

- Réservoirs métalliques ;
 - Réservoirs en maçonnerie ;
 - Réservoirs en béton armé ;
 - Réservoirs en plastique.
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
- Rectangulaire ou carrée ;
 - Circulaire.

IV.4. Emplacement des réservoirs : [4]

L'emplacement des réservoirs est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution et par l'emplacement des réservoirs existants.

L'emplacement de ces ouvrages de stockage pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés du point de vue de pression ;
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

IV.5. Equipement du réservoir : [1]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite by-pass dans certains cas.
- D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation du réservoir :

Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieur de la cuve), ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations.

IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.5.3. Conduite de trop-plein :

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

IV.5.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

IV.5.5. Conduite By-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'arrivée à celle de départ par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV.5.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserve le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. On a deux systèmes :

A) Système à deux prises :

Ce système à deux prises est rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

B) Système à siphon :

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

IV.6. Hygiène et sécurité :

Afin de protéger l'eau des réservoirs de toute pollution d'origine extérieure, certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs, par conséquent, les réservoirs doivent :

- ✓ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- ✓ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- ✓ Etre aérés par les orifices de grillage ;
- ✓ Etre étanches pour éviter les fuites et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- ✓ Etre éclairés par les ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.

IV.7. Capacité de stockage :

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 du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

IV.8. Principe de calcul:**IV.8.1. Cas d'une adduction par refoulement :**

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

IV.8.1.1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir tient compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir, le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \times Q_{max,j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(IV -1)}$$

Avec :

- V_r : capacité résiduelle (m^3) ;
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;
- $Q_{max,j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j) ;

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(IV -2)}$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$;
donc $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

IV.8.1.2. 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. La figure suivante représente les graphes de la consommation et de l'apport.

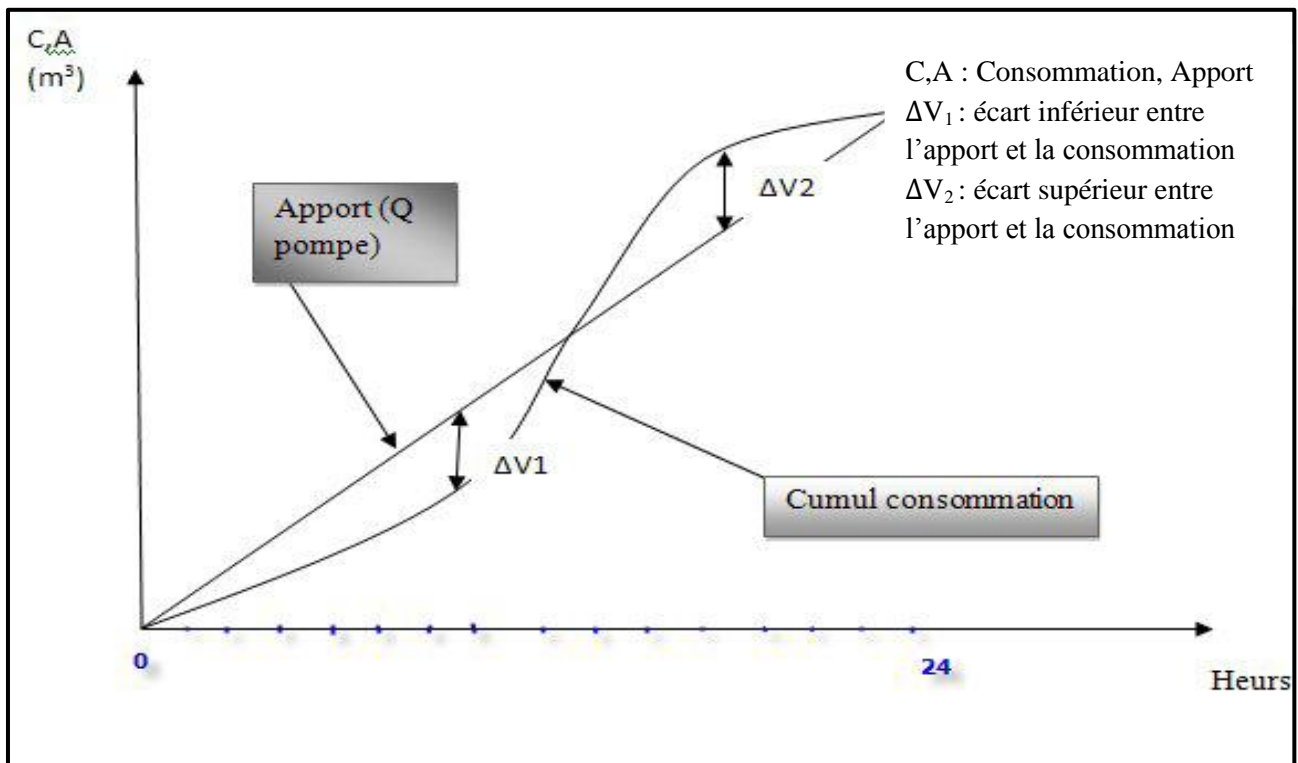


Figure IV.1 : Graphe de la consommation en fonction de l'apport.

Donc :

$$R_{\max} = |\Delta V_1| + |\Delta V_2| \quad (\%) \quad (\text{IV -3})$$

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

$$V_r = \frac{R_{\max} \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV -4})$$

Dont le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV -5})$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

IV.8.2. Cas d'une adduction gravitaire : [1]

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une côte supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir, pourvu que le débit horaire disponible Q_a (débit d'apport) soit supérieur au débit moyen horaire $Q_{\text{moy},h}$ de la journée.

Il est bien évident que si $Q_a \geq Q_{\text{max},h}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque : $Q_{\text{moy},h} < Q_a < Q_{\text{max},h}$.

Dans ce cas, le débit d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h où la consommation peut atteindre $Q_{\max, h}$. Donc pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$V = 4 \times (Q_{\max, h} - Q_a) \quad \text{(IV -6)}$$

Tel que :

V : la capacité nécessaire du réservoir à projeter ;

$Q_{\max, h}$: Débit maximal horaire (m^3/h) ;

Q_a : débit d'apport (m^3/h) ;

IV.9. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :

Les réservoirs à dimensionner dans notre projet sont : un réservoir de transit au niveau de la station de pompage, un réservoir tampon et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

IV.9.1. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP1) :

Le volume utile de marnage est le volume entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bas d'arrêt. Il peut être calculé par la formule préconisée par la fascicule 81 relatif à la construction d'installations de pompage :

$$V = \frac{[Q \times (\frac{1}{n})]}{[4 \times (N-1)]} \quad \text{(IV -7)}$$

Avec :

n : nombre maxi de démarrages par heures ;

N : nombre de pompe identiques $N=3$ (voir chapitre V);

Tableau IV.1: Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.

Nombre de démarrage	4	6	8	10
Puissance de la pompe	<30 Kw	>15 Kw	<8 Kw	<4Kw

D'après le tableau IV.1 et pour une puissance de 827,49 Kw (voir chapitre V) on peut retenir 4 démarrages/h

$$\underline{\text{AN:}} V = \frac{[3605,72 \times (\frac{1}{4})]}{[4 \times (3-1)]} = 112,68 \text{ m}^3$$

Le volume utile de la bache de reprise sera majoré de 30% : donc $V_{\text{bache}} : 146,48 \text{ m}^3$

On choisit un volume normalisée de 150 m^3 .

IV.9.2. Dimensionnement du réservoir tampon :

Les réservoirs tampon sont des réservoirs généralement alimenté par refoulement, dont le but d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.

Le réservoir tampon d'Ourkiss sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage SP1 vers les trois (03) réservoirs de stockage.

Le volume du réservoir tampon est donné par la méthode suivante :

$$V = V_r + V_s + V_a \tag{IV -8}$$

V_r : volume de régulation ;

$$V_r = Q \times \frac{T}{4} \tag{IV -9}$$

Q : le débit transité dans la conduite ;

T : pris égal à 45 minutes ;

V_s : Volume de sécurité ;

$$V_s = Q \times \frac{t}{2} \tag{IV -10}$$

t : temps de fermeture de la vanne (15 min) ;

V_a : volume correspondant au signal d'alarme.

$$V_a = S \times h \tag{IV -11}$$

$$S = (V_r + V_s) / H \tag{IV -12}$$

h : Hauteur proposée pour le réservoir = 10 cm.

Tableau IV.2 : Calcul du volume du réservoir tampon.

Q (m ³ /h)	V _r (m ³)	V _s (m ³)	V _r + V _s (m ³)	S (m ²)	V _a (m ³)	V (m ³)	V _{normalisé} (m ³)
3605,72	676,07	450,72	1126,79	225,36	22,54	1149,33	1500

IV.9.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux :

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des villes Ain Kercha, Ain Mlila et Ain Fakroun. Ces réservoirs sont alimentés gravitairement par le réservoir tampon.

IV.9.3.1. Réservoir de tête d'Ain Fakroun :

La capacité de stockage du réservoir de tête de la ville d'Ain Fakroun est calculée à base de la formule (IV -6) :

AN :

- $Q_a = 25754,26 \text{ m}^3/\text{j} = 1073,09 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $Q_{\text{max, h}} = 1857,63 \text{ m}^3/\text{h}$.

Donc : $V = 4 \times (1857,63 - 1073,09) = 3138,16 \text{ m}^3$

Nous préconisons un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 3138,16 + 120 = 3258,16 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **4000 m³**

IV.9.3.2. Réservoir de tête d'Ain Kercha :

Le volume du réservoir de tête d'Ain Kercha est calculé à base de la formule (IV -6) :

AN :

- $Q_a = 14128,58 \text{ m}^3/\text{j} = 588,69 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $Q_{\text{max, h}} = 1161 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc : $V = 4 \times (1161 - 588,69) = 2289,24 \text{ m}^3$

Nous préconisons un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 2289,24 + 120 = 2409,24 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **3000 m³**

IV.9.3.3. Réservoir de tête d'Ain Mlila :

Le volume du réservoir de tête d'Ain Mlila est calculé à base de la formule (IV -6) :

AN:

- $Q_a = 32231,61 \text{ m}^3/\text{j} = 1342,98 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $Q_{\max, h} = 2971,83 \text{ m}^3/\text{h}$.

Donc : $V = 4 \times (2971,83 - 1342,98) = 6515,4 \text{ m}^3$

Nous préconisons un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 6515,4 + 120 = 6635,4 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **7000 m³**

IV.9.4. Forme des réservoirs :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3 , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres ; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, leurs dimensions sont déterminées comme suit :

➤ **Le diamètre D de la cuve :**

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{IV -13})$$

Avec:

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : Section du réservoir (m^2) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m), on prend **$h = 5 \text{ m}$** .

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV -14})$$

➤ **La section de la cuve :**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV -15})$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (\text{IV -16})$$

Avec:

H : Hauteur totale du réservoir (m);

h : Hauteur d'eau (m) ;

R : revanche (m), qui varie de 0,25 à 1 m.

Tableau IV.3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux et le réservoir tampon.

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
Tampon	1500	20	314,16	4,77	0,5	5,27
Ain Fakroun	4000	32	804,25	4,97	0,5	5,47
Ain Kercha	3000	28	615,75	4,87	0,5	5,37
Ain Mlila	7000	43	1452,20	4,82	0,5	5,32
Bâche de reprise	150	7	38,48	3,9	0,5	4,4

Conclusion :

Pour satisfaire les besoins en eau des villes Ain Fakroun, Ain Kercha et Ain Mlila on a projeté trois réservoirs de stockages de capacités respectives de 4000, 3000 et 7000 m³. L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire d'une station de pompage et un réservoir tampon de capacité 1500 m³. Les réservoirs projetés seront de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution.

CHAPITRE V:

Etude du pompage

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :

Les stations de pompages sont des ouvrages hydrauliques, y compris des pompes et des équipements servant à élever l'eau à une altitude supérieure.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe adéquate à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale, appelés par le réseau, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

V.1. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal ;
- Vertical ;
- Oblique.

V.2. Critères de l'emplacement de la station de pompage :

Pour l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les critères suivants :

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables) ;
- Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage est de 30 Km) ;
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir d'accès pour tous les ouvrages ;
 - b) Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier ;
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage) ;
 - d) Prévoir une cote du planché de rez de chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5 m ;
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.3. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, nous utilisons, en première étape, le logiciel nommé CAPRARI. Il permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométriques voulue.

V.4. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplages des pompes :

- Le couplage en série : Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.5. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

V.6. Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H - Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c - Q]$.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V -1)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V -2)$$

Avec :

- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D_{ec}^5} \quad (V -3)$$

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,0223$, $D = 800$ mm (voir chapitre III).

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement ;
- g : accélération de la pesanteur (m^2/s).

V.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivant :

A) Débit disponible > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivant :

- **Réglage qualitatif** : C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est-à-dire qu'on un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V -4})$$

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;
- $\eta_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m) ;
- h_v : la différence entre la hauteur H'_C et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_C - H_{app} \quad (\text{V -5})$$

H'_C : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe [H – Q] (m).

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \quad (\text{V -6})$$

Avec :

- t : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

- t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
 - Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h) ;
- **Changement du temps de la pompe** : dans le cas où c'est possible.

B) Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Remarque : si on tombe dans un cas où $Q_{pf} \approx Q_{app}$ ce n'est pas la peine de faire un réglage.

V.8. Etude de pompage :

Nous proposons de faire l'étude de pompage par les deux logiciels CAPRARI et KSB après nous comparons les résultats obtenus par ces deux logiciels.

V.8.1. Etude de pompage par logiciel CAPRARI :

La SP1 refoule un débit de 1001,59 l/s, pour une HMT de 143,35 m, sur une longueur de 1900 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	P_{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
5	200,32	143,35	E18S64/4CD	79,5	145	2900	/4CD	358	12,8
6	166,93	143,35	E18S64/3B	81,3	148	2900	/3B	307	11,1
7	143,08	143,35	P16C	79,7	135	1450		226	8,98

Avec:

- **n** : nombre de pompe ;
- **Q appelé** : le débit de la pompe ;
- **HMT** : hauteur manométrique totale de la pompe ;
- **η** : rendement de la pompe ;
- **P_{abs}** : la puissance absorbée par la pompe ;

- $(NPSH)_r$: « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise ». c'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du tableau V.2 on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

On opte pour un nombre de pompe de cinq (05) en plus deux pompes en secours. Ces sept (07) pompes sont identiques de type **E18S64/4CD.CAPRARI**

V.8.1.1. Courbe caractéristique des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure V.1

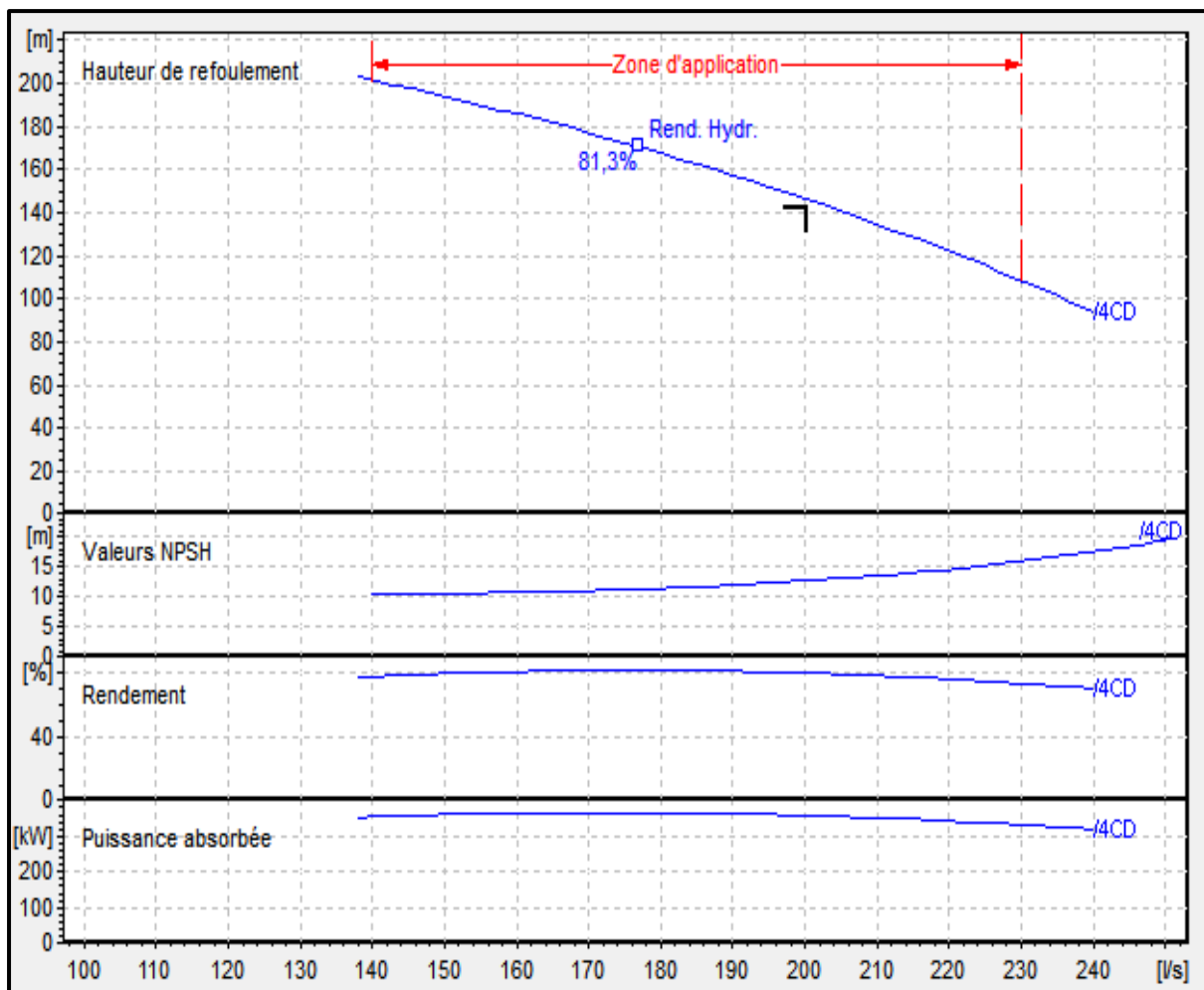


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type E18S64/4CD.CAPRARI.

V.8.1.2. Point de fonctionnement des pompes :

➤ Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1 – réservoir tampon).

N°	Q (l/s)	5Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (m)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	131,25	1900	0,8	0,0223	0	0	131,25
2	100	500	131,25	1900	0,8	0,0223	2,95	3,24	134,49
3	120	600	131,25	1900	0,8	0,0223	4,24	4,67	135,92
4	140	700	131,25	1900	0,8	0,0223	5,77	6,35	137,60
5	160	800	131,25	1900	0,8	0,0223	7,54	8,29	139,54
6	180	900	131,25	1900	0,8	0,0223	9,54	10,50	141,75
7	200	1000	131,25	1900	0,8	0,0223	11,78	12,96	144,21
8	220	1100	131,25	1900	0,8	0,0223	14,26	15,68	146,93
8	240	1200	131,25	1900	0,8	0,0223	16,97	18,66	149,91
9	260	1300	131,25	1900	0,8	0,0223	19,91	21,90	153,15

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.2.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (pf) sont :

- $Q_{pf} = 1017,39 \text{ l/s} \approx Q_{app} = 1001,59 \text{ l/s}$
- $H_{pf} = 143,38 \text{ m} \approx H_{app} = 143,35 \text{ m}$

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant dans la plage de bon fonctionnement exprime que la pompe est bien adaptée et n'a pas besoin de réglage.

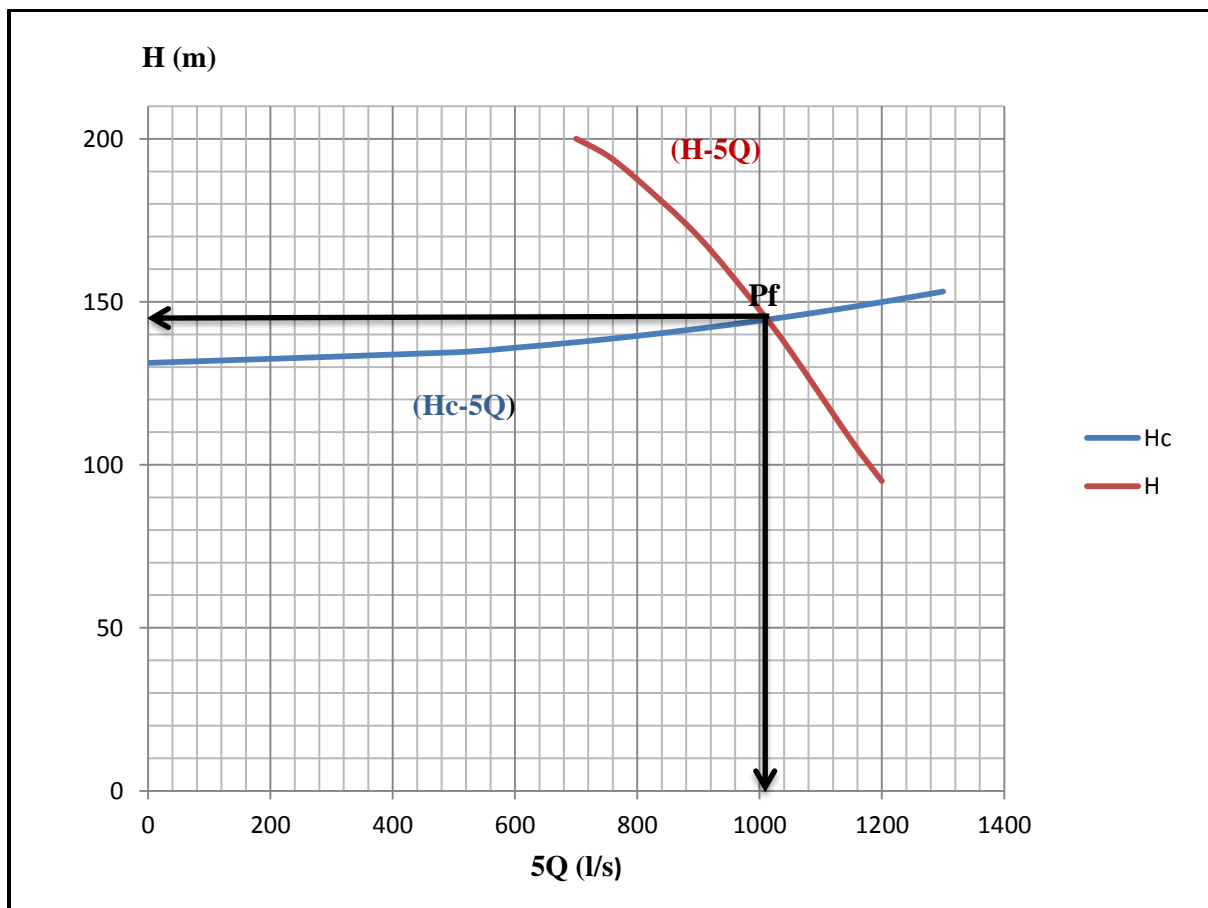


Figure V.2 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.

V.8.1.3. Description des pompes :

Moyennant le logiciel de sélection des pompes CAPRARI, nous obtenons :

1) Caractéristiques générales de la pompe :

- Pompe immergée semi-axiale (E18S64/4CD + M14500-9V) ;
- Poids de la pompe : 1630 Kg

2) Matériau des principaux organes de la pompe :

Tableau V.3 : Matériaux des principaux organes de la pompe.

Organe	Matériaux
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/ Caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte sphéroïdale
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
Construction moteur	/
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Fonte/ Caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

3) Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de CAPRARI dans la figure suivante :

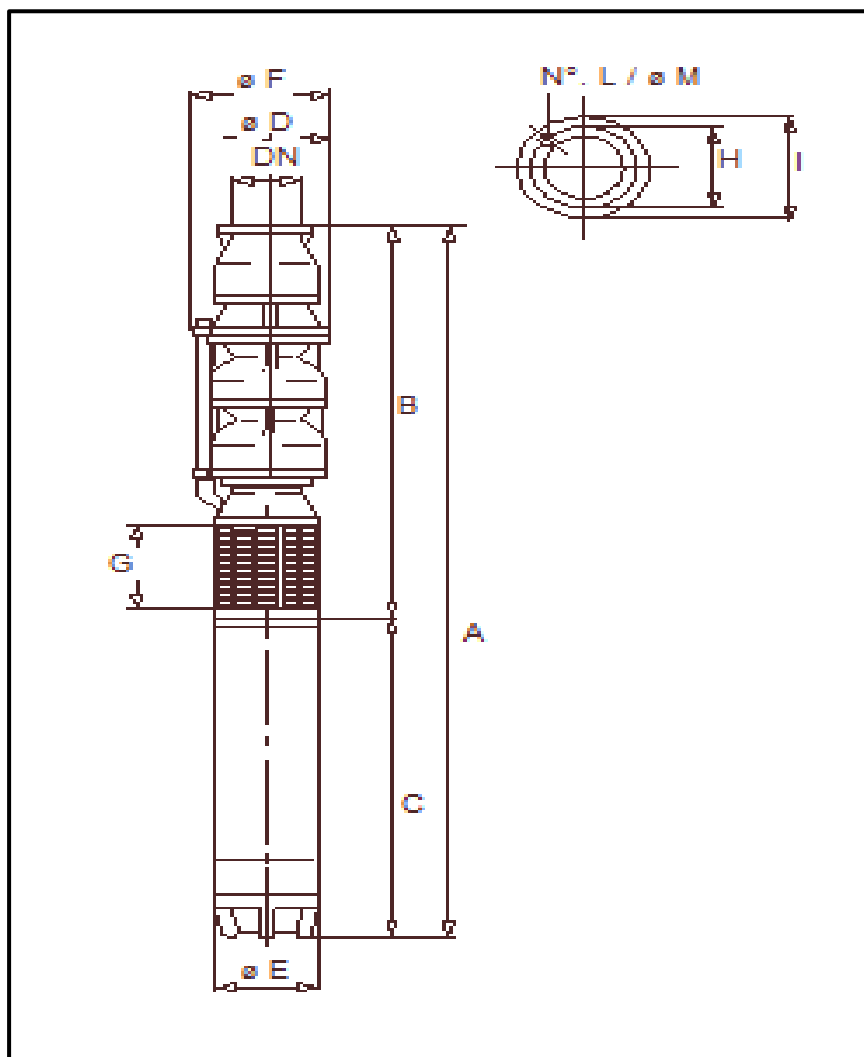


Figure V.3 : Encombrement de la pompe E18S64/4CD CAPRARI.

Les dimensions de la pompe sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Dimensions de la pompe E18S64/4CD CAPRARI.

A = 4407 mm	F = 435 mm
B = 1985 mm	G = 262 mm
C = 2422 mm	H = 293 mm
D = 384 mm	I = 326 mm
DN = 230 mm	L = 8 mm
E = 340	M = 20 mm

4) Choix du moteur électrique :

a) Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Poids minimum.

b) Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \quad (\text{V -7})$$

Où :

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/min) ;

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

c) Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_{app} \times HMT \times K}{\eta_P \times \eta_{acc} \times \eta_m} \quad (\text{V -8})$$

Où :

P_m : Puissance du moteur (watt);

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : Débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m);

η_P : Rendement de la pompe ;

η_{acc} : Rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$

η_m : Rendement du moteur, $\eta_m = (92-95)\%$

On prend : $\eta_m = 92\%$

K : Coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe

Tableau V.5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

d) Caractéristique du moteur électrique de SP1 :

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue **CAPRARI** et elles sont comme suit :

- Fréquence 50Hz
- Tension nominale 400 V
- Vitesse nominale 2940 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 370 Kw
- Type de moteur 3~
- Intensité nominale 715 A
- Classe d'isolation A
- Degré de protection IP68

V.8.1.4. Bâtiment de la station de pompage SP1:

Il existe différents types de bâtiments pour une station de pompage :

- Type bloc ;
- Type bloc approfondi ;
- Type bache sèche ;
- Type bache sèche approfondie ;
- Type bache mouillée avec pompe noyée ;
- Type bache mouillée avec pompe de surface ;
- Type de surface.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Choix du type de bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi enterré
Débit (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontale	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	< (en charge)	<0 >0	<0 >0	>0 (en aspiration)
ΔH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	importante

D'après le tableau V.5, On choisit de projeter un bâtiment type Bâche mouillée car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 1 m³/s.
- Les pompes choisies sont des pompes Pompe immergée semi-axiale.

V.8.2. Etude de pompage par logiciel KSB :

Nous avons besoins de refouler un débit total d'eaux de 1001,59 l/s sur une longueur de 1900 m pour une HMT de 143,35 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Taille	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
1	3605,72	143,35	-	-	-	-	-	-	-
2	1802,86	143,35	Omega Shanghai	300 -700	84,89	250	1492	827,49	5,06

A partir du tableau V.7, on déduit que la variante de deux (02) pompes est la seule qui peut assurer le débit appelé et la HMT appelée.

Nous optons pour deux pompes (02) et une de secours, ces trois pompes sont identiques de type Omega Shanghai 300 -700.

V.8.2.1. Courbe caractéristique des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont tirées du catalogue des pompes KSB et sont représentées par la figure V.4.

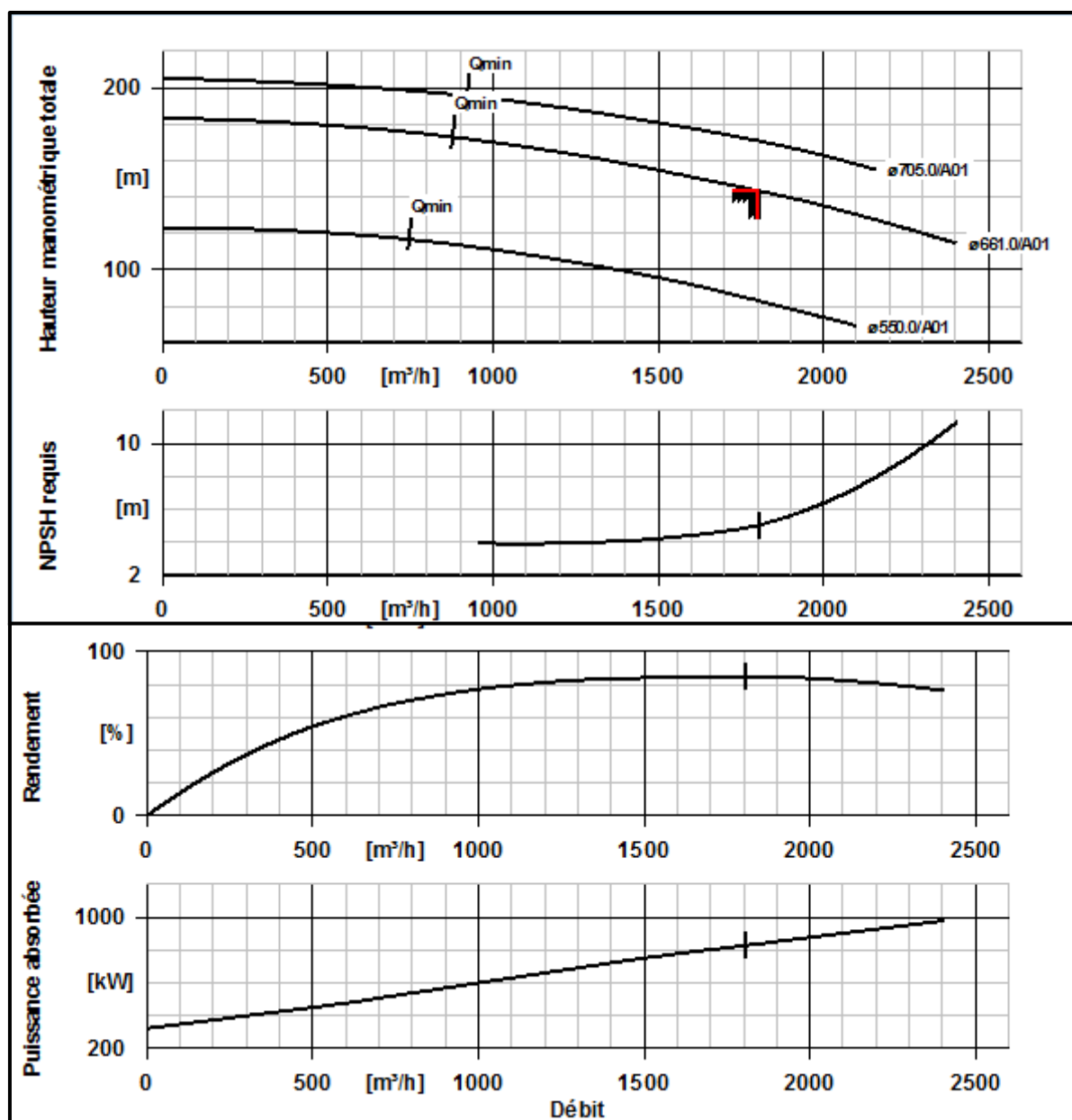


Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type Omega Shanghai 300-700.

V.8.2.2. Point de fonctionnement des pompes :

➤ Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1 – réservoir tampon).

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (m)	λ	Δh _P ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	131,25	1900	0,8	0,0223	0	0	131,25
2	500	1000	131,25	1900	0,8	0,0223	0,91	1	132,25
3	1000	2000	131,25	1900	0,8	0,0223	3,64	4	135,25
4	1500	3000	131,25	1900	0,8	0,0223	8,18	9	140,25
5	2000	4000	131,25	1900	0,8	0,0223	14,55	16	147,25
6	2500	5000	131,25	1900	0,8	0,0223	22,73	25	156,25

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.5.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (pf) sont :

- $Q_{pf} = 3600 \text{ m}^3/\text{h} \approx Q_{app} = 1001,59 \text{ l/s} = 3605,72 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H_{pf} = 143,5 \text{ m} \approx H_{app} = 143,35 \text{ m}$

Conclusion : dans notre cas $Q_{pf} \approx Q_{app}$ donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit.

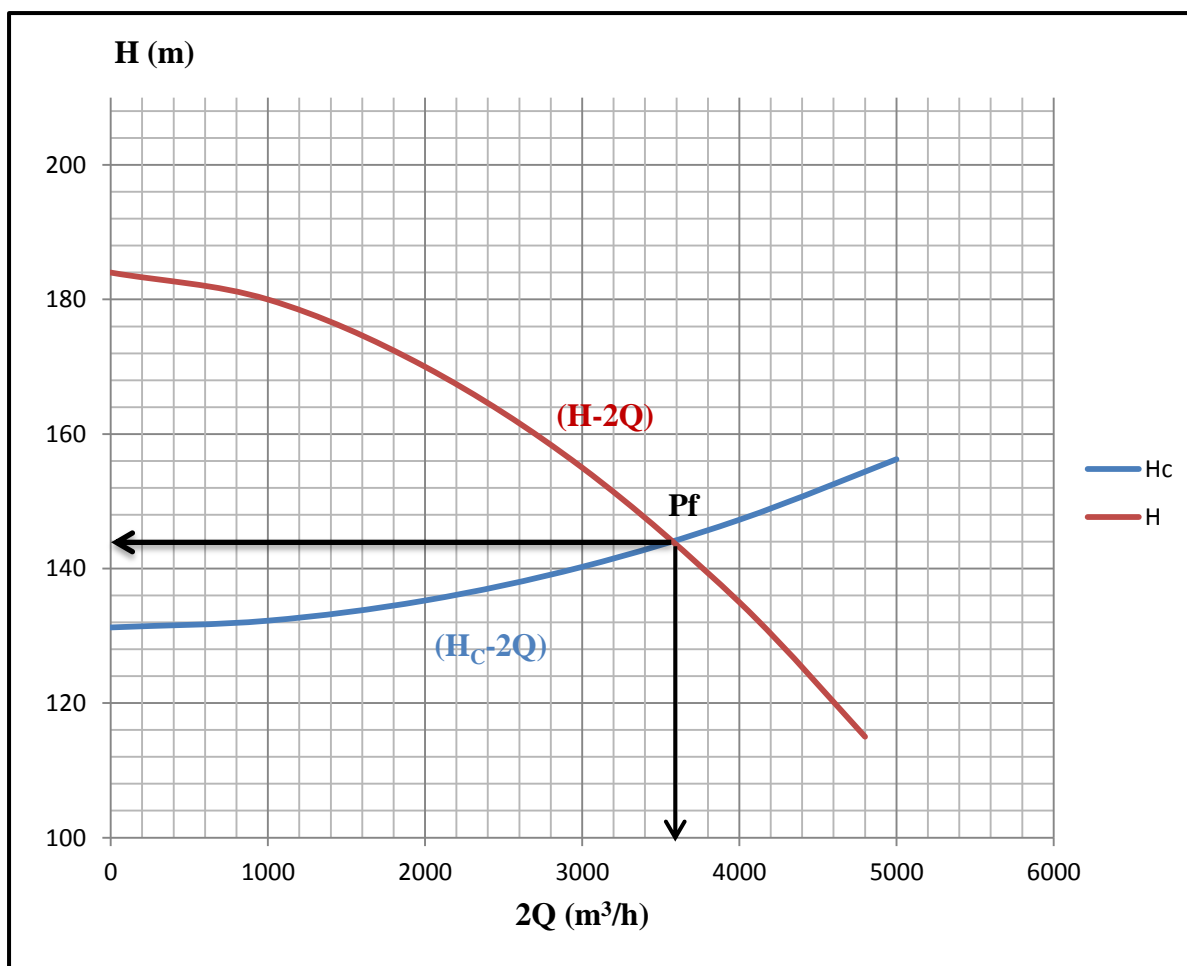


Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP1.

V.8.2.3. Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

- $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;
- $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur ;

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V-9)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire une installation en charge au niveau de la station de pompage SP1, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{v_a^2}{2 \times g} + \Delta h_{asp} \quad (V -10)$$

Avec:

- V_a : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{at} : Pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (V -11)$$

- H : altitude de la station ;
- T_v : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Tableau V.9 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (° C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de **20 ° C**.

- Δh_{asp} : perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = 1,15 \times \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V -12)$$

- Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_a^5} \quad (\text{Formule de DARCY-WEISBAKH}) \quad (IV -13)$$

Avec:

- L : Longueur géométrique de la conduite d'aspiration (m) ;
- Q : Débit à refouler (m³/s) ;
- D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration ;

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times d_a \quad (V -14)$$

- d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{k_s}{D_a})^{-2} \quad (IV -15)$$

- k_s : rugosité absolue de la conduite, $k_s = 1,4 \text{ mm}$ (voir chapitre III) ;

➤ **Calage de la pompe :**

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r \quad (V -16)$$

Avec :

- ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;
- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{\text{min}} = C_R + h_{\text{inc}} \quad (V -17)$$

- C_R : Côte du radier de réservoir (mNGA) ;
- h_{inc} : Hauteur d'incendie dans le réservoir (m) ;
- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$.

Application :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,06 \text{ m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{\text{at}} = 10,33 - 0,00139 \times 926,4 \Rightarrow P_{\text{at}} = 9,04 \text{ mce}$.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 \times d_a$ Avec $d_a = 400 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,2 \times 400 \Rightarrow D_a = 480 \text{ mm}$

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 1802,86}{3,14 \times 0,6^2 \times 3600} \Rightarrow V_a = 1,77 \text{ m/s}$ (cette Vitesse est admissible).

- $\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{1,4}{600})^{-2} \Rightarrow \lambda = 0,0248$.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times 0,0248 \times 1,5 \times (1802,86 / 3600)^2}{\pi^2 \times 9,81 \times 0,6^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,01 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,012 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5,06 + 0,3 - 9,04 + 0,24 + \frac{1,77^2}{2 \times 9,81} + 0,012 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3,27 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 \times g} - \Delta h_{asp} \quad (\text{V -18})$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,04 - 5,06 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,77^2}{2 \times 9,81} - 0,012 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3,27 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration:

$$\nabla_{\min} = 928 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{\min} = 928,6 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 928,6 + 3,27 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 931,57 \text{ m}$

V.8.2.4. Description des pompes :

Est tiré à partir du catalogue des pompes KSB

1) Caractéristiques générales de la pompe :

Pompe à volute à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, monocellulaire avec roue à double flux. Bride alésées suivant normes DIN, ISO, BS ou ANSI

Application :

- Pompage d'eau non traité ;
- Eau propre ;
- Eau de service et eau de mer dans les usines d'eau ;
- Les stations de relevages ;
- Les stations d'irrigations ;
- Les centrales thermiques ;
- Les systèmes de protection anti-incendie ;
- Sans la marine et la pétrochimie.

2) Encombrement de l'électropompe :

L'encombrement choisis est représenté dans la figure suivante d'après le catalogue des pompes KSB :

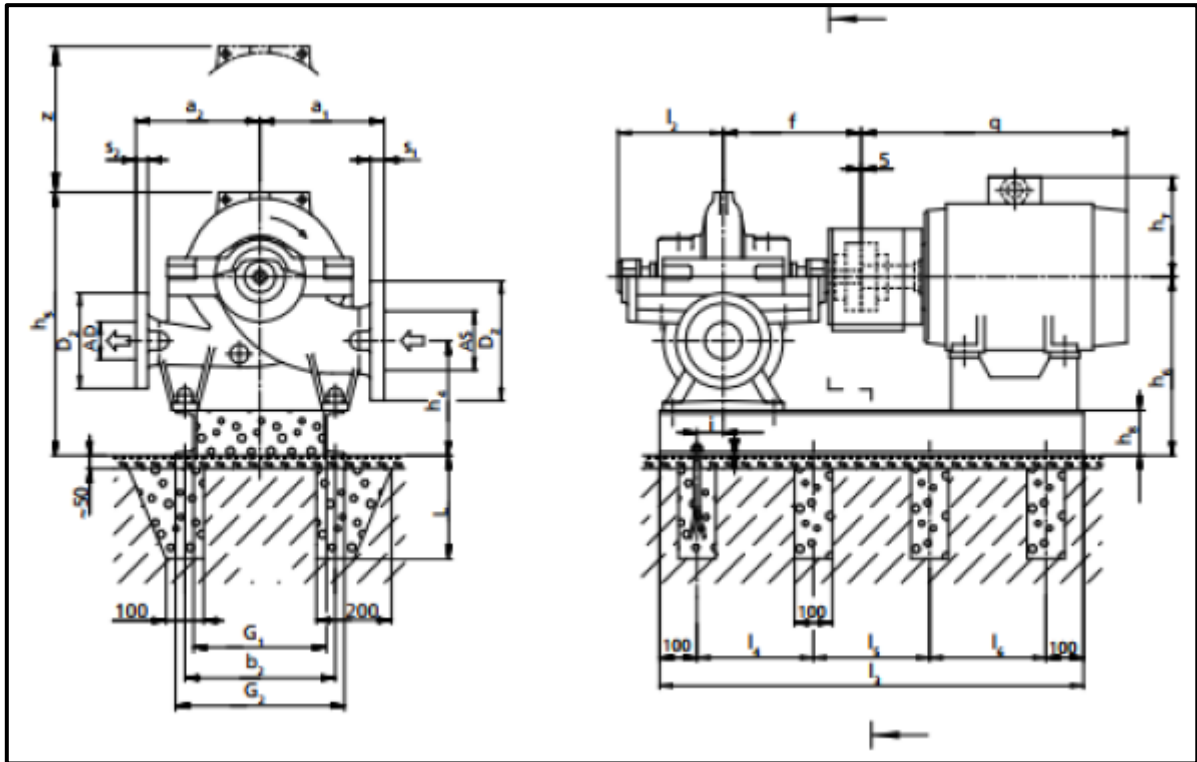


Figure V.6 : Encombrement de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le moteur.

Les dimensions des différents organes de la pompe et le moteur sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Dimensions de la pompe Omega Shanghai 300-700 et le Moteur.

Dimension (mm) Pompe Omega Shanghai 300-700.		Dimensions (mm) Socle + massif de fondation et le moteur		
a ₁	750	b ₂	950	
a ₂	650	G ₁	870	
F	810	G ₂	1010	
h ₁	750	L	2750	
h ₂	400	l ₄	850	
h ₃	485	l ₅	850	
l ₂	585	l ₆	850	
Z	970	h ₄	550	
Côté aspiration	AS	400	h ₅	1435
	D ₁	648	h ₆	950
	S ₁	57,2	h ₈	200
	K	550	L	320
	d ₂	37	i	210
Côté refoulement	AD	300	q	1993
	D ₂	521	h ₇	970
	S ₂	50,8	Poids du socle (Kg)	367
	K	430	Poids du moteur (Kg)	4200
	d ₂	31		
	Poids (Kg)	1690		

V.8.2.5. Génie civil de la station de pompage :

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

1) Bâtiment de la station de pompage :

D'après le tableau V.6, On choisit de projeter un bâtiment type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 1 m³/s.
- Les pompes choisies sont des pompes Pompe axiales à axe horizontal.

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- La hauteur de station de pompage normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$) ;
- La longueur du bâtiment normalisée ($L_b = 3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 18 \text{ m} ; 21 \text{ m} ; 24 \text{ m} \dots$) ;
- La distance entre les poteaux ($3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 9 \text{ m} ; 12 \text{ m} \dots$) ;
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

1) Dimensionnement du bâtiment :

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

- **Epaisseur des murs du bâtiment :**

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elle d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

- **La hauteur du bâtiment :**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$;

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 1455 mm ;

h_{socle} : Hauteur de socle est égale à 200 mm ;

$h_{\text{réserve}}$: Hauteur de réserve = 0,5 m ;

$$\text{Donc : } h_5 = 1455 + 200 + 500 = 2155 \text{ mm ;}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme $h_6 = 2,2 \text{ m}$;

h_7 : Hauteur du plan roulant $h_7 = 0,3 \text{ m}$;

h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8 \text{ m}$;

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,5 \text{ m}$;

$$\text{Donc : } H_b = 2,16 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,96 \text{ m}$$

On prend $H_b = 6 \text{ m}$

- **Longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2S$$

Avec:

n_p : nombre de pompes = 03 pompes (tenant compte les deux pompes de secours) ;

L : Longueur de la pompe + moteur; $L = 2750 \text{ mm}$;

L_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$; On prend : **$L_{int} = 1,2 \text{ m}$** ;

L_{pf} : Longueur de la plate-forme ; $L_{pf} = 3 \text{ m}$;

L_r : Longueur de l'armoire électrique ; $L_r = (2-3) \text{ m}$, on prend **$L_r = 3 \text{ m}$** ;

S : épaisseur du mur ; $S = 0,3 \text{ m}$;

Donc : $L_b = (2,75 \times 3) + 1,2 + 3 + 3 + (2 \times 0,3) = 16,05 \text{ m}$

On prend **$L_b = 18 \text{ m}$**

- **Largeur du bâtiment :**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

Avec :

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe = $(0,2 \div 0,3) \text{ m} \Rightarrow l_1 = 0,3 \text{ m}$;

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 = 0,9 \text{ m}$;

l_3 : Longueur des accessoires à l'aspiration ;

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement ;

S : épaisseur du mur ; $S = 0,3 \text{ m}$;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_j$$

l_p : Longueur de la pompe = **$1,395 \text{ m}$** ;

l_{tr} : Longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \times d_r = 2 \times 300 \Rightarrow l_{tr} = 0,6 \text{ m}$;

l_{tasp} : Longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tasp} = 2 \times d_a = 2 \times 400 \Rightarrow l_{tasp} = 0,8 \text{ m}$;

l_c : longueur de divergent = **$0,4 \text{ m}$** ;

l_j : longueur des joints = **$0,5 \text{ m}$** ;

Donc : $l_b = 0,3 + 0,9 + 1,395 + 0,6 + 0,8 + 0,4 + 0,5 + (2 \times 0,3) = 5,5 \text{ m}$

On prend **$l_b = 6 \text{ m}$**

- **Dimensions des portes :**

- Porte principale : **$4,2 \times 3,2 \text{ m}^2$** ;

- Porte secondaire : **$2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$** ;

• **Dimensionnement des fenêtres :**

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$$S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 18 \times 6 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 13,5 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N(\text{fenêtres}) = \sum S(\text{fenêtre}) / (2,2 \times 1,4) = 4,38 \Rightarrow 05 \text{ fenêtres.}$$

On essaie de faire une comparaison pour choisir l'une des pompes CAPRARI ou bien KSB.

Tableau V.11 : Comparaison entre les pompes CAPRARI et KSB.

	CAPRARI	KSB
Type de pompe	Pompe immergée semi-axiale (E18S64/4CD + M14500-9V) à axe vertical	Pompe axiale monocellulaire à axe horizontal (Omega Shanghai 300-700).
Nombre de pompes	07	03
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	En aspiration
Bâtiment de la station de pompage	mouillée	surface

D'après ce tableau, on remarque que le dimensionnement de notre station de pompage par les pompes de type KSB sera plus économique donc on choisit les pompes KSB.

Conclusion :

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, on a adopté pour des pompes axiales monocellulaires pour hauts pression à axe horizontal type KSB qui refoule des débits importants, donc SP1 sera équipée de deux pompes de type KSB Omega Shanghai 300-700 et une autre identiques de secours, ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques de même marque. Pour assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

CHAPITRE VI:

Pose et protection des canalisations

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Introduction :

Le but de ce chapitre est de présenter les techniques adéquates pour une pose de canalisation afin de répondre à une meilleure réalisation de l'étude. Nous indiquerons aussi les différents accessoires devant être placés le long de l'adduction, ainsi que les méthodes de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion. Bonne protection et par conséquent une longue durée de vie du projet.

VI.1. Pose de canalisation :

VI.1.1. Principe de pose de canalisations :

- Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenus et protégées ;
- Si la canalisation est posée en tranchée. Celle-ci doit être suffisamment large de façon à permettre l'entrée des ouvriers. Le fond doit avoir été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite ;
- La tranchée devra présenter en élargissement au niveau des joints (niches) ;
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1m dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux ;
- Une conduite doit toujours être posée de façon à 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. On adopte en conséquence un tracé avec des pentes de quelques mm par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m ;
- Les tronçons horizontaux de conduite doivent être rigoureusement évités ;
- Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 cm, de 30cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1.2. Pose de canalisation en tranchée :

VI.1.2.1. Pose dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies de chocs, des fissures,..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement, l'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 bars.

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

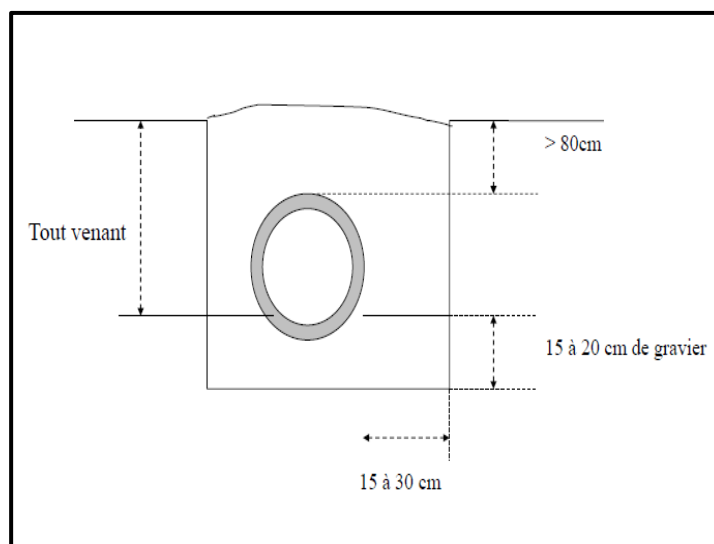


Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

VI.1.2.2. Traversée d'une rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

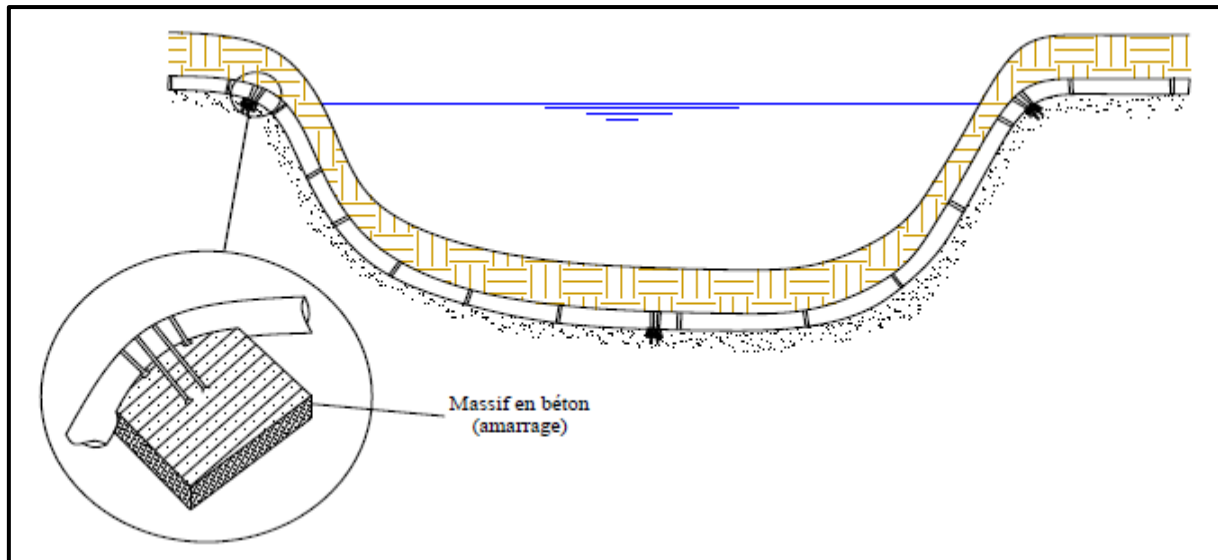


Figure VI.2 : Traversée d'une rivière.

VI.1.2.3. Traversée de route :

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

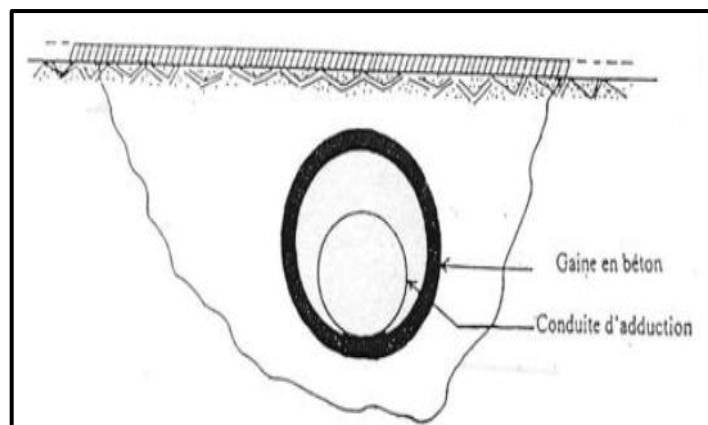


Figure VI.3 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

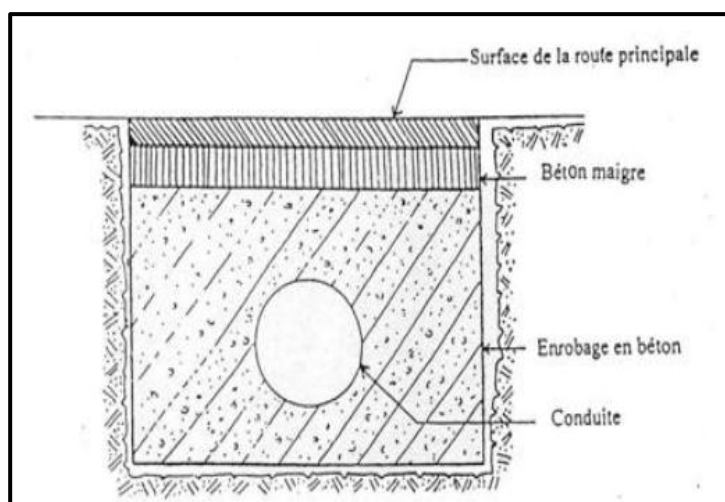


Figure VI.4 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

VI.1.2.4. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

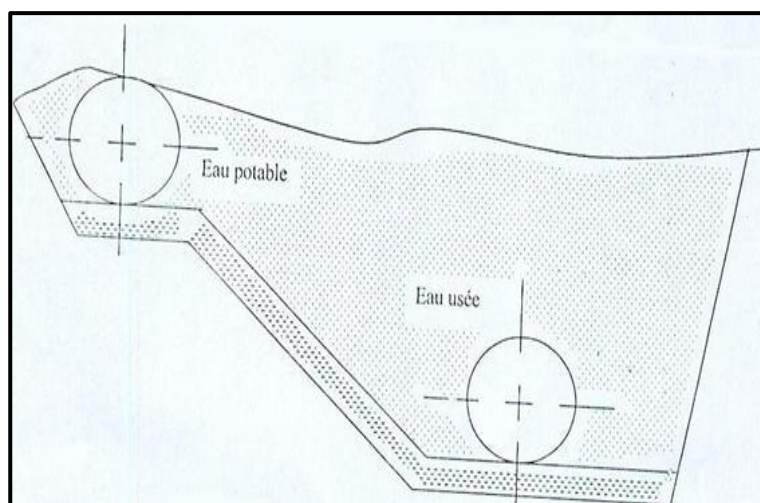


Figure VI.5 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée.

VI.1.3. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée :

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment. Parmi leurs avantages, il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts. L'usage différencie les techniques de fonçage pour les \varnothing 800 et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

VI.1.3.1. Pose par fonçage :

Les fonçages sont généralement rectilignes et le plus souvent horizontaux, mais quelquefois en légère courbe et en faible pente.

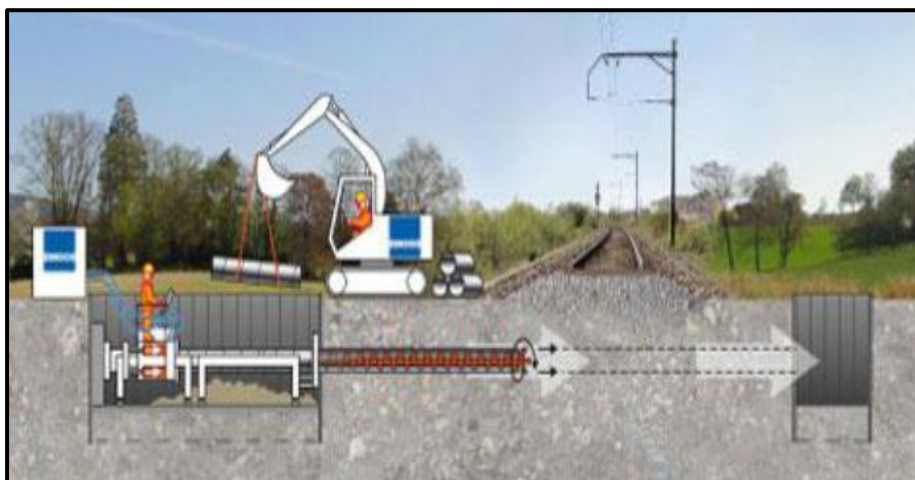


Figure VI.6 : Fonçage horizontal.

VI.1.3.2. Pose par forage dirigé :

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes :

- Forage du trou pilote : une tête pilotée de forage munie de buses d'injection de bentonite, et actionnée par un train de tiges, réalise un premier tracé de faible diamètre (50 mm), par rotation et jets à haute pression de bentonite.
- Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD : lorsque la tête de forage atteint la fouille d'arrivée, elle est remplacée par une tête d'alésage dont le diamètre dépend de la conduite à installer, et qui réalise en retour le passage définitif, tout en tractant la conduite en polyéthylène ou en fonte adaptée au forage.

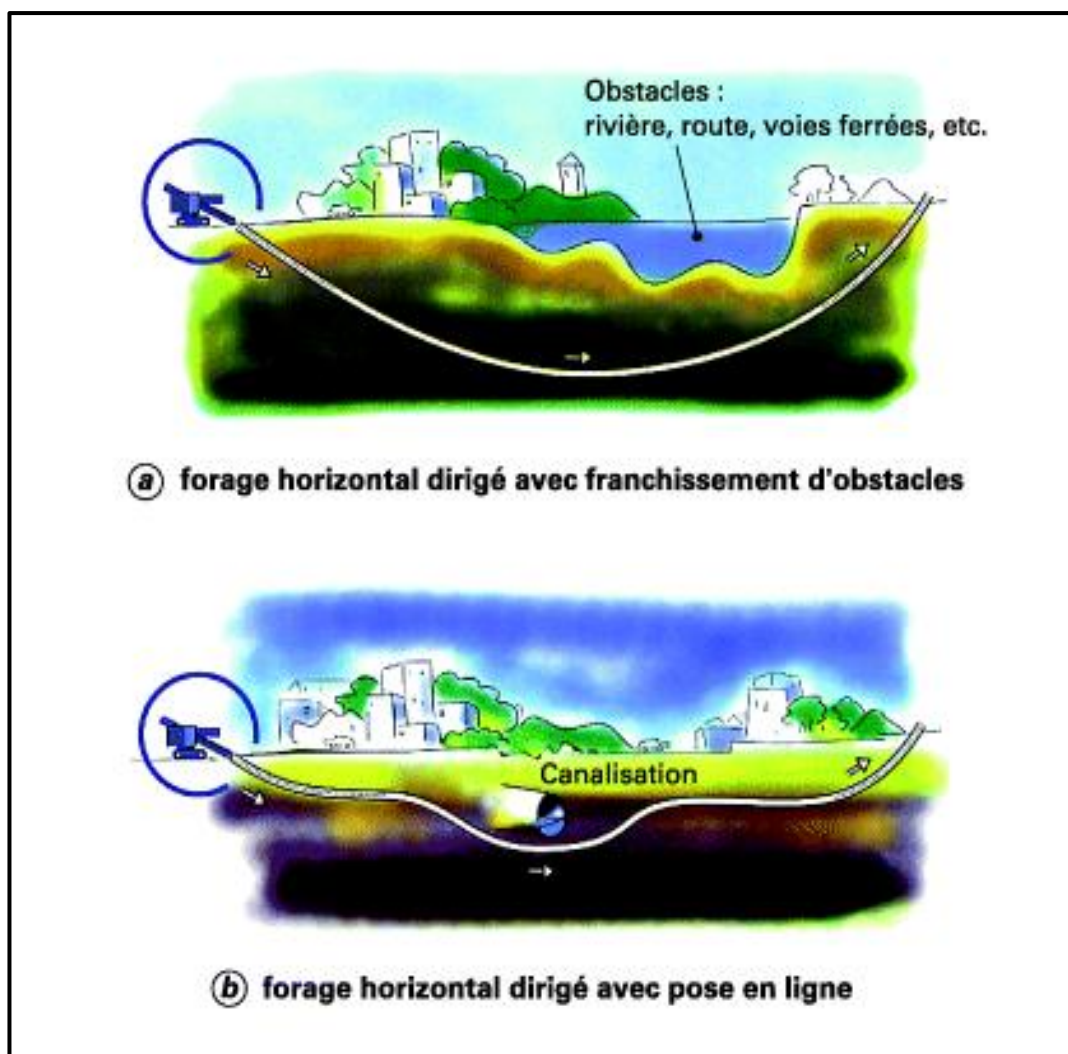


Figure VI.7 : Forage horizontal dirigé (d'après document sade).

VI.1.4. Butées et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboitement des joints.

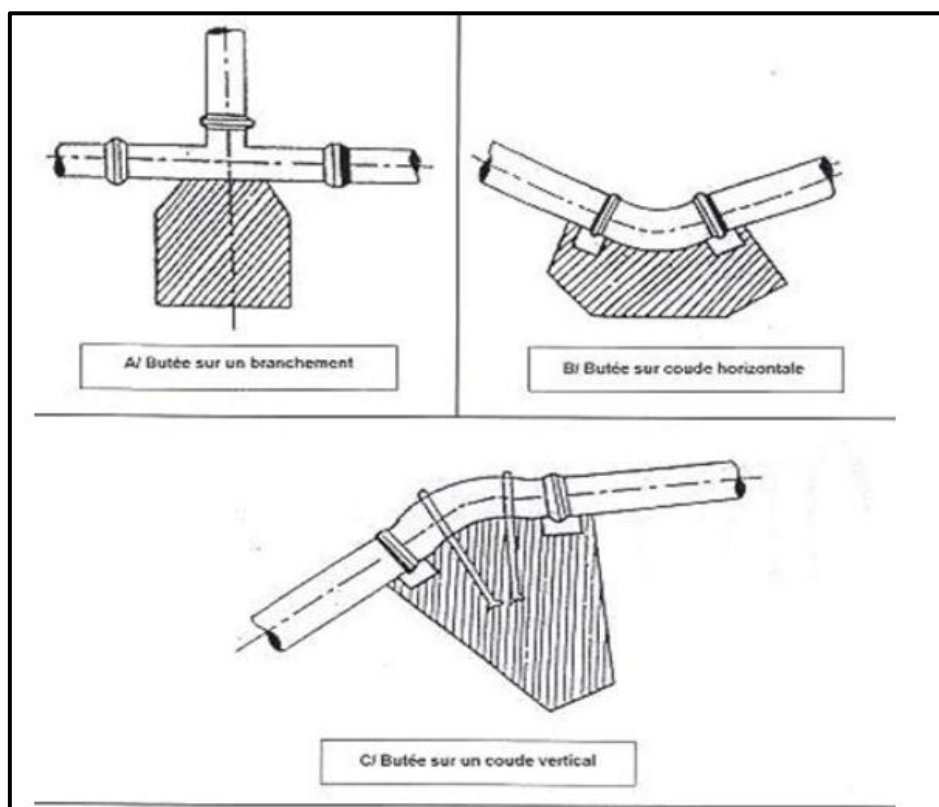


Figure VI.8 : Les butées.

VI.1.5. Accessoires :

Les accessoires qui seront mis en place sont :

VI.1.5.1. Robinet vanne :

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons de la conduite d'adduction lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, ils permettent aussi le réglage des débits. On les place à la sortie de la conduite de départ, chaque 500m si la longueur de la conduite est très importante.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

a) Robinet vanne à opercule :

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure VI.9 : Robinet vanne à opercule.

b) Vannes papillon :

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge.



Figure VI.10 : Robinet vanne à papillon.

Remarque :

Pour notre réseau d'adduction, on prévoit l'installation :

- Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI.1.5.2. Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air. Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VI.1.5.3. Clapet anti-retour :

Le clapet anti retour est un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.



Figure VI.11 : Clapet anti retour.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VI.1.5.4. Ventouses :

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique. Les ventouses sont placées sur tous les points hauts d'un réseau.

- ✓ Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.
- ✓ Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

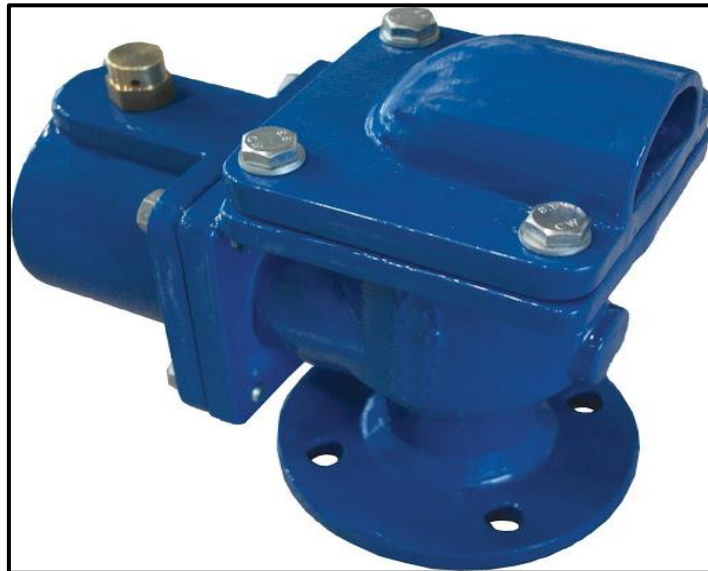


Figure VI.12 : Ventouse.

Remarque :

Les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

VI.1.5.5. By-pass: [1]

Le By pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VI.1.5.6. Crépines : [5]

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VI.1.5.7. Joint de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont :

- Le joint à emboîtement à soudure ;
- Le joint automatique ;
- Le joint gibault ;
- Le joint verrouille ;
- Les joints mécaniques ;
- Le joint à brides (fixe ou orientable).

VI.1.5.8. Organes de mesure : [1]**a) Mesure de débit :**

Le réseau d'adduction nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats. On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres comme débitmètre électromagnétique, massique et débitmètre à turbine.

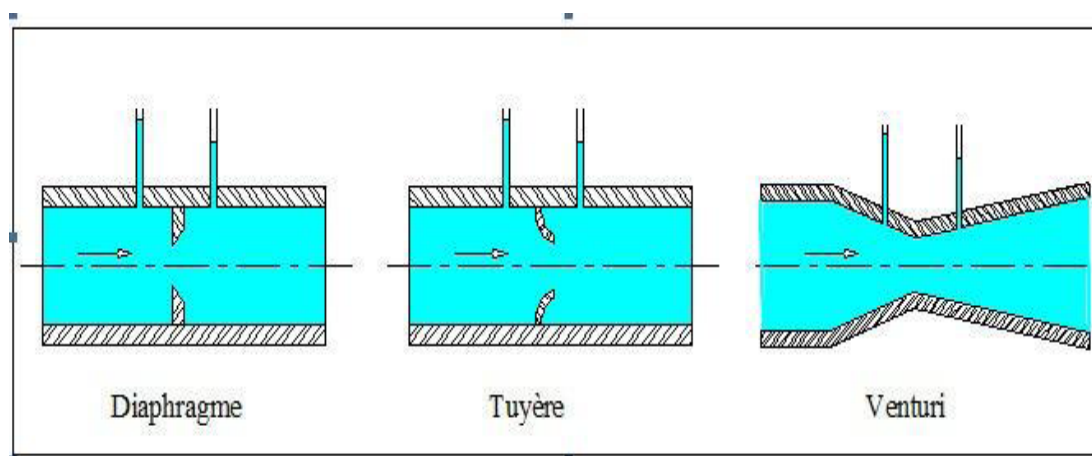


Figure VI.13 : Les différents types des débitmètres.

b) Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

➤ **Manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ **Manomètres à soufflet :**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

VI.1.5.9. Organes de raccordement : [1]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La dérivation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

a) Coude :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : 1/4 (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30'), 1/32 (11°15').

b) Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

c) Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d) Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtements et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VI.1.5.10. Moyens anti-bélier : (sont détaillés ci-après).

VI.2. Protection des canalisations :

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, sont menacées de dégradation ou de destruction par causes divers naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées.

VI.2.1. Protection des conduites contre le coup de bélier : [6]**VI.2.1.1. Définition :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

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, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

VI.2.1.2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.2.1.3. Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de surpression :

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et déboîtement des joints.

b) Cas de dépression :

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e, ceci entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.

c) Fatigue de la conduite :

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.2.1.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier auront donc pour effet :

- ✓ De limiter la surpression ;
- ✓ De limiter la dépression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

a) Cheminée d'équilibre :

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle n'est économique que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) Volant d'inertie :

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions. Il est aussi déconseillé grâce à son encombrement et sa consommation d'énergie supplémentaire.

c) Soupape de décharge :

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée par des pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement.

d) Réservoir d'air :

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

Remarque : dans notre projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il est utilisé comme protection contre la dépression et la surpression ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler ;
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

VI.2.1.5. Les réservoirs d'air :**a) Principe de fonctionnement :**

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

b) Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de Vibert :**

La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites et moyennes installations et risque de donner des valeurs de réservoirs d'air, importantes dans le cas de grandes installations.

✓ **Méthode de Bergeron :**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

c) Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de Vibert: [1]

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air sont :

1) Calcul de la célérité d'onde dans les conduites :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{VI -1})$$

Avec:

K: Coefficient d'élasticité de l'eau. $K = 2,07 \times 10^9$ pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau. $\rho = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$;

E_m : Module de Young du matériau de la conduite. $E_m = 1 \times 10^{11}$ pascal pour la fonte ;

E_s : Module de Young du sol. $E_s = 2 \times 10^8$ pascal ;

ν_m : Coefficient de Poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte) ;

ν_s : Coefficient de Poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0117 \text{ m}$ pour la fonte DN 800 (voir annexe VI.1);

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par :

$$\Delta H_{max} = \pm \frac{C \times V_0}{g} \quad (\text{VI -2})$$

2) calcul de la charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g \pm \frac{C \times V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI -3})$$

Avec :

V_0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;

g : L'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H_g : Hauteur géométrique (m).

3) Calcul de la charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \text{ (m)}$$

Charge à la surpression :

$$H_s = H_g + \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI -4)}$$

Charge à la dépression:

$$H_s = H_g - \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI -5)}$$

4) Calcul de la charge maximal absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \times V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI -6)}$$

On a :

$$h_0 = \frac{\frac{Z_{\max}}{Z_0} \cdot \frac{V_0^2}{2 \times g}}{\frac{V_0^2}{2 \times g}} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \left. \vphantom{\frac{h_0}{Z_0}} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S} ; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ (voir annexe VI.2).}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air

Application :

- **Les données de bases :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)
Fonte	800	0,5	1,99	1900	131,25

- **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
$2,07 \times 10^9$	1000	0,4	0,3	0,33	2×10^8	1×10^{11}	0,0117	974,77

- **Calcul de la capacité de réservoir :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

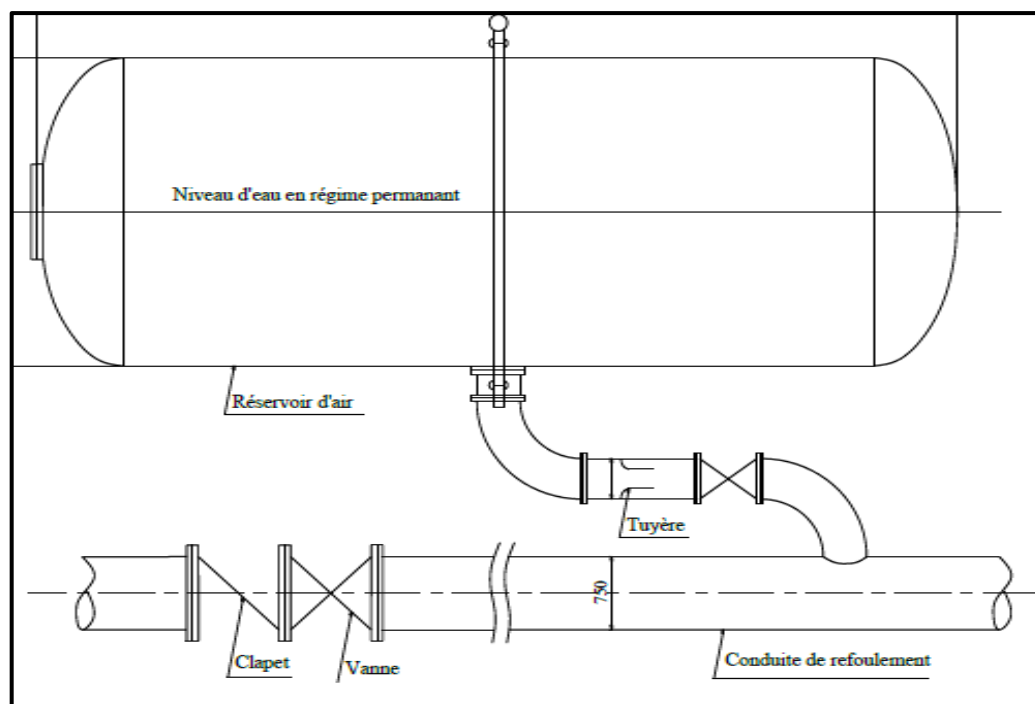
Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	$V_{normalisé}$ (litre)
141,25	338,99	1,99	9,81	0,202	0,001429	0,0065	0,55	6,18	11,24	15000

Remarque : on a majoré U_{max} de 30 %

- **Installation du réservoir d'air :**

Pour assurer la protection de la station de pompage SP1 contre le coup de bélier nous allons installer un réservoir d'air à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

**Figure VI.14 :** Schéma d'installation du réservoir d'air.

VI.2.1.6. Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire 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, donc pour la protection des conduites gravitaires contre cette phénomène, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur ces conduites gravitaires.

La célérité de l'onde étant été calculée au part avant via la formule améliorée de M^r **SALAH Boualem** (VI -1), on a avait obtenu que $C = 964,21 \text{ m/s}$ (pour la conduite qui sort du réservoir tampon)

On détermine ensuite la durée du phénomène, c'est-à-dire le temps nécessaire par l'onde de surpression ou de dépression pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$t_r = \frac{2L}{C} \quad (\text{VI -6})$$

Avec :

t_r : durée de l'aller et retour de l'onde (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

C : la célérité (m/s).

AN: $t_r = \frac{2 \times 9872}{964,21} \Rightarrow t_r = 20,48 \text{ s}$

La valeur de la surpression maximale est donnée par la formule de Michaud :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \quad (\text{VI -7})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite gravitaire (m) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,25 h

On trouve : $b = 3,51 \text{ m}$

La charge à la surpression : on applique la formule (VI -4) on trouve :

$$H_s = 73 + 3,51 = 76,51 \text{ m} = 7,65 \text{ bars}$$

La pression maximale admissible de notre matériau (la fonte ductile) est 25 bars, donc les conduites gravitaires sont protégées contre l'effet du coup de bélier.

VI.2.2. Protection des conduites contre la corrosion :**VI.2.2.1. Définition :**

La corrosion est définie comme étant l'attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs et intérieurs, qui sont en liaison soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques, situées au voisinage du réseau soit aussi avec la nature de l'eau transportée.

VI.2.2.2. Facteurs de la corrosion :

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- L'eau : n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion ;
- Le PH de l'eau : nous remarquons dans la pratique, si le PH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation ;
- La température : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion ;
- La vitesse de l'eau : l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations ;
- Hétérogénéité du terrain : la traversée des terrains de natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher ;
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée ;
- L'homme : a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai ;
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

VI.2.2.3. Protection contre la corrosion des conduites de tuyaux en fonte ductile :

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants :

- Couche de zinc avec revêtement ;
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement ;
- Revêtement en mortier de ciment armé ;

- Revêtement en polyéthylène.

Les principaux types de protection contre la corrosion intérieure sont les suivants :

- Revêtement intérieur au mortier de ciment ;
- Revêtement intérieur en polyéthylène.



Figure VI.15 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.

Conclusion :

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leur réalisation ; vue l'importance des ouvrages installés.

Dans ce chapitre nous avons exposé les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter, aussi nous avons présenté vu les moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. La protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier se fait au moyen d'un réservoir d'air de volume 15 000 litres, ce dernier sera placé à la sortie de la station de pompage. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites en fonte ductile.

Et pour bien réaliser ses travaux, il faut choisir la main d'œuvre qualifiée et adopter une bonne organisation du chantier afin d'assurer le succès de notre projet.

CHAPITRE VII :

*Organisation de chantier et
devis estimatif du projet*

Chapitre VII: Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Introduction :

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, nous devons accomplir une opération, dite organisation de chantier, qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux en optimisant les ressources et les délais.

VII.1. Différents travaux à entreprendre:

VII.1.1. Travaux concernant la station de pompage :

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

1) Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abattage des arbres ...ect). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10 cm**.

2) Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

Avec :

- **L** : Longueur de la fouille (m) ;
- **l** : Largeur de la fouille (m) ;
- **h** : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

3) Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10 cm de gros béton au fond des fouilles.

4) Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

5) Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 Kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis- poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

6) Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces.

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction :

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

1) Exécution des tranchées :

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

2) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

3) Pose du lit de sable :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 0,15 à 0,2 m nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

4) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

5) Epreuve de joint et de la canalisation :

Les épreuves de pression des conduites et des joints sont destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesurer de l'avancement des travaux, pour plus de sécurité ces épreuves se font avant le remblaiement.

On l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bars.

6) Remblayage des tranchées :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm. Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- **Le remblai d'enrobage :**

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

- **Le remblai supérieur :**

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

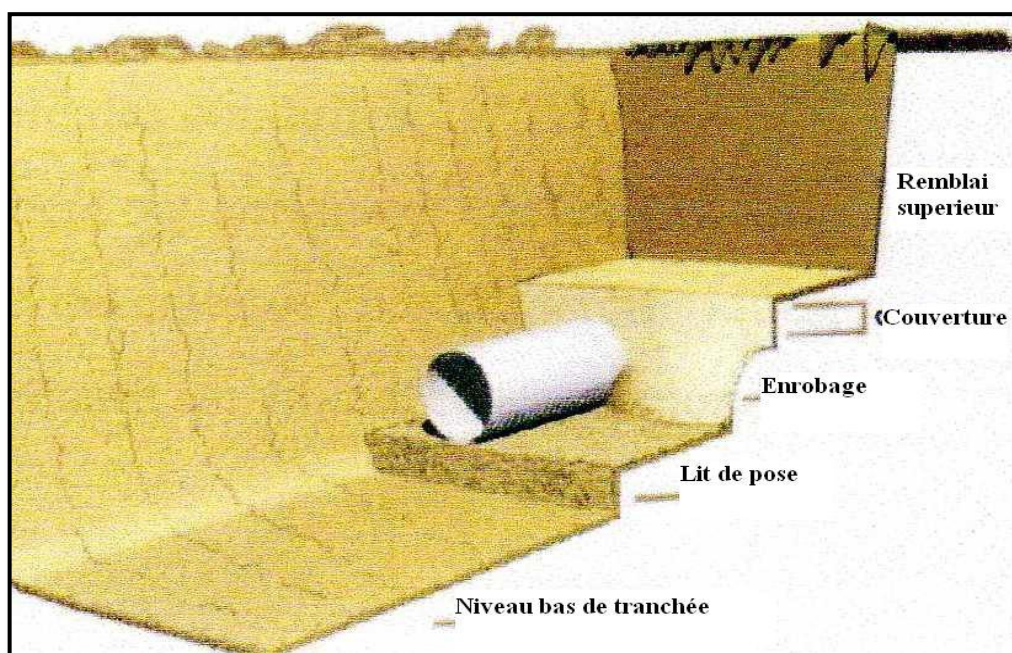


Figure VII.1 : Remblayage des tranchées.

7) Nivellement et compactage :

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

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire quatre réservoirs. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- 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.

VII.2. Calcul des volumes des travaux :**VII.2.1. Calcul des volumes de la station de pompage :**

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $18 \times 6 \text{ m}^2$;
- La profondeur des fouilles $h = 1,5 \text{ m}$;
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$;
- Les demi- poteaux sont de forme carré de côté $0,35 \text{ m}$ et de hauteur $h = 1,7 \text{ m}$;
- Les poteaux sont de forme carré de côté $0,35 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6 \text{ m}$;
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm ;
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$;
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,60 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,35 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 18 m et une largeur de 6 m , sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de $5,53 \text{ m}$, entre les deux poteaux sur largeur est de $5,3 \text{ m}$. le nombre de poteaux total est de 8.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 8 semelles et 8 fouilles. (Voir la vue en plan figure VII.2).

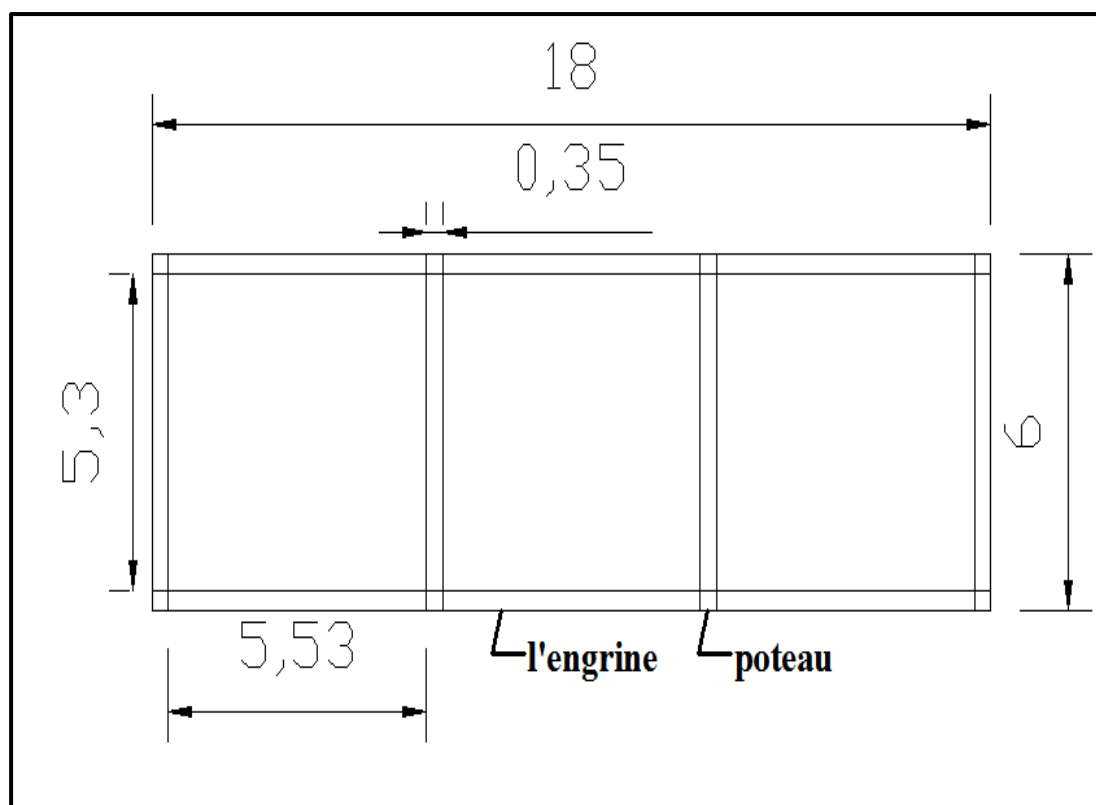


Figure VII.2 : Vue en plan de la SP1.

VII.2.1.1. Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extérieures des fouilles $[(18 + 2 \times 0,57) \times (6 + 2 \times 0,57)] \times 0,10 = 13,67 \text{ m}^3$
 Donc le volume de décapage est estimé à **14 m³**.

VII.2.1.2. Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles. La fouille ayant le volume de : $(1,5)^3 \text{ m}^3 = 3,375 \text{ m}^3$.
 Le nombre de fouilles étant de 8, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 27 m³.

Donc le volume totale des déblais est tel que : 14 + 27 soit environ : **41 m³**.

VII.2.1.3. Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,1$ soit 0,225 m³.
 Le nombre de fouilles étant de 8, le volume total du béton de propreté est de **1,8 m³**.

VII.2.1.4. Calcul du volume de béton armé :

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V = L×l×h×N (m ³)
Semelles	1,5	1,5	0,4	8	7,2
Demi-poteaux	0,35	0,35	1,7	8	1,67
Poteaux	0,35	0,35	6	8	5,88
Ceintures inf. sup. long.	18	0,35	0,6	4	15,12
Ceintures inf. sup. larg.	6	0,35	0,6	8	10,08
Dalle supérieure	18	6	0,07	1	7,56
Chape inférieure	18	6	0,07	1	7,56
Total :					55,07 m³

VII.2.1.5. Calcul du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5 m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1 m), le volume est de $2,25 \text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 8, donc le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **18 m³**.

VII.2.1.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ (cm}^2\text{)}$. La surface de la maçonnerie totale est :

$$S_{\text{maçonnerie}} : S_{\text{T.murs}} - S_{\text{fenêtres}} - S_{\text{portail}}$$

$S_{\text{T.murs}}$: Surface totale des murs (m^2) ;

$S_{\text{fenêtres}}$: Surface des fenêtres (m^2) ;

S_{portail} : Surface du portail (m^2).

AN :

- $S_{\text{T.murs}} = (5,53 \times 6 \times 6) + (5,3 \times 2 \times 6) = 262,68 \text{ m}^2$

- $S_{\text{fenêtres}} = 5 \times 2,2 \times 1,4 = 15,4 \text{ m}^2$

- $S_{\text{portail}} = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$

Donc : $S_{\text{maçonnerie}} = 43,58 - 15,4 - 12 = \mathbf{235,28 \text{ m}^2}$

D'où le nombre de brique nécessaire est de : $N = \frac{S_{\text{maçonnerie}}}{S_{\text{brique}}} = \frac{235,28}{0,3 \times 0,2} = 3922 \text{ briques.}$

Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **4000 briques.**

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VII.2 : Volumes des travaux de la SP1.

N °	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	14
2	Excavation	m^3	41
3	Remblais compacté	m^3	18
4	Béton de propreté	m^3	1,8
5	Béton armé semelle	m^3	7,2
6	Béton armé demi poteaux	m^3	1,67
7	Béton armé des ceintures	m^3	25,2
8	Béton armé poteaux	m^3	5,88
9	Béton armé dalle	m^3	15,12
10	Maçonnerie (briquetage)	brique	4000

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VII.2.2.1. Déblai d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_D = b \times h \quad (\text{VII -1})$$

Sachant que:

S_D : surface des déblais de chaque coupe ;

b : largeur de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_D = S_D \times L \quad (\text{VII -2})$$

V_D : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

L : distance entre deux coupes consécutives.

➤ **La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII -3})$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol ;

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,20$ m.

➤ **Largeur de la conduite :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 40 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,8 \quad (\text{VII -4})$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

Les résultats de calcul du volume du déblai de l'adduction sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (mm)	b (m)	H _{tr} (mm)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
800	1900	1,6	2	3,2	6080
900	9872	1,7	2,1	3,57	35243,04
800	11044	1,6	2	3,2	35340,80
700	3659	1,5	1,9	2,85	10428,15
600	5395	1,4	1,8	2,52	13595,40
600	9674	1,4	1,8	2,52	24378,48
400	54	1,2	1,6	1,92	103,68
400	940	1,2	1,6	1,92	1804,80
Volume Total					126974,35

VII.2.2.2. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur.

$$V_L = b \times e \times L \quad \text{(VII -5)}$$

Avec :

V_L : volume du lit de sable (m³) ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit sable sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (mm)	b (m)	e (m)	V _L (m ³)
800	1900	1,6	0,2	608
900	9872	1,7	0,2	3356,48
800	11044	1,6	0,2	3534,08
700	3659	1,5	0,2	1097,70
600	5395	1,4	0,2	1510,60
600	9674	1,4	0,2	2708,72
400	54	1,2	0,2	12,96
400	940	1,2	0,2	225,60
Volume Total				13054,14

VII.2.2.3. Volume de la conduite :

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

$$S_C = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{(VII -6)}$$

S_C : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_c \times L \quad \text{(VII -7)}$$

V_C : volume de la conduite (m³).

Tableau VII.5 : Calcul des volumes des conduites.

D (mm)	L (mm)	S_C (m²)	V_C (m³)
800	1900	0,503	955,04
900	9872	0,636	6280,30
800	11044	0,503	5551,32
700	3659	0,385	1408,15
600	5395	0,283	1525,40
600	9674	0,283	2735,26
400	54	0,126	6,79
400	940	0,126	118,12
Volume Total			18580,38

VII.2.2.4. Remblais compacté :

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

$$V_r = V_D - V_C - V_L \quad \text{(VII -8)}$$

Avec :

V_r : volume du remblai (m³) ;

V_D : volume des déblais (m³) ;

V_C : volume occupé par la conduite (m³) ;

V_L : volume du lit de sable (m³) ;

AN: $V_r = 127677,35 - 18580,38 - 13054,14 = 95339,83 \text{ m}^3$.

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unite	Quantité
1	Déblais	m ³	126974,35
2	Lit de sable	m ³	13054,14
3	Les conduites	m	42538
4	Remblais	m ³	95339,83

VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de cinq, dont trois réservoirs de stockage de capacité 4000 m³, 3000 m³ et 7000 m³ et un réservoir tampon de capacité 1500 m³ et une bache de reprise de capacité de 150 m³.

- La profondeur d'excavation est de 2m ;
- 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 ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de $0,2 \times 0,3 \text{ m}^2$.

Les chambres de manœuvres auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;
- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5 m ;
- Les murs sur sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée ($0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$) et les ceintures de forme rectangulaire ($0,3 \times 0,45 \text{ m}^2$).

VII.2.3.1. Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des déblais des réservoirs et des chambres de manœuvres :

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L \times l) \right] \times h_{exc} \tag{VII -9}$$

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), $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0,3)$;

D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m) ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h_{exc} = 1$ m ;

Tableau VII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoirs	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{exc} (m)	L (m)	l (m)	V_d (m ³)
Tampon	20	20,6	22,6	5	4	420,95
Ain Fakroun	32	32,6	34,6	5	4	959,77
Ain Kercha	28	28,6	30,6	5	4	755,04
Ain Mlila	43	43,6	45,6	5	4	1652,30
Bâche de reprise	7	7,6	9,6	0	0	72,35
Total : 3860,40						

VII.2.3.2. Calcul du volume du tout-venant :

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \tag{VII -10}$$

V_{tv} : Volume du tout-venant (m³) ;

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

Tableau VII.8 : Calcul des volumes du tout-venant.

Réservoirs	D _{exc} (m)	V _d (m ³)
Tampon	22,6	120,28
Ain Fakroun	34,6	281,93
Ain Kercha	30,6	220,51
Ain Mlila	45,6	489,69
Bâche de reprise	9,6	21,70
		Total : 1134,12

VII.2.3.3. Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \quad (\text{VII -11})$$

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 ;

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp} = 0,15 m ;

Tableau VII.9 : Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoirs	D _{bp} (m)	V _{dp} (m ³)
Tampon	21,8	55,96
Ain Fakroun	33,8	134,52
Ain Kercha	29,8	104,57
Ain Mlila	44,8	236,33
Bâche de reprise	8,8	9,12
		Total : 540,50

VII.2.3.4. Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radians des réservoirs ;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures supérieurs des réservoirs ;
- Coupoles des réservoirs ;
- Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- Chape de la chambre de manœuvre ;
- Dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre ;

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \quad (\text{VII -12})$$

Avec:

D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m);

D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m);

H : Hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 : Calcul du volume du béton armé.

Réservoirs	Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Tampon	Radiers	20,6	-	0,45	149,91
	Voiles	20,7	20	4	89,46
	Ceintures supérieures	21	20	0,5	16,09
	Acrotères	21	20,64	0,3	3,53
Ain Fakroun	Radiers	32,6	-	0,45	375,42
	Voiles	32,7	32	4	142,21
	Ceintures supérieures	33	32	0,5	25,51
	Acrotères	33	32,64	0,3	5,56
Ain Kercha	Radiers	30,6	-	0,45	330,77
	Voiles	30,7	28	4	497,66
	Ceintures supérieures	31	28	0,5	69,47
	Acrotères	31	28,64	0,3	33,15
Ain Mila	Radiers	45,6	-	0,45	734,53
	Voiles	45,7	43	4	752
	Ceintures supérieures	46	43	0,5	104,8
	Acrotères	46	43,64	0,3	49,82
Bâche de reprise	Radiers	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
					Total : 3439,82

➤ **Coupoles :**

La coupole est une sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 \times f} \quad (\text{VII -13})$$

R : Rayon de la coupole (m) ;

D : Diamètre du réservoir (m) ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Chapitre VII : Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Et de volume :

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \quad (\text{VII -14})$$

V_c : Volume du béton armé de la coupole (m^3);

e_c : Epaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

Tableau VII.11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoirs	D (m)	R (m)	V_c (m^3)
Tampon	20	34,08	32,11
Ain Fakroun	32	86,08	81,09
Ain Kercha	28	66,08	62,25
Ain Mila	43	154,83	145,85
Bâche de reprise	7	4,83	4,55
			Total : 325,85

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que $3439,82 + 325,85$ soit **$3765,67 m^3$** .

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	$V = L \times l \times h \times N$ (m^3)
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup. larg	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
					Total : 10,78

Le nombre des chambres de manœuvre étant quatre, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de : $4 \times 10,78$ soit : $43,12 m^3$.

Conclusion : le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de **3808,79 m³**.

VII.2.3.5. 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.

$$V_r = \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \quad \text{(VII -15)}$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;

h : Profondeur d'excavation (m), h = 1 m ;

Tableau VII.13 : Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoirs	D _{exc} (m)	D _{ext} (m)	V _r (m ³)
Tampon	22,6	20,6	67,82
Ain Fakroun	34,6	32,6	105,50
Ain Kercha	30,6	28,6	92,94
Ain Mila	45,6	43,6	140,04
Bâche de reprise	9,6	7,6	27
			Total : 433,32

VII.2.3.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm²)

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5 × 2) + 4] × 3 soit 42 m².

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m², la quantité de brique pour la maçonnerie est de 700 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 720 briques.

Le nombre des chambres de manœuvre étant quatre, alors le nombre total de briques de ces chambres de manœuvre est de : 4 × 720 soit : **2880 briques**.

VII.3. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux de l'adduction, la station de pompage et les différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.14 : Coût des travaux de la station de pompage.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	41	300	12300
2	Béton de propreté	m ³	1,8	8000	14400
3	Béton armé	m ³	55,07	25000	1376750
4	Remblais compacté	m ³	18	400	7200
5	Maçonnerie	Brique	4000	40	160000
					Total:1570650

Le coût des travaux de la station de pompage est de : Un million cinq cent soixante-dix mille six cents cinquante Dinars Algériens (**1 570 650 DA**).

Tableau VII.15 : Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	126974,35	300	38092305
2	Lit de sable	m ³	13054,14	800	10443312
3	Conduite Ø 900	m	9872	35668,40	352118444,8
4	Conduite Ø 800	m	12944	31722,86	410620699,8
5	Conduite Ø 700	m	3659	27777,32	101637213,9
6	Conduite Ø 600	m	15069	22831,78	344052092,8
7	Conduite Ø 400	m	994	14910,06	14820599,64
8	Remblai compacté	m ³	95339,83	400	38135932
					Total:1309920600

Le coût des travaux de l'adduction est de : Un milliard trois cent neuf millions neuf cents vingt mille six cents Dinars Algériens (**1 309 920 600 DA**).

Tableau VII.16 : Coût des travaux des réservoirs.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	3860,4	300	1158120
	Tout venant	m ³	1134,12	600	680472
2	Béton de propreté	m ³	540,50	8000	4324000
3	Béton armé	m ³	3808,79	25000	95219750
4	Remblais compacté	m ³	433,32	400	173328
5	Maçonnerie	Brique	2880	40	115200
					Total:101670870

Le coût des travaux des réservoirs est de : cent un millions six cents soixante-dix mille huit cents soixante-dix Dinars Algériens (**101 670 870 DA**).

Tableau VII.17 : Bilan des coûts.

Coût de l'adduction	1309920600
Coût station de pompage	1570650
Coût des réservoirs	101670870

Le coût global du projet est estimé à : **1 413 162 120 DA**.

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 17%, le résultat est de : Un milliard six cents cinquante-trois millions trois cents quatre-vingt-dix-neuf mille six cents quatre-vingt Dinars Algériens (**1 653 399 680 DA**).

VII.4. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

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

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les américains.

VII.4.1. Définition des tâches et leurs durées :

- ✓ La construction des réservoirs de notre adduction se feront en parallèle ;
- ✓ La construction de la station de pompage ;
- ✓ La réalisation de l’adduction.

1) La station de pompage :

Les tâches de construction de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.18 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté	2
D	Coulage du béton pour les semelles	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
F	Remblayage et compactage des fouilles	3
G	Construction des murs	7
H	Coulage béton longrines inférieurs	15
I	Remblayage et compactage des casiers	6
J	Coulage de la chape inférieure	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieurs et de la dalle	60
M	Maçonnerie et finition générale	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7
O	Excavation pour la bache d’aspiration	5
P	Pose du tout venant	3
Q	Coulage du béton de propreté	2
R	Coulage du béton armé du radier	4

Tableau VII.18: Temps de réalisation des opérations de la station de pompage (suite).

Notation	Opération	Durée (jours)
S	Coulage du béton armé du voile de la bache	9
T	Coulage du béton armé de la dalle	5

2) Adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.19 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
U	Exécution des tranchées « SP1-Réservoir tampon »	30
V	Exécution des tranchées « Réservoir tampon - réservoir Ain Fakroun »	155
W	Exécution des tranchées « Point A – Point B »	170
X	Exécution des tranchées « Point B - réservoir Ain Kercha »	15
Y	Exécution des tranchées « Point B – Point C1 »	60
Z	Exécution des tranchées « Point C1 – Point C2 »	85
AB	Exécution des tranchées « Point C2 - réservoir Ain Mlila »	150
AC	Pose du lit de sable « SP1-Réservoir tampon »	10
AD	Pose du lit de sable« Réservoir tampon - réservoir Ain Fakroun »	55
AE	Pose du lit de sable« Point A – Point B »	60
AF	Pose du lit de sable« Point B - réservoir Ain Kercha »	8
AG	Pose du lit de sable« Point B – Point C1 »	20
AH	Pose du lit de sable« Point C1 – Point C2 »	30
AI	Pose du lit de sable « Point C2 - réservoir Ain Mlila »	50
AJ	Pose de la canalisation « SP1-Réservoir tampon »	40
AK	Pose de la canalisation« Réservoir tampon - réservoir Ain Fakroun »	200
AL	Pose de la canalisation« Point A – Point B »	225
AM	Pose de la canalisation« Point B - réservoir Ain Kercha »	20
AN	Pose de la canalisation« Point B – Point C1 »	75
AO	Pose de la canalisation« Point C1 – Point C2 »	110
AP	Pose de la canalisation« Point C2 - réservoir Ain Mlila »	195

Tableau VII.19: Temps de réalisation des opérations de l'adduction (suite).

Notation	Opération	Durée (jours)
AQ	Remblayage des tranchées « SP1-Réservoir tampon »	5
AR	Remblayage des tranchées « Réservoir tampon - réservoir Ain Fakroun »	27
AS	Remblayage des tranchées « Point A – Point B »	30
AT	Remblayage des tranchées « Point B - réservoir Ain Kercha »	4
AU	Remblayage des tranchées « Point B – Point C1 »	10
AV	Remblayage des tranchées« Point C1 – Point C2 »	15
AW	Remblayage des tranchées« Point C2 - réservoir Ain Mlila »	25

3) Réservoirs :

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jours)
BA	Excavation	8
BB	Pose du tout-venant	3
BC	Coulage du béton de propreté	2
BD	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	60
BE	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BF	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	30
BG	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	70
BH	Remblayage et compactage	3
BI	Maçonnerie et finition générale	30
BJ	Evaluation des débris et nettoyage	2

VII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

1) La station de pompage :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le tableau suivant :

Tableau VII.21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP1.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	K	J	L
B	A	C	L	K	M
C	B	D	M	L, T	N
D	C	E	N	M	-
E	D	F	O	-	P
F	E	J	P	O	Q
G	F	H	Q	P	R
H	G	I	R	Q	S
I	H	J	S	R	T
J	I	K	T	S	M

2) Adduction :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant :

Tableau VII.22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
U	-	AC, V	AJ	AC	AK, AQ
V	U	AD, W	AK	AD, AJ	AR, AL
W	V	AE, X	AL	AE, AK	AS, AM
X	W	AF, Y	AM	AL, AF	AT, AN
Y	X	AG, Z	AN	AG, AM	AU, AO
Z	Y	AH, AB	AO	AH, AN	AV, AP
AB	Z	AU	AP	AI, AO	AW
AC	U	AD, AJ	AQ	AJ	AR
AD	V, AC	AK, AE	AR	AK, AQ	AS

Tableau VII.22: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction (suite).

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
AE	W, AD	AL, AF	AS	AL, AR	AT
AF	X, AE	AM, AG	AT	AM, AS	AU
AG	Y, AF	AN, AH	AU	AN, AT	AV
AH	Z, AG	AO, AI	AV	AO, AU	AW
AI	AB, AH	AP	AW	AU, AP	-

3) Réservoirs :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation d'un réservoir dans le tableau suivant :

Tableau VII.23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
BA	-	BB	BF	BE	BG, BH
BB	BA	BC	BG	BF	BI
BC	BB	BD	BH	BF	BI
BD	BC	BE	BI	BG, BH	BJ
BE	BD	BF	BJ	BI	-

Les réseaux à nœuds sont représentés sur les figures **VII.3**, **VII.4** et **VII.5** où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches deux lignes parallèles rouges portées sur les figures **VII.3**, **VII.4** et **VII.5** représentent le chemin critique de réseau.

Conclusion : le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de 1090 jours, soit presque trois ans.

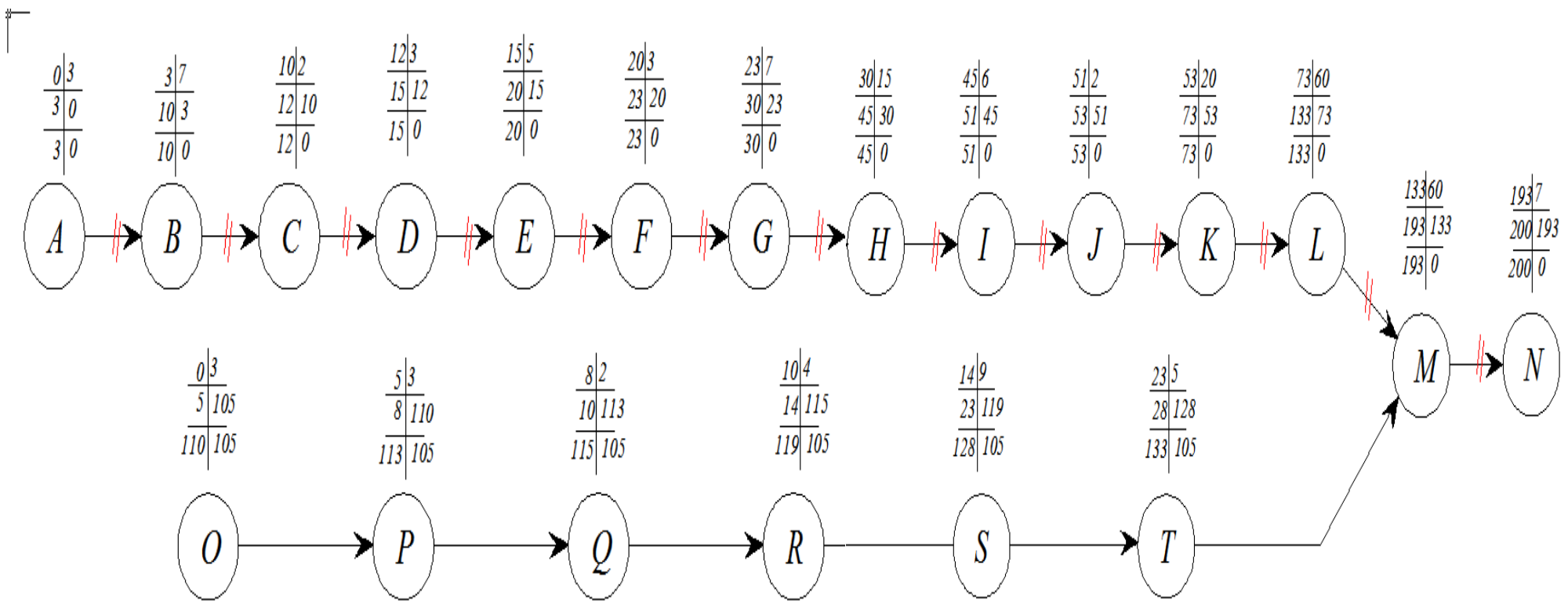


Figure VII.3 : Réseau à nœuds de la station de pompage.

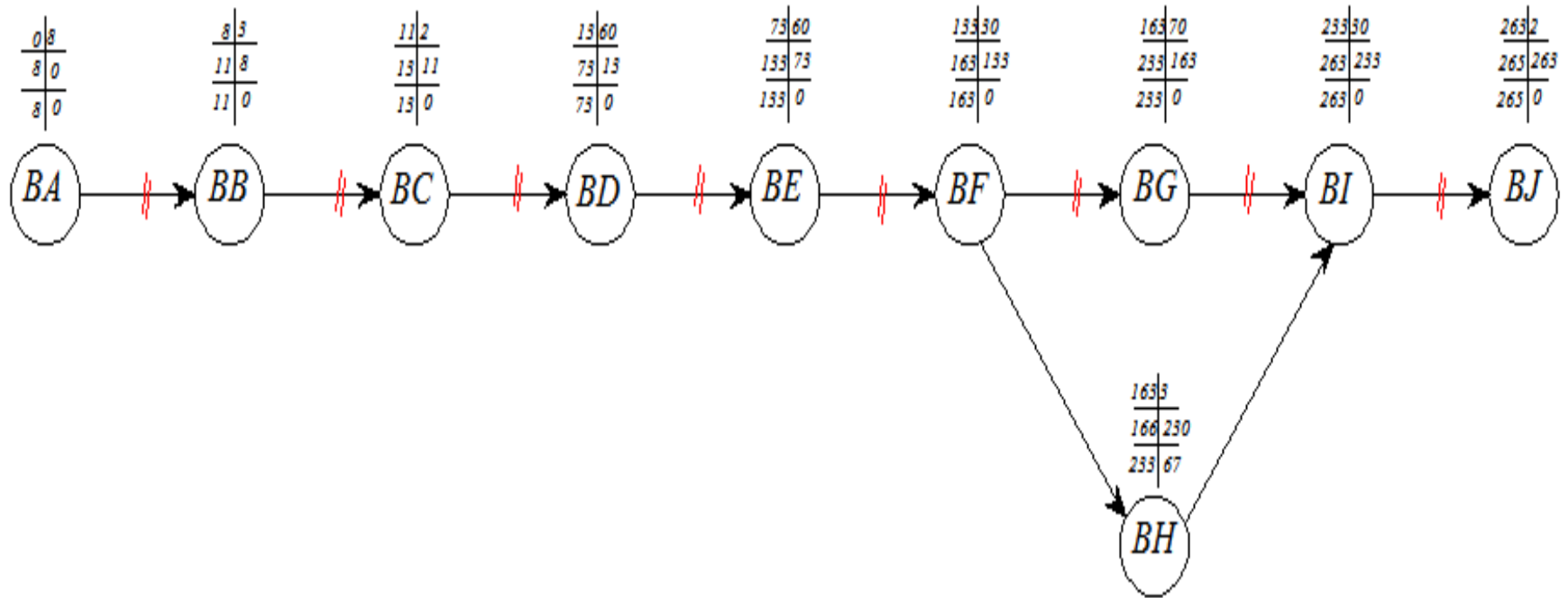


Figure VII.4 : Réseau à nœuds du réservoir.

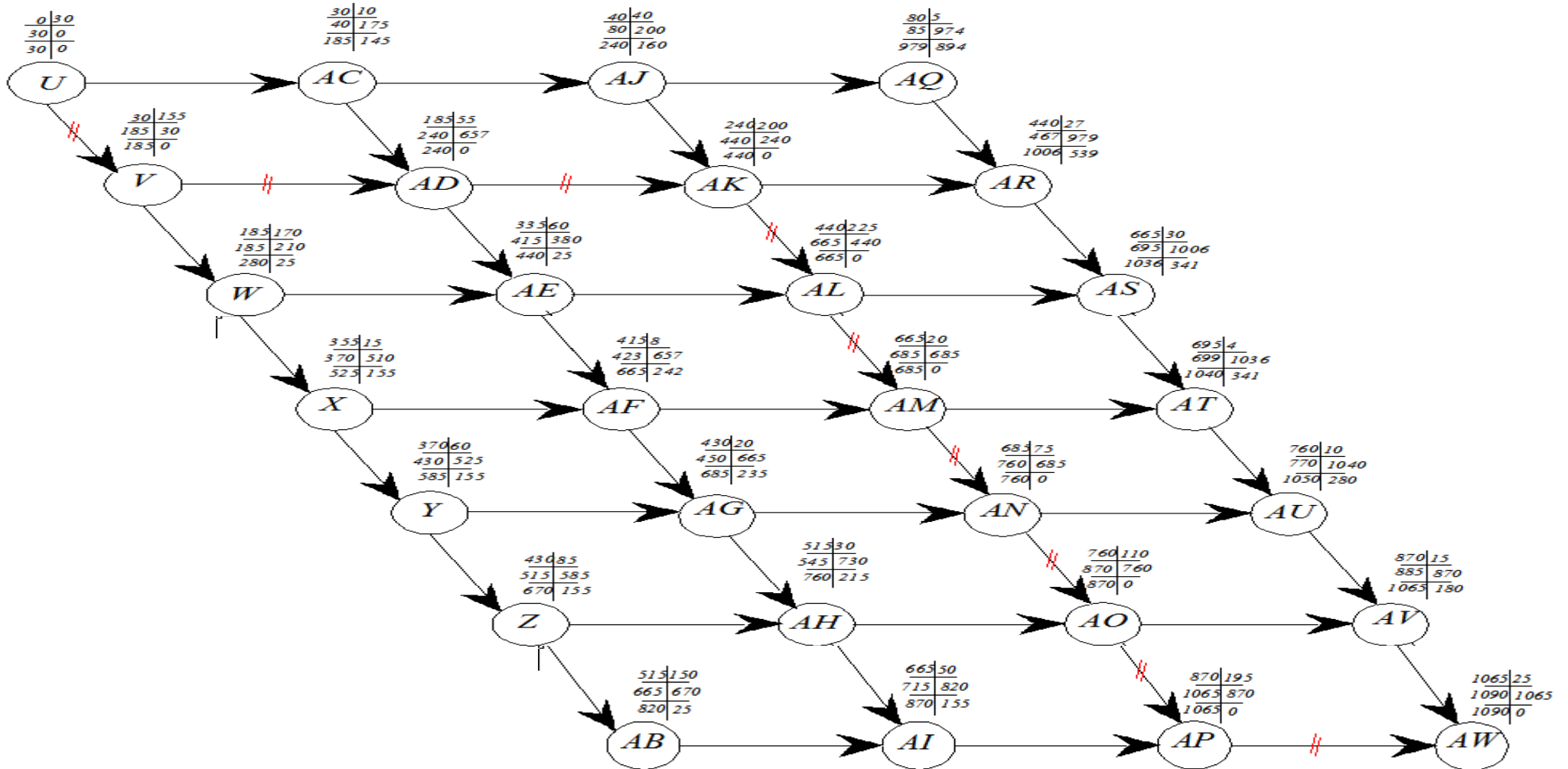


Figure VII.5 : Réseau à nœuds de l'adduction.

VII.5. Les Engins :

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique, ou un retro chargeur ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.5.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques (voir annexe VII.1).

VII.5.2. Bulldozer :

On utilise le bulldozer pour le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

VII.5.3. Chargeur:

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

VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol):

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

Conclusion :

On conclue à partir de ce chapitre que l'organisation de chantier est une tâche très importante pour un ingénieur, car le rôle de celui-ci est économiser beaucoup d'argent à l'entreprise de réalisation.

Dans notre travail nous avons fait un devis quantitatif et estimatif des différents travaux de notre projet, nous avons entrepris une planification des travaux et nous avons déterminé les engins adaptés pour chaque tâche. Enfin, nous estimons une durée de trois ans pour la réalisation de notre projet avec un coût de : Un milliard six cents cinquante-trois millions trois cents quatre-vingt-dix-neuf mille six cents quatre-vingt Dinars Algériens (**1 653 399 680 DA**).

CONCLUSION GENERALE

Au cours du présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation du projet d'adduction en eau potable des villes d'Ain Kercha et Ain Mlila à partir du barrage Ourkiss.

En premier lieu, nous avons fait une brève description de ces villes, et collecté les données nécessaires, qui nous ont permis de mener à bien notre projet. Ce projet est étudié pour l'horizon 2050, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 388217 habitants. L'estimation des besoins maximums en eau de consommation a donné la nécessité de prévoir un transfert de $72114,44 \text{ m}^3/\text{j}$ des eaux du barrage Ourkiss.

Par la suite, nous avons projeté un réservoir tampon d'Ourkiss de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval, ainsi que trois réservoirs circulaires de stockage de capacité respectives 3000 m^3 , 4000 m^3 et 7000 m^3 . La bêche d'aspiration au niveau de la station de pompage SP1 aura un volume de 150 m^3 et sera de forme circulaire.

L'étude de dimensionnement du réseau d'adduction a révélé une longueur totale de 42538 m avec la fonte ductile comme matériau pour ses divers avantages. La station de pompage va être équipée de deux groupes électropompes identiques principaux en plus une de secours.

Et pour la protection de ce réseau d'adduction contre le coup de bélier, nous avons installé un réservoir d'air anti bélier d'une capacité de 15000 litres de volume juste à la sortie de la station de pompage. La protection contre la corrosion des conduites va être assurée, par une manche polyéthylène. Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Référence bibliographique

- [1] **B. SALAH** « polycopie d'alimentation en eau potable », ENSH 1994.
- [2] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II.1981 Edition Eyrolles (paris)
- [3] **M.CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », 1972 Eyrolles (paris)
- [4] **ERIC DROUART et MICHEL VOUILLAMOZ** « Alimentation en eau des populations menacées », Edition Hermann 1999.
- [5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompages », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p101
- [6] **M.MEUNIER** « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression » Edition Dunod, paris, 1950
- [7] **KUDRI NEE BELALIA. Z** : Etude et traitement de l'eau du BARRAGE DJORF-ELTOR de la wilaya Becher par filtration sur sables. Mémoire de Magister en Eau et environnement. Université Benbouaali de Chlef (2006)

ANNEXES

ANNEXE (I.1)

Grille normative pour estimer la qualité de l'eau en Algérie [7]

Paramètre		Bonne	moyenne	mauvaise	Très mauvaise
Physico-chimique	PH	6,5-8,5	6,8-8,5	>6, <9	>5, <9
	T°C	25	25-30	30-35	>35
	Minéralisation	300-1000	1000-1200	1200-1600	>1600
	Ca ²⁺ mg/l	40-100	100-200	200-300	>300
	Mg ²⁺ mg/l	30	30-100	100-150	>150
	Na ²⁺ mg/l	10-100	100-200	200-500	>500
	Chlorure mg/l	10-150	150-300	300-500	>500
	Sulfates mg/l	50-200	200-300	300-400	>400
Organique	O ₂ dissous %	>100	100-50	50-30	>30
	DBO ₅ mg/l	5	5-10	10-15	>15
	DCO mg/l	20	20-40	40-50	>50
	Matière organique	5	5-10	10-15	>15
Composés azotés	Ammonium mg/l	0-0,01	0,01-0,1	0,1-3	>3
	Nitrites mg/l	0-0,01	0,01-0,1	0,1-3	>3
	Nitrate mg/l	0-10	10-20	20-40	>40
Composés phosphorés	Phosphates mg/l	0-0,01	0,01-0,1	0,1-3	>3
Eléments toxiques et indésirables	Fe mg/l	0-0,5	0,5-1	1-2	>2
	Mn mg/l	0	0-0,05	0,05-0,5	>0,5
	Cr mg/l	0-0,02	0,02-0,05	0,05-1	>1
	Cu mg/l	0	0-0,5	0,5-1	>1
	Zn mg/l	0	0	0-0,01	>0,01
	Cd mg/l	0	0	0-0,05	>0,05
	Pb mg/l	0	0-0,8	0,8-1,5	>1,5
	F ⁻ mg/l	0	0	0-0,02	
	CN ⁻ mg/l	0,001-0,002			

Annexe (II.1)

Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5,0	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Le catalogue de SALAH.B)

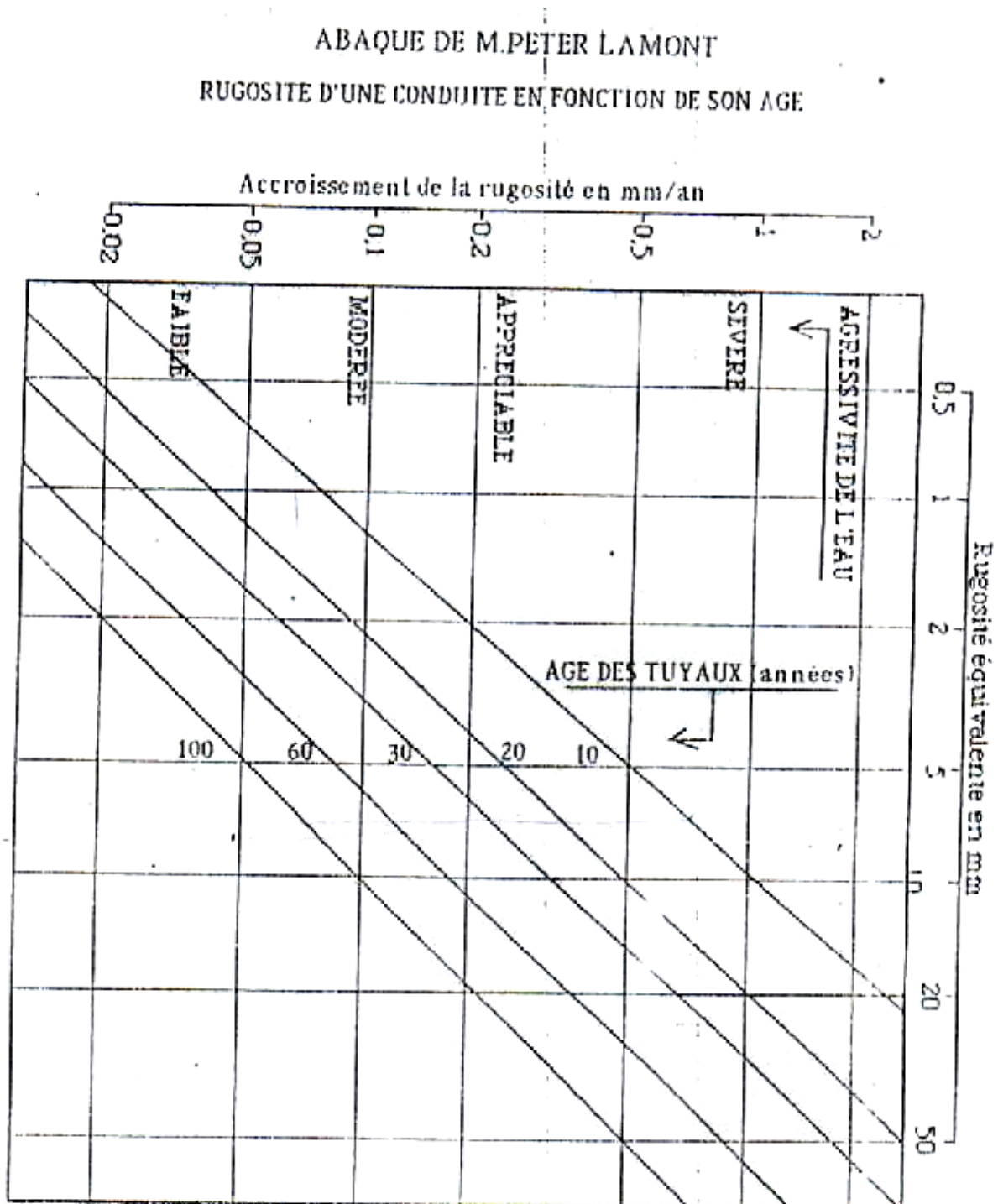
ANNEXE (III.1)

Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité K
1	Cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	Tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	Acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	Fonte neuve	0,25 à 0,8
10	Fonte usagée	0,8 à 1,5
11	Fonte incrustée	1,5 à 2,5
12	Tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	Ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	Béton grossier	5
16	Bois bien raboté	5
17	Bois ordinaire	1

ANNEXE (III.2)

Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).



ANNEXE (III.3)

Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise KOUG.C

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464,36
80	3422,31
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,10
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	14910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,40
1000	39613,94
1100	43553,5
1200	47498,5
1300	51443,5
1400	55388,5

ANNEXE (VI.1)

Tableau des tuyaux en fonte ductile PN25.

DN : diamètre intérieur en (mm)	Longueur normalisée (m)	Diamètre extérieur : De (mm)	Epaisseur de la fonte : e (mm)	Masse moyenne par tuyau (Kg)	Masse moyenne métrique (Kg/m)
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00	1048	13,5	2621,0	374,4
1100	8,27	1048	13,5	3085,0	373,0
1200	8,27	1151	14,4	3604,0	435,8
1300	8,26	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

Source : DRE Oum El Bouaghi

ANNEXE (VI.2)

Abaque de Vibert

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

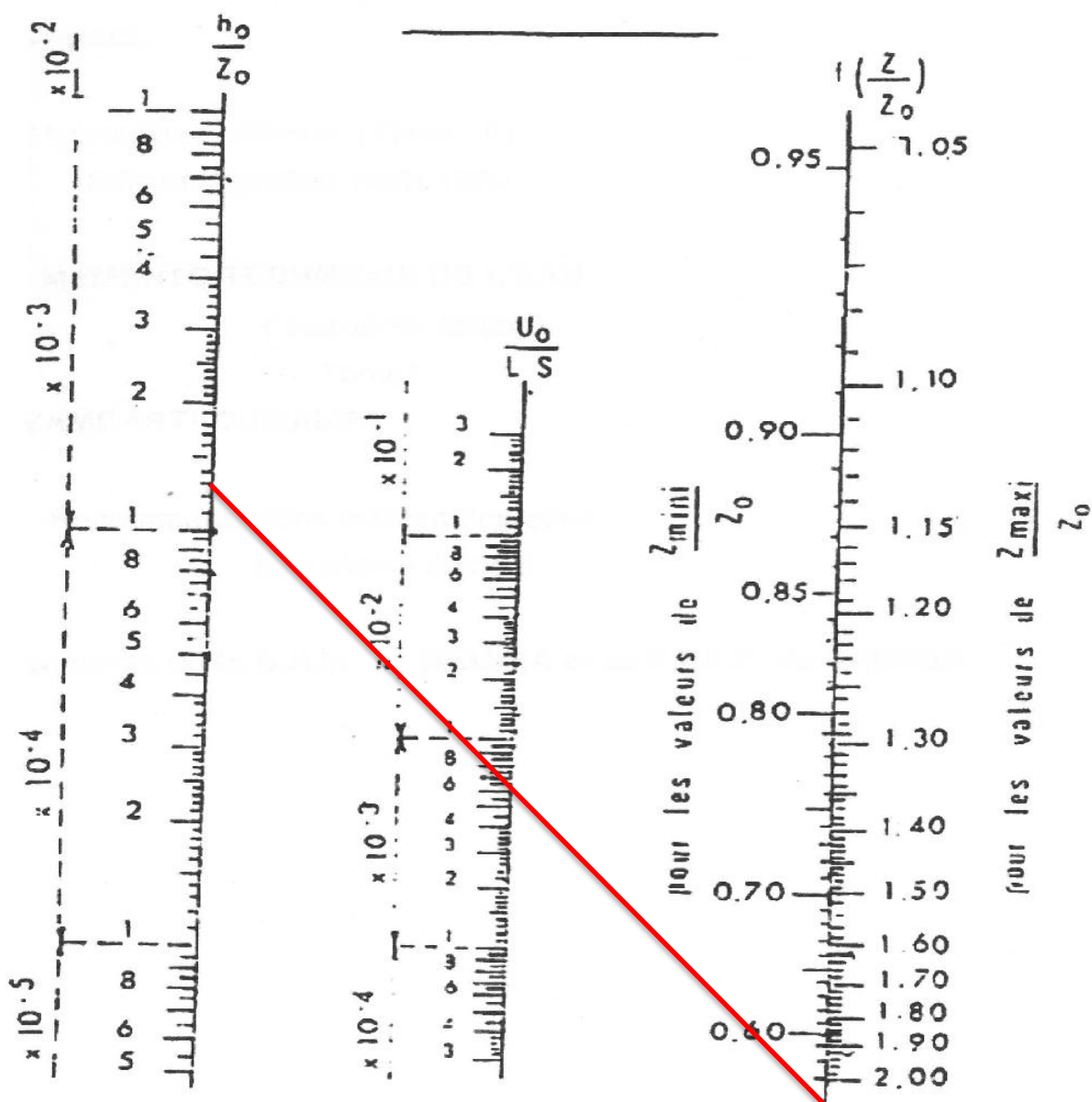
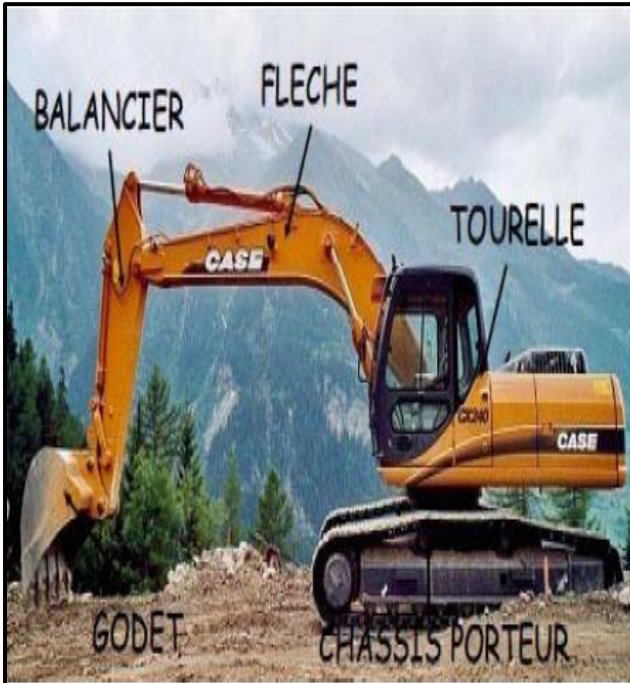


PLANCHE XXVII

ANNEXE (VII.1)

Les engins



Pelle hydraulique



Bulldozer.



Chargeur



Compacteur