

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 transfert d'eau potable a partir du complexes hydraulique Sahel pour l'alimentation de la nouvelle ville sidi Abdellah et renforcement des communes de Douira , Baba Hassen , Ouled Fayet et Souidania.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0020-13

APA Citation (APA توثيق):

Belkebir, Yacine (2013). Etude du transfert d'eau potable a partir du complexes hydraulique Sahel pour l'alimentation de la nouvelle ville sidi Abdellah et renforcement des communes de Douira , Baba Hassen , Ouled Fayet et Souidania[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU TRANSFERT D'EAU POTABLE A PARTIR DU
COMPLEXE HYDRAULIQUE SAHEL POUR L'ALIMENTATION DE
LA NOUVELLE VILLE SIDI ABDELLAH ET RENFORCEMENT DES
COMMUNES DE DOUERA, BABA HASSEN, OULED FAYET ET
SOUIDANIA**

Présenté par :

M^r BELKEBIR YACINE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	Professeur	Président
M^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M^{me} F.DERNOUNI	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2013

REMERCIEMENTS

*Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et à
Exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Mme.f.DERNOUNI
pour avoir accepté de m'encadrer, pour sa
Disponibilité et le temps qu'elle m'a consacré, pour l'intérêt particulier
et les conseils déterminants qu'elle a apporté à mon projet ;
Je profite de l'occasion pour remercier tous le corps enseignants de
l'ENSH ;
Sans oublier le personnel du BEHG et de l'Hydro-travaux, et en
particulier le directeur général ;
Aussi je remercie les membres du jury d'avoir accepté de juge mon
travail ;
Enfin, Je tiens aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou
de loin au bon déroulement de ce mémoire.*

Y.Belkebir

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail et ma sincère gratitude :

A ma défunt grand-mère, que dieux ait son âme que je chérie tellement ;

*Aux deux êtres qui me sont très chers dans la vie, mon adorable et
joyeuse mère, Zineb et mon père bien aimé, Amar, pour leur patience,*

Leurs encouragements et leur soutien inconditionnel;

*A mes deux frères adorés au quel sans eux ma vie n'aurait
pas eu de sens, l'unique Takfarinas et le fameux Amine;*

ET que dieu le tout-puissant les protège et les garde;

A toute la famille Belkebir et Mohamedi ;

A tous mes amis sans exception ;

A la 8ème merveille, avec qui j'ai trouvé le chemin de

la paix et du pardon, et a qui mon estime et mon

respect pour elle ne cesse de grandir, Véga lyre;

A tous ceux et celles qui ont cru et croient en moi.

Y.Belkebir

ملخص :

عملنا هذا يهدف إلى تزويد المدينة الجديدة سيدي عبد الله بالمياه الصالحة للشرب من مركب الساحل بخزانين سعتهما 30000 م³ على مسلك قناة التحويل هناك أربعة بلديات بولاية الجزائر و الممنونة حاليا بواسطة منبع آخر لم يوفر الكمية المطلوبة حاليا مما أدى إلى عجز في كمية التدفق جعلنا نعزز هذا العجز بكميات أخرى من المركب المذكور.

RESUME :

Dans ce travail, notre objectif consiste en l'alimentation de la nouvelle ville de Sidi Abdellah à partir complexe hydraulique sahel par l'intermédiaire de deux réservoirs de volume 30000 m³. Sur l'itinéraire de notre adduction, quatre communes de la wilaya d'Alger qui sont actuellement alimentées par une autre ressource se trouvant dans l'incapacité d'assurer le débit exigé, recevront un renforcement à partir de notre complexe

ABSTRACT:

This project considers municipalities which are currently supplied by system of conveyance. The extension, demographic and health development of these municipalities, for 2025, show that this system will not be able to provide the rate required at this period. The aim of this work is the strengthening of this system through the use of two tanks of hydraulic complex of Sahel with a volume of 30 000m³ hypothesizing that this latter can supply the new town of Sidi Abdellah and overcome water shortage in the horizon of 2025.

TABLE DES MATIERES

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1. Situation géographique de la zone d'étude	1
I.1.1. Présentation de la commune de Mahelma.....	2
I.1.2. Présentation de la commune de Rahmania	3
I.1.3. Présentation de la commune de Douera.....	3
I.1.4. Présentation de la commune de Baba Hassen.....	4
I.1.5. Présentation de la commune d'Ouled Fayet	4
I.2. Situation climatologique	4
I.3. Sismicité.....	5
I.4. Etat actuel du système d'AEP de la zone d'étude.....	6
I.4.1. Chaîne côtière	6
I.4.2. Chaîne des hauteurs	8
Conclusion.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	11
II .1 Evaluation de la situation démographique.....	11
II.2 Evolution de la consommation moyenne journalière	13
II.2.1. Besoins domestiques.....	13
II.2.2. Besoins industriels	13
II.2.3. Besoins publics	14
II.2.4. Besoins touristiques	14
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	14
II.3.1 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2025	14
II.4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières	15
II.4.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)	15
II.4.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	16
II.5 Variation des débits horaires	17
II.6. Calcul de déficit de consommation	24
Conclusion.....	26

TABLE DES MATIERES

Table des matières

Chapitre III : Etude des réservoirs

Introduction	27
III.1. Définition	27
III.2.Fonction générales des réservoirs	27
III.3.Avantages des réservoirs	28
III.4.Emplacement des réservoirs	29
III.5. Classification des réservoirs	29
III.6. Capacité des réservoirs	30
III.6.1.Méthode analytique	31
III.6.2. Méthode graphique.....	31
III.7. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation	32
III.7.1.Dimensionnement du réservoir de MAHELMA	33
III.7.2.Dimensionnement du réservoir de SIDI ABDELAH.....	34
III.7.3.Dimensionnement du réservoir de RAHMANIA.....	35
III.7.4.Dimensionnement du réservoir de DOUERA	36
III.7.5. Dimensionnement du réservoir d'OULED FAYET.....	37
III.7.6.Dimensionnement du réservoir de SOUIDANIA	38
III.7.7 Forme des réservoirs	39
III.8. Equipements des réservoirs	45
III.9 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	49
III.9.1. Système à deux prises	49
III.9.2. Système à d'évent.....	49
Conclusion.....	49

Chapitre IV : Etude de variante pour l'adduction

Introduction	50
IV.1.Définition	50
IV.2.Classification.....	50
IV.2.1. Adduction gravitaire	50
IV.2.2. Adduction par refoulement	50
IV.2.3. Adduction mixte.....	50
IV.3.Types d'écoulement	50
IV.3.1. Ecoulement à surface libre	50
IV.3.2.Ecoulement en charge	51

TABLE DES MATIERES

Table des matières

IV.4.Etude des variantes.....	51
IV.4.1 Choix du tracé.....	51
IV.4.2 Choix du site d'implantation des stations de pompage.....	51
IV.5 Proposition des variantes.....	52
IV.5.1.Variante N°01 : (variante proposé par la SEAAL).....	52
IV.5.2 Variante N°02 :	52
IV.6. Critique et analyse des variantes proposées.....	53
IV.7.Choix du matériau des conduites.....	56
IV.7.1. Conduites en acier.....	56
IV.7.2. Conduites en fonte.....	57
IV.7.3. Conduites en plastique.....	57
IV.7.3.1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle).....	57
IV.7.3.2. Conduites en polyéthylène (PE).....	57
IV.7.4. Conduites en amiante ciment.....	58
IV.8.Calcul hydraulique.....	59
IV.8.1 Dimensionnement des différents tronçons.....	66
IV.8.1.1 Tronçon (station de pompage sahel –piquage de Mahelma).....	66
IV.8.1.2 Tronçon (du point de piquage mahelma – au point de piquage Sidi Abdellah).....	67
IV.8.1.3 Tronçon (du point de piquage Sidi Abdellah – au point de piquage Rahmania).....	68
IV.8.1.4 Tronçon (du point de piquage Rahmania– au point d intersection du plateau).....	69
IV.8.1.5 Tronçon (du point d intersection du plateau– au reservoir de Douera).....	69
IV.8.1.6 Tronçon (du point d intersection du plateau – complexe hydraulique Ouled Fayet bis).....	70
IV.8.1.7 Tronçon (station de pompage bis – au point ramification).....	70
IV.8.1.8 Tronçon (point de ramification – réservoir de oueled Fayet).....	71
IV.8.1.9 Tronçon (point de ramification – réservoir de Baba Hassen).....	72
IV.8.1.10 Calcul de la conduite de piquage vers le complexe Mahelma.....	73
IV.8.1.11 Calcul de la conduite de piquage vers le complexe Sidi Abdellah.....	73
IV.8.1.12 Calcul de la conduite de piquage vers le complexe Rahmania.....	74
IV.8.1.13 Tronçon (du réservoir tampon – vers le réservoir de soiudania).....	75
IV.9. Réservoir tampon.....	76
IV.9.1.Estimation de la capacité du réservoir tampon.....	77
IV.9.2.Dimensions du réservoir.....	77

TABLE DES MATIERES

Table des matières

IV.9.3. site d'implantation des réservoirs	77
Conclusion.....	78
Chapitre V : Etude de pompage	
Introduction	79
V.1.Principe de fonctionnement des pompes	79
V.2. Choix du type de Pompe	80
V.3. Couplage des pompes.....	80
V.4. Choix du nombre de pompes.....	80
V.5. Dimensionnements des stations de pompage	80
V.5.1. Station de pompage de Sahel.....	80
V.5.2 .Station de pompage de Ouled Fayet.....	81
V.6 Courbes caractéristiques des pompes	81
V.6.1.Station de pompage Sahel	82
V.6.2 .Station de pompage d Ouled Fayet.....	83
V.7 Encombrement des pompes choisies	84
V.8 Points de fonctionnement des pompes	85
V.8.1 Courbes caractéristiques de la conduite	85
V.8.2 .Station de pompage de Sahel.....	86
V.8.3 Station d'Ouled fayet bis	87
V.9 Equipement des pompes	87
V.9.1 Équipements en amont	88
V.9.2 Équipements en aval.....	89
V.9.3 Dimensionnement des équipements	90
V.10. Etude du phénomène de cavitation.....	91
V.10.1 Station de pompage de Sahel.....	92
V.10.2 Station de pompage Oueled Fayet bis	93
V.11 Choix du moteur électrique	94
V.12.Bâtiment de la station de pompage.....	95
V.12.1 Implantation de la Station de pompage	95
V.12.2 choix du bâtiment	97
V.13 Equipements auxiliaire	103
V.13.1 Système de levage	103
V.13.2 Conception du système de commande	105

TABLE DES MATIERES

Table des matières

V.13.2.1 Généralité	105
V.13.2.2 Système de commande	105
V.13.3 Système de ventilation.....	107
V.13.3.1 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation	107
V.13.4. Système anti-incendie.....	107
V.13.5 Système de drainage	108
V.13.6 Système d'éclairage.....	108
Conclusion.....	108
Chapitre VI : Protection de la canalisation	
Introduction	109
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier	109
VI.1.1 Définition	109
VI.1.2 Causes du coup de bélier.....	109
VI.1.3 Les risques dus aux coups de bélier	109
VI.1.3.1.Risque de forte pression.....	110
VI.1.3.2.Pression négative.....	110
VI.1.3.3.Fatigue des conduites	110
VI.1.4.Description des phénomènes physiques.....	110
VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	111
VI.1.5.1. Calcul des réservoirs d'air.....	114
VI.1.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	119
VI.1.6.2 Détermination du temps de fermeture.....	120
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion.....	121
VI.2.1. Définition	121
VI.2.2. Les différentes formes de corrosion.....	121
VI.2.3.Les facteurs de la corrosion	122
VI.2.4. Corrosion externe des canalisations.....	122
VI.2.5. Corrosion interne des canalisations.....	122
VI.2.6. Protection des conduites contre la corrosion.....	124
VI.2.6.1 Protection contre la corrosion interne	124
VI.2.6.2 Protection contre la corrosion externe	124
VI.2.6.3 Les revêtements.....	124
Conclusion.....	125

TABLE DES MATIERES

Table des matières

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction	126
VII.1.Pose de canalisation	126
VII.1.1. Principe de pose de canalisations	126
VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	127
VII.1.3.Pose de canalisations dans un mauvais terrain	128
VII.1.4. Pose de canalisation en galerie	129
VII.1.5 Pose de canalisation en pente	130
VII.1.6 Cas d’amarrage et de butée d’un coude	131
VII.1.7 Constructions des regards	132
VII.1.8 Traversée d’une rivière	132
VII.1.9 Traversée de l’oléoduc et du gazoduc.....	135
VII.1.10 Traversée de la voie ferrée.....	135
VII.1.11 Forage dirigé.....	135
VII.2. Accessoires	136
VII.2.1 Robinets vannes	136
VII.2.2 Robinets vannes papillon.....	136
VII.2.3 Robinets vannes à coin (à opercule)	137
VII.2.4 Clapet anti retour	138
VII.2.5 Ventouses.....	138
VII.2.6 Vannes de décharge	139
VII.2.7 Conduite by-pass	139
VII.2.8 Poteaux ou bouches d’incendie.....	139
VII.2.9. Réducteurs de pression	140
VII.2.10 Joints de raccordements	141
VII.3 Organes de raccordement.....	141
VII.3.1 Coudes	142
VII.3.2 Cônes	142
VII.3.3 Tés.....	142
VII.3.4 Joints de démontage.....	142
Conclusion.....	142

Conclusion général

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1 : Présentation géographique de la zone d'étude	1
Figure I.2: Situation géographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah	3
Figure I.3 : Carte de sismicité d'Algérie.	5
Figure I.4: Plan des huit secteurs d'adduction de la wilaya d'Alger.....	6
Figure I.5: Situation géographique de la chaîne côtière.....	7
Figure I.6 : Situation géographique de la chaîne des hauteurs.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population	13
Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers des différentes localités ...	15
Figure II.3 : Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2025.....	25

Chapitre III : Etude des réservoirs

Figure III.1 : Emplacement du réservoir	29
Figure III.2 : Equipements hydrauliques d'un réservoir.....	48

Chapitre IV : Etude de variante pour l'adduction

Figure IV.1: Trace de la variante N°02	54
Figure IV.2: Trace de la variante N°01.....	55
Figure IV.3: Site proposé pour l'implantation du complexe hydraulique projeté Ouled Fayet bis.....	78

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe typescp 400 /710HA-450 /E1	82
Figure V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe type Scp 300/330HA-90/4-T..	83
Figure V.3 : Encombrement de la pompe WILO scp 400 /710HA-450 /E1	84
Figure V.4 : Encombrement de la pompe WILO Scp 300/330HA-90/4-T4	84
figure V.5 : Détermination de point de fonctionnement	85
Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de la Station Sahel	86
Figure V.7 : Point de fonctionnement des pompes de la Station ouledfayet	87
Figure V.8 : Équipements en amont et en aval de la pompe.	88
Figure V.9 : Graphe des courbes NPSH.....	91
Figure V.10 : Site proposé pour l'implantation du complexe hydraulique projeté Ouled Fayet bis	96
Figure V.11 Pont roulant motorisé posé sur deux poutres.....	104

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Chapitre VI : Protection de la canalisation

Figure VI.1:Emplacement d'un réservoir anti-bélier	111
Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	112
Figure VI.3 : profil en long absolu d'une conduite.....	116
Figure VI.4 : Profile en long absolu.....	117
Figure VI.5 : réservoir d'air choisit.....	119
Figure VI.6 : Corrosion par formation de pile.....	124
Figure VI.7 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	125

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Pose de canalisation	127
Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	128
Figure VII.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé	129
Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie.....	130
Figure VII.5 : Pose de canalisation en pente	130
Figure VII.6 : Butées et Amarrages	131
Figure VII .7 : Construction d'un regard.....	132
Figure VII .8 : Traversée d'une rivière.....	133
Figure VII.9 : Mise en place de la conduite	134
Figure VII.10 : schéma de forage dirigé	135
Figure VII.11 : Robinet vanne papillon	136
Figure VII.12 : Robinet vanne à opercule	137
Figure VII.13 : Clapet anti retour.....	138
Figure VII.14 : Ventouse à trois fonctions	139
Figure VII.15 : Bouche d'incendie.....	140
Figure VII.16: Réducteur de pression	140
Figure VII.17: Joints pour canalisations en fonte.....	141

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1 : Pluies maximales journalières pour l'année 2009-2010.....	5
(station pluviométrique de Mahelma code station 020511).....	5

Tableau I. 2 : les réservoirs alimente gravitèrent par le complexe Sahel.....	7
---	---

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population de 2009 à 2025	12
--	----

Tableau II.2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2025)	12
---	----

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	14
---	----

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{minj} ; Q_{moyj} ; $Q_{max j}$	16
--	----

Tableau II.6 : Variation du débit horaire pour la commune SOUIDANIA.....	18
--	----

Tableau II.7 : Variation du débit horaire pour la commune de BABA HASSEN	19
--	----

Tableau II.8 : Variation du débit horaire pour la commune de RAHMANIA	20
---	----

Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour la commune de DOUERA	21
---	----

Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour la commune d OULED FAYET	22
--	----

TableauII.11 : Variation du débit horaire pour la commune de MAHELMA	23
--	----

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la ville de SIDI ABDELAH.....	24
---	----

Tableau II.13: Tableau des déficits à combler à l'an 2025	25
---	----

Tableau II.14: Tableau des déficits total à combler à l'an 2025.....	26
--	----

Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau III.1 : Fonctions d'un réservoir.....	28
---	----

Tableau III.2. Evaluation du volume résiduel du réservoir de MAHELMA	33
--	----

Tableau III.3. Evaluation du volume résiduel du réservoir de SIDI ABDELAH	34
---	----

Tableau III.4. Evaluation du volume résiduel du réservoir de RAHMANIA	35
---	----

Tableau III.5. Evaluation du volume résiduel du réservoir de DOUERA	36
---	----

Tableau III.6. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Fayet.....	37
--	----

Tableau III.7. Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs	45
--	----

Tableau III.8. Equipements des réservoirs.....	46
--	----

Chapitre IV : Etude de variante pour l'adduction

Tableau IV.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	60
---	----

Tableau IV.2 : La valeur de R en fonction du matériau	61
---	----

Tableau IV.3 : Valeurs de a, b, α , en fonction du matériau.....	62
---	----

Tableau IV.4 : Valeur de M en fonction du matériau	63
--	----

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau IV.5 : détermination du diamètre optimal	67
Tableau IV.6 : détermination du diamètre optimal	68
Tableau IV.7 : détermination du diamètre optimal	68
Tableau IV.8 : détermination du diamètre optimal	69
Tableau IV.9 : détermination du diamètre optimal	71
Tableau IV.10: détermination du diamètre optimal	72
Tableau IV.11: Diamètres normalisés pour les différents tronçons.....	76
Chapitre V : Etude de pompage	
Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	81
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	81
Tableau V.3: les dimensions des différent équipements	91
Tableau V.4: Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	92
Tableau V.5 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	92
Tableau V.6 : Choix du type de bâtiment.....	97
Tableau V.7: Les dimensions du bâtiment de la station(SP) Sahel.....	100
Tableau V.8: des dimensions du bâtiment de la station(SP) Ouled Fayet	103
Chapitre VI : Protection de la canalisation	
Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.....	113
Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	115
Tableau VI.3: Calcul de la célérité d'onde dans la conduite	115
Tableau VI.4 : Tableau du profil en long absolu.....	117
Tableau VI.5 : dimensions du réservoir de la station de pompage	119
Tableau VI.6: Calcul de la célérité d'onde dans la conduite gravitaire	120
Tableau VI.7 : Calcul de temps de fermeture des vannes.....	120

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : TRACE DE L'ADDUCTION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE SAHEL VERS DOUERA ET OULED FAYET.

Planche N° 2 : PROFIL EN LONG DU TRONCON DE REFOULEMENT SP SAHEL—P22 MAHELMA (W.ALGER).

Planche N° 3 : PROFIL EN LONG DU TRONCON DE REFOULEMENT P22—D1 MAHELMA (W.ALGER).

Planche N° 4 : PROFIL EN LONG DU TRONCON DE REFOULEMENT D1—D2 MAHELMA (W.ALGER).

Planche N° 5 : PROFIL EN LONG DU TRONCON DE REFOULEMENT D2—D3 MAHELMA (W.ALGER).

Planche N° 6 : REGARD TYPE VENTOUSE-VIDANGE.

Planche N° 7 : RESERVOIRS JUMELES 2 x 2500 m³.

Planche N° 8 : BATIMENT DE LA STATION DE POMPAGE SAHEL (W.ALGER)

Nomenclature

NOMENCLATURE :

SAA : Sécurisation d'Alimentation d'Alger, Taksebt et Isser-Keddar

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

EAC : Exploitation Agricole collective

DRE : Direction des ressources en eau

RT : Réservoir Tampon

SP : Station de pompage

PEHD : Poly Ethylène Haute Densité

PDAU : Plan directeur de l'aménagement et l'urbanisme

NPSH : Net Pression Section Head

H_{inc} : hauteur de la réserve d' incendie

C_p : Cote piézométrique

C_r : Cote de radier

C_{tp} : Cote de trop plein

C_p piquage : Cote piézométrique au point de piquage

TN : Terrain Naturel

NGA : Nivellement Général d'Algérie

ΔH_s : Les pertes de charge singulière

ΔH_t : La perte de charge totale

HMT : Hauteur Manométrique Totale

AC : Amiante ciment

BPAT : Béton Précontraint Ame tôle

Potence : élément métallique de la structure du réservoir serre a soulever le couvercle

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Introduction

Dans tout projet la présentation de la zone d'étude sert de base pour l'évaluation et le choix de tous les paramètres qui peuvent donner les meilleurs résultats. Dans notre étude nous nous intéressons aux différentes situations géographiques, climatologiques, hydrogéologiques et hydrauliques de notre site d'étude, et cela afin de pouvoir mener à bien notre travail.

I.1 Situation géographique de la zone d'étude

Notre zone d'étude englobe plusieurs communes : Mahelma, Rahmania, Douera, Baba Hassen, Ouled Fayet, Souidania

- Cette zone d'étude est limitée par :
- Au nord par : Staoueli, Cheraga, Dely Brahim.
- Au sud par : Beni Khelil, Tessala El Mardja, Birtouta, Kolea.
- A l'Ouest par : Zeralda, Douaouda, Kolea.
- A l'Est par : Achour, Draria, Khraïcia.

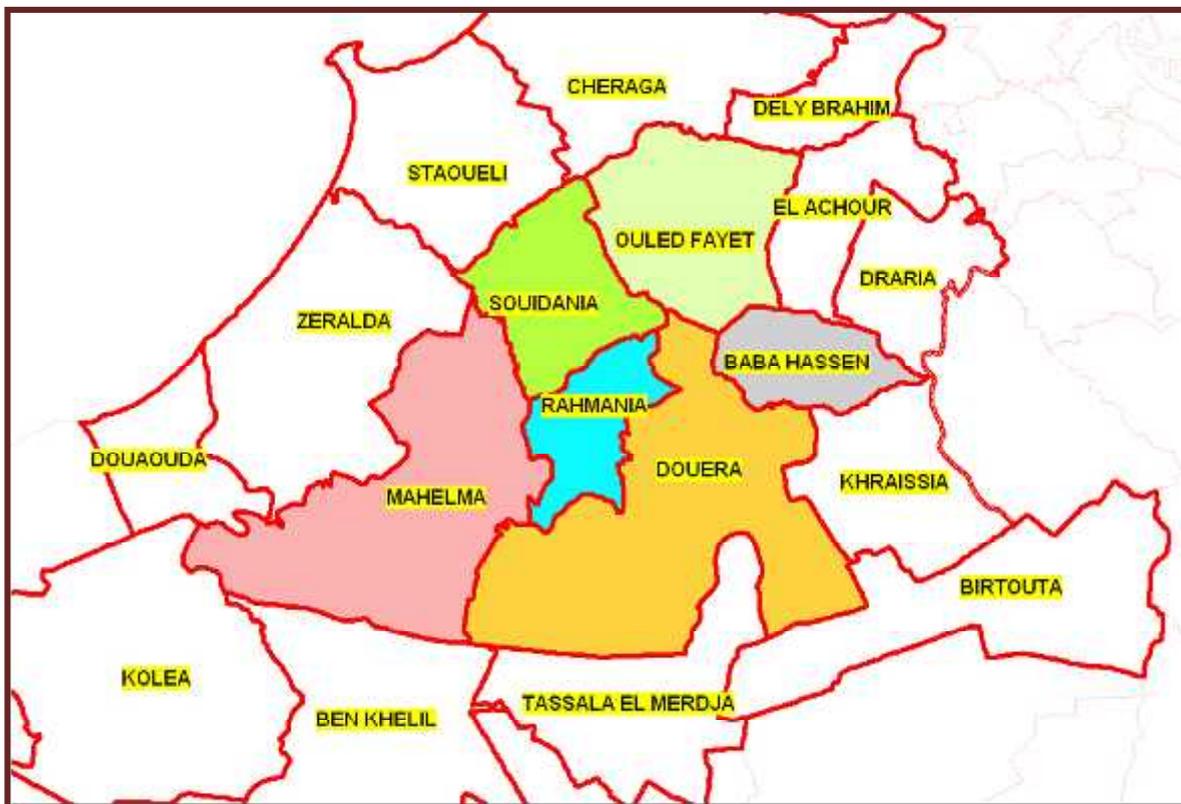


Figure I. 1 : Présentation géographique de la zone d'étude

I.1.1. Présentation de la commune de Mahelma

La Commune de Mahelma est délimitée par :

- Au Nord Est par la commune de Souidania
- Au Sud et Sud Ouest par la Ben Khelil
- A l'Ouest par la Commune de Zeralda et Douaouda.
- A l'Est par les communes de Rahmania et Douera.

Sa superficie est de 3464 hectares, avec une population de 20700 habitants source (RGPH2008).

Le projet de la Nouvelle ville de Sidi Abdellah située à 25 km à l'ouest d'Alger, s'étend sur 2 000 ha formés d'un paysage « collinaire » très calme et agréable. Il dispose de vues imprenables (versant sud sur les montagnes, versant nord sur la mer).

Le projet de la Nouvelle ville s'inscrit dans le cadre d'une politique urbaine et d'aménagement du territoire qui a pour objectif de diminuer la concentration humaine dans la capitale, génératrice de difficultés de gestion urbaine (réseaux, équipements, circulations) et mettre un terme à l'extension permanente de la ville, souvent au détriment des meilleures terres agricoles de la région.

Il s'agit d'un pôle urbain complet, capable de participer au fonctionnement économique du potentiel métropolitain et de prendre en charge toutes les dimensions (économiques, sociales et résidentielles) complémentaires à celles d'Alger.

Pour mener le développement de la Nouvelle Ville, les pouvoirs publics ont créé, en date du 1er septembre 1997, l'Etablissement Public d'Aménagement de l'Agglomération Nouvelle de Sidi Abdellah (EPA), pour aménager un site (2 000 ha) et d'encadrer la réalisation des programmes publics et privés dans (30 000 logements, 4 zones d'activités et équipements d'accompagnement, un parc urbain de 150 ha).



Figure I.2: Situation géographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah

I.1.2. Présentation de la commune de Rahmania

Rahmania (anciennement Sainte-Amélie lors de la colonisation) est une commune de la wilaya d'Alger , située sur le Sahel algérois dans la banlieue Sud-Ouest d'Alger à environ 25Km, avec une population de 7389 habitants (RGPH 2008).

La Commune de Rahmania est délimitée par :

- Au Nord par la commune de Souidania
- Au Sud par la commune de Douera.
- A l'Ouest par la Commune de Mahelma
- A l'Est par la commune de Douera

I.1.3. Présentation de la commune de Douera

Douera est une commune de la wilaya d'Alger , située à environ 20Km au sud ouest du centra ville d'Alger et à environ 17 km au nord de Boufarik, avec une population de 54 903 habitants (RGPH 2008).La Commune de Douera est délimitée par :

- Au Nord par la commune de Souidania et ouled fayet.
- Au Sud par la commune de Tessala El Merdja.
- A l'Ouest par les Communes de Rahmania et Mahelma.
- A l'Est par les communes de Baba Hassen, Khraicia et Birtouta.

I.1.4. Présentation de la commune de Baba Hassen

Baba Hassen est une commune de la wilaya d'Alger , située dans la banlieue à 10Km environ au Sud-Ouest d'Alger, avec une population de 21 441 habitants (RGPH 2008).

La Commune de Baba Hassen est délimitée par :

- Au Nord par les communes de l'Achour et Draria et Ouled F ayet.
- Au Sud par la commune de Khraïcia et Douera .
- A l'Ouest par la Commune de Douera.
- A l'est par la commune de Draria

Ancien village colonial à vocation agricole, Baba Hassen devient aujourd'hui principalement une banlieue pavillonnaire. La ville est tracée en damier entouré de plusieurs lotissements ainsi que deux cités, une au nord et l'autre au sud.

I.1.5. Présentation de la commune d'Ouled Fayet

Ouled Fayet est une commune de la wilaya d'Alger , située dans la banlieue à 15Km environ au Sud-Ouest d'Alger, avec une population de 24 806 habitants (RGPH 2008).

La Commune de Oueled Fayet est délimitée par :

- Au Nord par les communes de Cheraga et Dely Brahim.
- Au Sud par les communes de Baba Hassen, Douera.
- A l'Ouest par la Commune de Soudania.
- A l'Est par la commune d'El Achour.

I.2 Situation climatologique

La zone d'étude est soumise à l'influence du climat méditerranéen à étage bioclimatique subhumide, caractérisé par des pluies abondantes en automne et en hiver et parfois même au printemps, accompagnées par des vents intenses. La période d'été est en générale seche mais on peut enregistrer quelques précipitations tardives (Tableau I.1).

Tableau I. 1 : Pluies maximales journalières pour l'année 2009-2010 (station pluviométrique de Mahelma code station 020511).

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mais	juin	juil	aout	annuelle
pluviométrie (mm)	14.3	36.8	53.9	25.5	15.9	36.5	14	22	27.9	10.4	0	0,3	53.9

Source : (ANRH) ; Agence Nationale des Ressources Hydraulique (Blida).

I.3 Sismicité

La zone d'étude se situe au-dessus de la faille tectonique séparant le continent africain du continent Européen, cependant elle est classée dans la zone III, donc on peut pas négliger l'intensité sismique et pour cela il faudra prendre ce point en considération lors de l'étude génie civil (Figure I.3) .

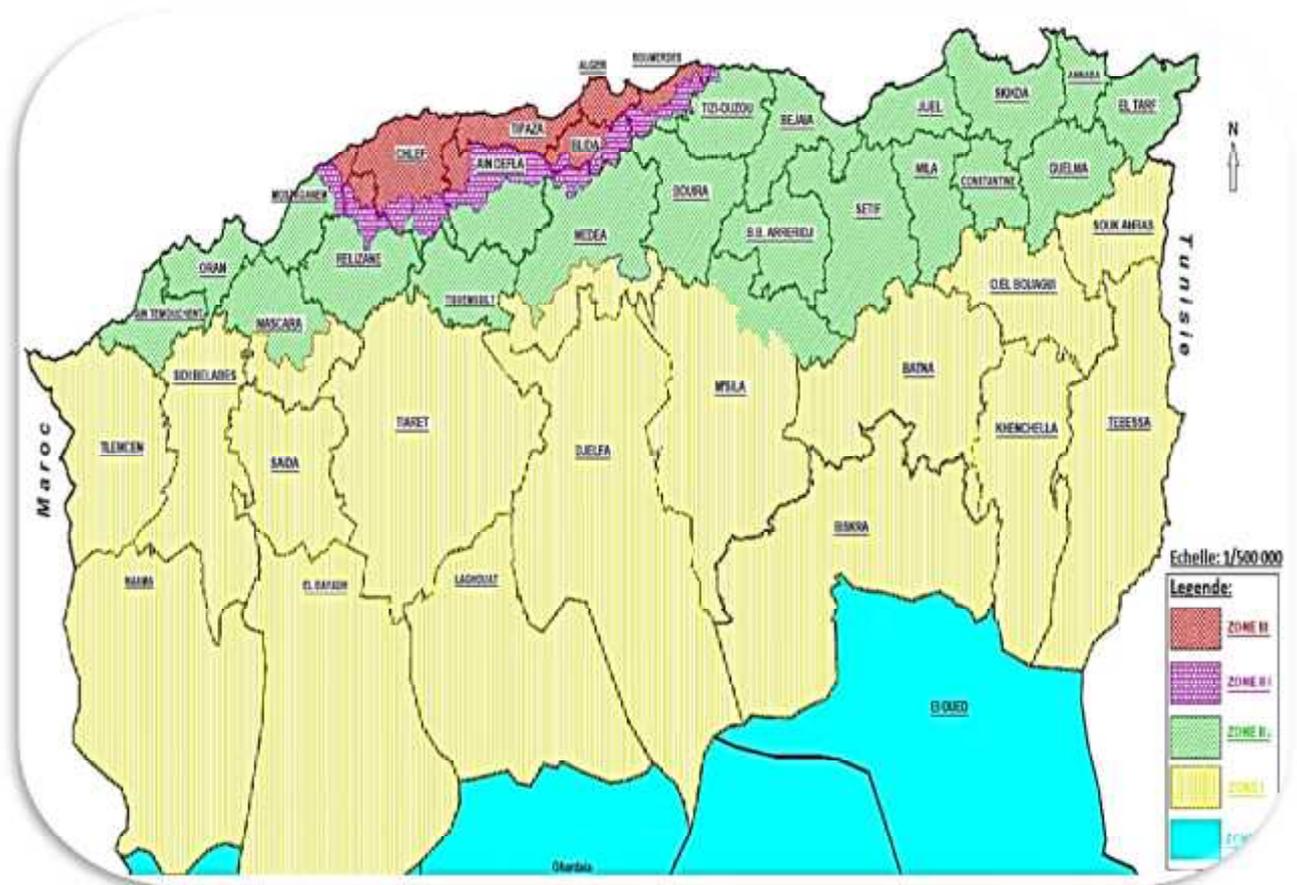


Figure I. 3 : Carte de séismicité d'Algérie.

I.4. Etat actuel du système d'AEP de la zone d'étude

Le réseau d'adduction de la wilaya d'Alger a été divisé en 8 secteurs représentés sur la figure I.4



Figure I.4: Plan des huit secteurs d'adduction de la wilaya d'Alger

I.4.1. Chaîne côtière

Le secteur « chaîne côtière » comprend l'adduction de la zone littorale Ouest, à savoir tout ou une partie des communes de Mahelma, Zéralda, Staoueli, Chéraga, Aïn Benian, Hammamet et Raïs Hamidou (du sud au nord) voir la figure I.5.

Ce secteur alimente actuellement 230875 habitants et alimentera 541 960 habitants au 2025.

Actuellement, la chaîne côtière est principalement alimentée par la station de pompage SP3 Mahelma au sud, qui reçoit les eaux de Mazafran I et II (d'une capacité de 79 000m³/j), et les eaux du SAA (SAA : Sécurisation de l'Alimentation d'Alger) (d'une capacité de 48 000m³/j).

La double station de pompage SP3 Mahelma et SP3 Mahelma bis refoule les eaux vers le complexe hydraulique Sahel par une conduite \varnothing 700mm sur une longueur de 2Km.

Ce dernier (le complexe hydraulique Sahel) alimente gravitairement les réservoirs et châteaux d'eaux représenté dans le tableau I.2



Figure I.5: Situation géographique de la chaîne côtière

Tableau I. 2 : les réservoirs alimente gravitèrènt par le complexe Sahel.

Commune	Réservoirs ou château
Zéralda	2x1000 m ³
	3000m ³
Sidi Fredj	1000 m ³
Staoueli	2x750 m ³
	500 m ³
	2000 m ³
Ain Benian	2x 5000 m ³
	2x750 m ³
	1000m ³

I.4.2. Chaîne des hauteurs

Le secteur « chaîne des hauteurs » comprend l'adduction de tout ou une partie des communes de Douera, Rahmania, Baba Hassen, Draria, El Achour, Ouled Fayet, Chéraga, Dely Brahim, Ben Aknoun, Beni Messouss, Bouzereah, Raïs Hamidou (du sud au nord) voire la figure I.6.

Ce secteur dessert actuellement 565 113 habitants, et alimentera à l'horizon 692 574 habitants.

Actuellement, la chaîne des hauteurs est alimentée par les eaux de surfaces (SAA : Sécurisation d'Alimentation d'Alger, Taksebt et Isser-Keddar), d'eaux déssalées (Hamma) et d'eaux souterraines (Mazafran I et II) :

❖ La station de pompage Garidi à l'est, reçoit les eaux du hamma et les eaux du système Isser-Keddara et alimente les réservoirs du complexe hydraulique stand (2x 1500m³ + 2x1000m³) également appelé Rostomia.

❖ La station de pompage SP1 douera , au sud, reçoit les eaux du Mazafran et du SAA (SAA : Sécurisation d'Alimentation d'Alger) en DN1000 AC (AC : Amiante ciment) et 930 BPAT (BPAT : Béton Précontraint Ame tôle), et les eaux du système Isser-Keddara, alimente :

le réservoir Tampon Douera de 500m³. Ce dernier, alimente le château d'eau Baba Hassen 1000 m³ avec DN 600 Fonte

La double station de pompage SP2 Draria en DN 700 BPAT et en DN 1000 AC

❖ La station de pompage SP2 Draria alimente le complexe hydraulique Stand, ainsi qu'elle refoule les eaux vers :

- Les réservoirs Draria (1000 m³), et le complexe hydraulique Ouled Fayet (3000 m³ + château d'eau 1000 m³)
- Oued Romane (El Achour) (4000 m³+ 1000m³)
- Ain Allah (1000m³)
- Bois des cars (Dely Brahim) (2x10 000m³)



Figure I. 6 : Situation géographique de la chaîne des hauteurs

A) VILLE NOUVELLE SIDI ABDELLAH

La Nouvelle Ville Sidi Abdellah est implantée dans un secteur actuellement peu développé. Elle est située sur le haut des collines de Mahelma et Rahmania entre le secteur chaîne côtière et le secteur chaîne des hauteurs. La création de nouvelles infrastructures Alimentation En eau Potable est proposée pour alimenter la Ville Nouvelle à hauteur de 72 000 m³/jour avec :

- Ouvrages de stockage sur 3 sites : Mahelma, Sidi Abdellah et Rahmania
- Station de pompage à Sahel 190
- Canalisations d'adduction de Sahel 190 à Rahmania.

Pour alimenter la ville nouvelle de Sidi Abdellah, il est prévu la construction d'un nouveau lien entre la chaîne côtière et la chaîne des hauteurs. Ce lien ira de Sahel 190 à Ouled Fayet et à Douera. Cette conduite sera alimentée par refoulement depuis Sahel 190 et desservira en plus des réservoirs au sol d'Ouled Fayet et de Douera, les trois nouveaux complexes de la ville nouvelle :

- * Mahelma
- * Sidi Abdellah

Elle pourra également secourir les ouvrages de :

- * Rahmania : 10 000 m³, CTP 217,5 m NGA.
- * Souidania : 1 000 m³, CTP 183 m NGA,
- * Baba Hassen : 1 000 m³, CTP 220 m NGA.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à la collecte de toutes les informations qui peuvent influencer le dimensionnement des différents ouvrages

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction

Toute conception hydraulique, doit obligatoirement passer par des calculs qui vont permettre d'évaluer les différents types de débits de la zone à étudier afin de connaître le type et la disposition des ouvrages à projeter.

II.1 Evaluation de la situation démographique

Pour estimer le nombre d'habitants de la zone d'étude, on a utilisé le recensement national 2008 terminé en 2009 pour la zone d'étude.

Pour les zones agricoles éparses, la DRE a considéré une répartition de six (6) personnes par maison, et une densité de 40 habitations par hectares.

Notre étude consiste à répondre aux besoins en eau potable et industrielle de cette population jusqu'à l'horizon 2025, en tenant compte de:

- L'accroissement démographique.
- L'amélioration du niveau de vie.
- L'extension des agglomérations.

On estime la population à l'horizon 2025 par la relation des intérêts composés:

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

P_n : population à l'horizon de calcul (2025);

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2009 ;

α : taux d'accroissement démographique, $\alpha = 2.2\%$; (Source DRE de la Wilaya d'Alger)

n : nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (16 ans).

Les tableaux I ci-dessous indiquent l'évolution en nombre d'habitant de la population des secteurs chaîne côtière, chaîne des hauteurs de 2009 à 2025, et ce pour une journée moyenne annuelle (source : Actualisation du Schéma Directeur D'Alimentation en Eau Potable D'Alger Schéma Directeur A L'Horizon 2025 – Adduction)

Tableau II.1 : Evolution de la population de 2009 à 2025

Année		2009	2025	
Chaîne côtière	Population (Habitants)	Hors VN Sidi Abdellah	230 875	301 960
		VN Sidi Abdellah	-	240 000
		Avec VN Sidi Abdellah	230 875	541 960
Chaîne des hauteurs		565 113	692 574	

On a utilisé ce tableau pour tirer le nombre d'habitants de la nouvelle ville Sidi Abdellah

Tableau II.2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2025)

Commune	Population Actuelle	taux d'accroissement (%)	Population moyen terme	Population long terme
	2009 (hab.)		2015 (hab.)	2025 (hab.)
Mahelma	20 700	2.2	23 587	29 321
Rahmania	8 265		9 418	11 707
Souidania 1000	17 100		19 485	24 222
Souidania 500	5 400		6 153	7 649
Douera	54 903		62 561	77 770
Baba Hassen	21 326		24 300	30 208
Ouled Fayet au sol	25 648		29 225	36 330
Château d'Ouled Fayet	15 000		17 092	21 247

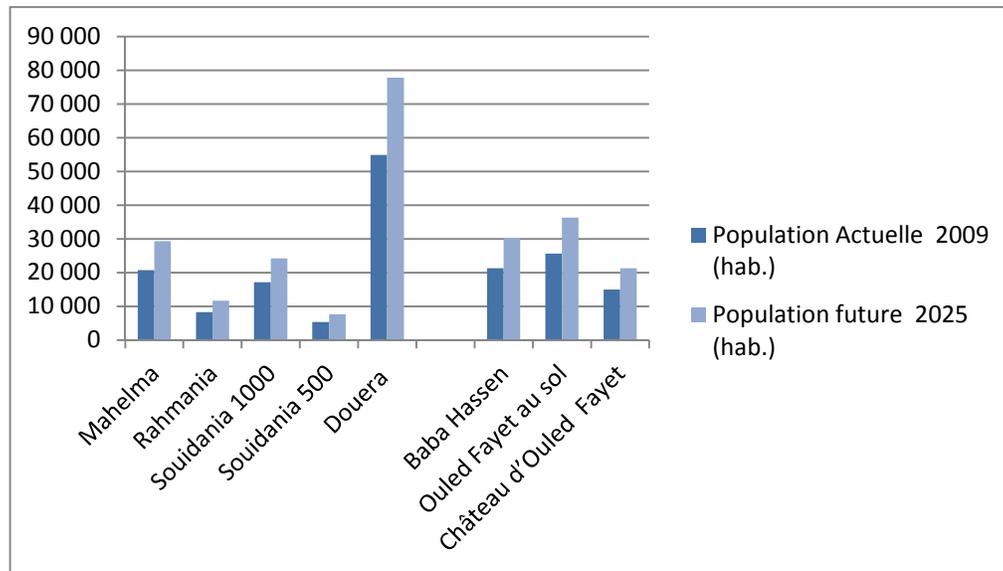


Figure II.1 : Evolution de la population

A l'horizon 2025, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **457964 habitants**.

II.2 Evolution de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est déterminée à partir des besoins:

- Domestiques
- Industriels
- Publics
- Touristiques, etc.

II.2.1. Besoins domestiques

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

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

II.2.2. Besoins industriels

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

II.2.3. Besoins publics

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

II.2.4. Besoins touristiques

La consommation spécifique touristique dans les hôtels est de 300 à 700 l/jour/lit, et peut atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe. Source DRE (la Direction des ressources en eau)

II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

Afin de prévoir une évolution de la consommation, on prendra en considération les extensions des agglomérations, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

II.3.1 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2025

Vu le caractère peu développé de la zone à alimenter, la direction de l'hydraulique de la wilaya de D ALGER a adoptée une dotation de **200 l/j/hab.**

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.2})$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j)

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations journalières

Commune	Nombre d habitants (2030)	Dotation (l/j/hab)	Qmoy j(m3/j)
Nouvelle ville Sidi Abdellah	240 000	200	48000
SOUIDANIA	31 871	200	6374,2
DOUERA	77 770	200	15554
BABA HASSEN	30 208	200	6041,6
OULED FAYET	57 577	200	11515,4
TOTAL	437 426		87485.2

Remarque : la commune de Mahelma et Rahmania rentre dans le programme de la nouvelle ville de Sidi Abdellah

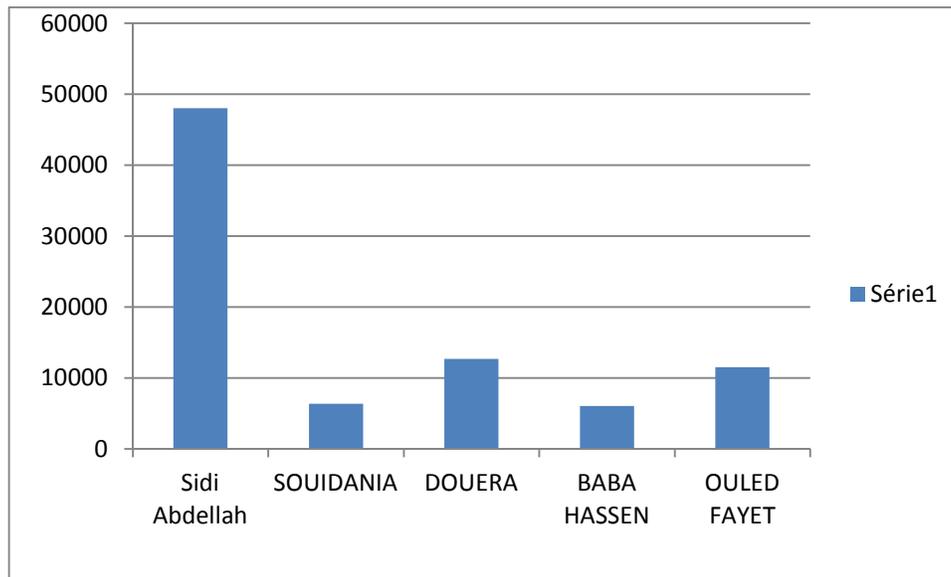


Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers des différentes localités

II.4.Détermination des consommations maximales et minimales journalières [1]

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population, il présente des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$K_{max j}$: consommation maximale journalière.

$K_{min j}$: consommation minimale journalière

II.4.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \quad (II.3)$$

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

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

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

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

$$D'o\grave{u} : Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j} \quad (II.4)$$

II.4.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par:

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

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

Avec : $K_{min,j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{min,j}=0,9$

$$D'o\grave{u} : Q_{min,j}=0,9*Q_{moy,j} \quad (II.6)$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.4 :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$

Commune	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$k_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$	$k_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$
Nouvelle ville Sidi Abdellah	48000	0,9	43200	1,3	62400
SOUIDANIA	6374,2	0,9	5736,78	1,3	8286,46
DOUERA	15554	0,9	11430,18	1,3	20220.2
BABA HASSEN	6041,6	0,9	5437,44	1,3	7854,08
OULED FAYET	11515,4	0,9	10363,86	1,3	14970,02
TOTAL	87485.2		76168,26		113730.76

la commune de Mahelma et Rahmania rentre dans le programme de la nouvelle ville de Sidi Abdellah

II.5 Variation des débits horaires

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire (horizon 2030) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier (m³/j)

Dans la présente étude, la détermination du débit de pointe se repose sur la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans diverses communes en se basant sur le tableau II.5 de l'annexe II.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du Débit maximum journalier.

Nous allons utiliser le Tableau II.5 (voir annexe II) pour la répartition horaire du débit maximum journalier

Etant donné que la zone d'étude comprend sept, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles à l'horizon 2025:

Tableau II.6 : Variation du débit horaire pour la commune SOUIDANIA

heure(h)	Consommation total sojudania $Q_{max,j}=8286.46m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	124,2969	1,50	124,297
1_2	1,5	124,2969	4,50	248,594
2_3	1,5	124,2969	9,00	372,891
3_4	1,5	124,2969	15,00	497,188
4_5	2,5	207,1615	23,50	704,349
5_6	3,5	290,0261	35,50	994,375
6_7	4,5	372,8907	52,00	1367,266
7_8	5,5	455,7553	74,00	1823,021
8_9	6,25	517,90375	102,25	2340,925
9_10	6,25	517,90375	136,75	2858,829
10_11	6,25	517,90375	177,50	3376,732
11_12	6,25	517,90375	224,50	3894,636
12_13	5	414,323	276,50	4308,959
13_14	5	414,323	333,50	4723,282
14_15	5,5	455,7553	396,00	5179,038
15_16	6	497,1876	464,50	5676,225
16_17	6	497,1876	539,00	6173,413
17_18	5,5	455,7553	619,00	6629,168
18_19	5	414,323	704,00	7043,491
19_20	4,5	372,8907	793,50	7416,382
20_21	4	331,4584	887,00	7747,840
21_22	3	248,5938	983,50	7996,434
22_23	2	165,7292	1082,00	8162,163
23_24	1,5	124,2969	1182,00	8286,460
total		8286,46		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune SOUIDANIA est de **517.904 m³/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau II.7 : Variation du débit horaire pour la commune de BABA HASSEN

heure(h)	Consommation total BABA HASSEN $Q_{max,j}=7854.08m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	117,8112	1,5	117,8112
1_2	1,5	117,8112	3	235,6224
2_3	1,5	117,8112	4,5	353,4336
3_4	1,5	117,8112	6	471,2448
4_5	2,5	196,352	8,5	667,5968
5_6	3,5	274,8928	12	942,4896
6_7	4,5	353,4336	16,5	1295,9232
7_8	5,5	431,9744	22	1727,8976
8_9	6,25	490,88	28,25	2218,7776
9_10	6,25	490,88	34,5	2709,6576
10_11	6,25	490,88	40,75	3200,5376
11_12	6,25	490,88	47	3691,4176
12_13	5	392,704	52	4084,1216
13_14	5	392,704	57	4476,8256
14_15	5,5	431,9744	62,5	4908,8
15_16	6	471,2448	68,5	5380,0448
16_17	6	471,2448	74,5	5851,2896
17_18	5,5	431,9744	80	6283,264
18_19	5	392,704	85	6675,968
19_20	4,5	353,4336	89,5	7029,4016
20_21	4	314,1632	93,5	7343,5648
21_22	3	235,6224	96,5	7579,1872
22_23	2	157,0816	98,5	7736,2688
23_24	1,5	117,8112	100	7854,08
total		7854,08		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de BABA HASSEN est de **490.88 m³/h** et survient entre **8h** et 12h.

Tableau II.8 : Variation du débit horaire pour la commune de RAHMANIA

heure(h)	Consommation total RAHMANIA $Q_{max,j}=9543.82m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	143,1573	1,5	143,1573
1_2	1,5	143,1573	3	286,3146
2_3	1,5	143,1573	4,5	429,4719
3_4	1,5	143,1573	6	572,6292
4_5	2,5	238,5955	8,5	811,2247
5_6	3,5	334,0337	12	1145,2584
6_7	4,5	429,4719	16,5	1574,7303
7_8	5,5	524,9101	22	2099,6404
8_9	6,25	596,48875	28,25	2696,12915
9_10	6,25	596,48875	34,5	3292,6179
10_11	6,25	596,48875	40,75	3889,10665
11_12	6,25	596,48875	47	4485,5954
12_13	5	477,191	52	4962,7864
13_14	5	477,191	57	5439,9774
14_15	5,5	524,9101	62,5	5964,8875
15_16	6	572,6292	68,5	6537,5167
16_17	6	572,6292	74,5	7110,1459
17_18	5,5	524,9101	80	7635,056
18_19	5	477,191	85	8112,247
19_20	4,5	429,4719	89,5	8541,7189
20_21	4	381,7528	93,5	8923,4717
21_22	3	286,3146	96,5	9209,7863
22_23	2	190,8764	98,5	9400,6627
23_24	1,5	143,1573	100	9543,82
total		9543,82		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de RAHMANIA est de **596.489 m³/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour la commune de DOUERA

heure(h)	Consommation total DOUERA $Q_{\max,j}=20220.2\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3	606,606	3,00	606,606
1_2	3,2	647,0464	9,20	1253,652
2_3	2,5	505,505	17,90	1759,157
3_4	2,6	525,7252	29,20	2284,883
4_5	3,5	707,707	44,00	2992,590
5_6	4,1	829,0282	62,90	3821,618
6_7	4,5	909,909	86,30	4731,527
7_8	4,9	990,7898	114,60	5722,317
8_9	4,9	990,7898	147,80	6713,106
9_10	5,6	1132,3312	186,60	7845,438
10_11	4,8	970,5696	230,20	8816,007
11_12	4,7	950,3494	278,50	9766,357
12_13	4,4	889,6888	331,20	10656,045
13_14	4,1	829,0282	388,00	11485,074
14_15	4,2	849,2484	449,00	12334,322
15_16	4,4	889,6888	514,40	13224,011
16_17	4,3	869,4686	584,10	14093,479
17_18	4,1	829,0282	657,90	14922,508
18_19	4,5	909,909	736,20	15832,417
19_20	4,5	909,909	819,00	16742,326
20_21	4,5	909,909	906,30	17652,235
21_22	4,8	970,5696	998,40	18622,804
22_23	4,6	930,1292	1095,10	19552,933
23_24	3,3	667,2666	1195,10	20220,200
total	100	20220,2		

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de DOUERA est de **1132.33 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour la commune d OULED FAYET

Heure(h)	Consommation total OULED FAYET $Q_{max,j}=14970.02m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
0 1	3	449,1006	3	449,1006
1 2	3,2	479,04064	6,2	928,14124
2 3	2,5	374,2505	8,7	1302,39174
3 4	2,6	389,22052	11,3	1691,61226
4 5	3,5	523,9507	14,8	2215,56296
5 6	4,1	613,77082	18,9	2829,33378
6 7	4,5	673,6509	23,4	3502,98468
7 8	4,9	733,53098	28,3	4236,51566
8 9	4,9	733,53098	33,2	4970,04664
9 10	5,6	838,32112	38,8	5808,36776
10 11	4,8	718,56096	43,6	6526,92872
11 12	4,7	703,59094	48,3	7230,51966
12 13	4,4	658,68088	52,7	7889,20054
13 14	4,1	613,77082	56,8	8502,97136
14 15	4,2	628,74084	61	9131,7122
15 16	4,4	658,68088	65,4	9790,39308
16 17	4,3	643,71086	69,7	10434,1039
17 18	4,1	613,77082	73,8	11047,8748
18 19	4,5	673,6509	78,3	11721,5257
19 20	4,5	673,6509	82,8	12395,1766
20 21	4,5	673,6509	87,3	13068,8275
21 22	4,8	718,56096	92,1	13787,3884
22 23	4,6	688,62092	96,7	14476,0093
23 24	3,3	494,01066	100	14970,02
total	100	14970,02		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de OULED FAYET est de **838.321 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

TableauII.11 : Variation du débit horaire pour la commune de MAHELMA

Heure (h)	Consommation total MAHELMA $Q_{max,j}=17706m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3	531,18	3	531,18
1_2	3,2	566,592	6,2	1097,772
2_3	2,5	442,65	8,7	1540,422
3_4	2,6	460,356	11,3	2000,778
4_5	3,5	619,71	14,8	2620,488
5_6	4,1	725,946	18,9	3346,434
6_7	4,5	796,77	23,4	4143,204
7_8	4,9	867,594	28,3	5010,798
8_9	4,9	867,594	33,2	5878,392
9_10	5,6	991,536	38,8	6869,928
10_11	4,8	849,888	43,6	7719,816
11_12	4,7	832,182	48,3	8551,998
12_13	4,4	779,064	52,7	9331,062
13_14	4,1	725,946	56,8	10057,008
14_15	4,2	743,652	61	10800,66
15_16	4,4	779,064	65,4	11579,724
16_17	4,3	761,358	69,7	12341,082
17_18	4,1	725,946	73,8	13067,028
18_19	4,5	796,77	78,3	13863,798
19_20	4,5	796,77	82,8	14660,568
20_21	4,5	796,77	87,3	15457,338
21_22	4,8	849,888	92,1	16307,226
22_23	4,6	814,476	96,7	17121,702
23_24	3,3	584,298	100	17706
total	100	17706		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de MAHELMA **991.536 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la ville de SIDI ABDELAH

Heure	Consommation total SIDI ABDELAH $Q_{max,j}=35150m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3,35	1177,525	3,35	1177,525
1_2	3,25	1142,375	6,6	2319,900
2_3	3,3	1159,95	9,9	3479,850
3_4	3,2	1124,8	13,1	4604,650
4_5	3,25	1142,375	16,35	5747,025
5_6	3,4	1195,1	19,75	6942,125
6_7	3,85	1353,275	23,6	8295,400
7_8	4,45	1564,175	28,05	9859,575
8_9	5,2	1827,8	33,25	11687,375
9_10	5,05	1775,075	38,3	13462,450
10_11	4,85	1704,775	43,15	15167,225
11_12	4,6	1616,9	47,75	16784,125
12_13	4,6	1616,9	52,35	18401,025
13_14	4,55	1599,325	56,9	20000,350
14_15	4,75	1669,625	61,65	21669,975
15_16	4,7	1652,05	66,35	23322,025
16_17	4,65	1634,475	71	24956,500
17_18	4,35	1529,025	75,35	26485,525
18_19	4,4	1546,6	79,75	28032,125
19_20	4,3	1511,45	84,05	29543,575
20_21	4,3	1511,45	88,35	31055,025
21_22	4,2	1476,3	92,55	32531,325
22_23	3,75	1318,125	96,3	33849,450
23_24	3,7	1300,55	100	35150,000
total	100	35150		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de SIDI ABDELAH est de **1827.8m³/h** et survient entre 8h a9h

II.6. Calcul de déficit de consommation

Dans le but de satisfaire les besoins en eau des localités à l'horizon d'étude (2025), il faudra déterminer le déficit en eau à combler

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

Avec les données recueillies au niveau de la DRE, l'évaluation des débits a été faite pour les habitants uniquement (Tableau. II.13)

Tableau II.13: Tableau des déficits à combler à l'an 2025

Commune	LA DESTRIIBUTION (m ³ /j)	Besoin en eau à l'horizon futur (m ³ /j)	Deficit en (m ³ /j)
Mahelma	2 449	17706	15257
Sidi Abdellah		35150	35150
Rahmania	1 451	9543.82	8092.82
Douera	9 500	20220.2	10720.2
Ouled Fayet	7926.36	14970.02	7043.66
Baba Hassen	5 142	7854.08	2712.08
Souidania	3 879	8286.46	4407.46

L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par localité.

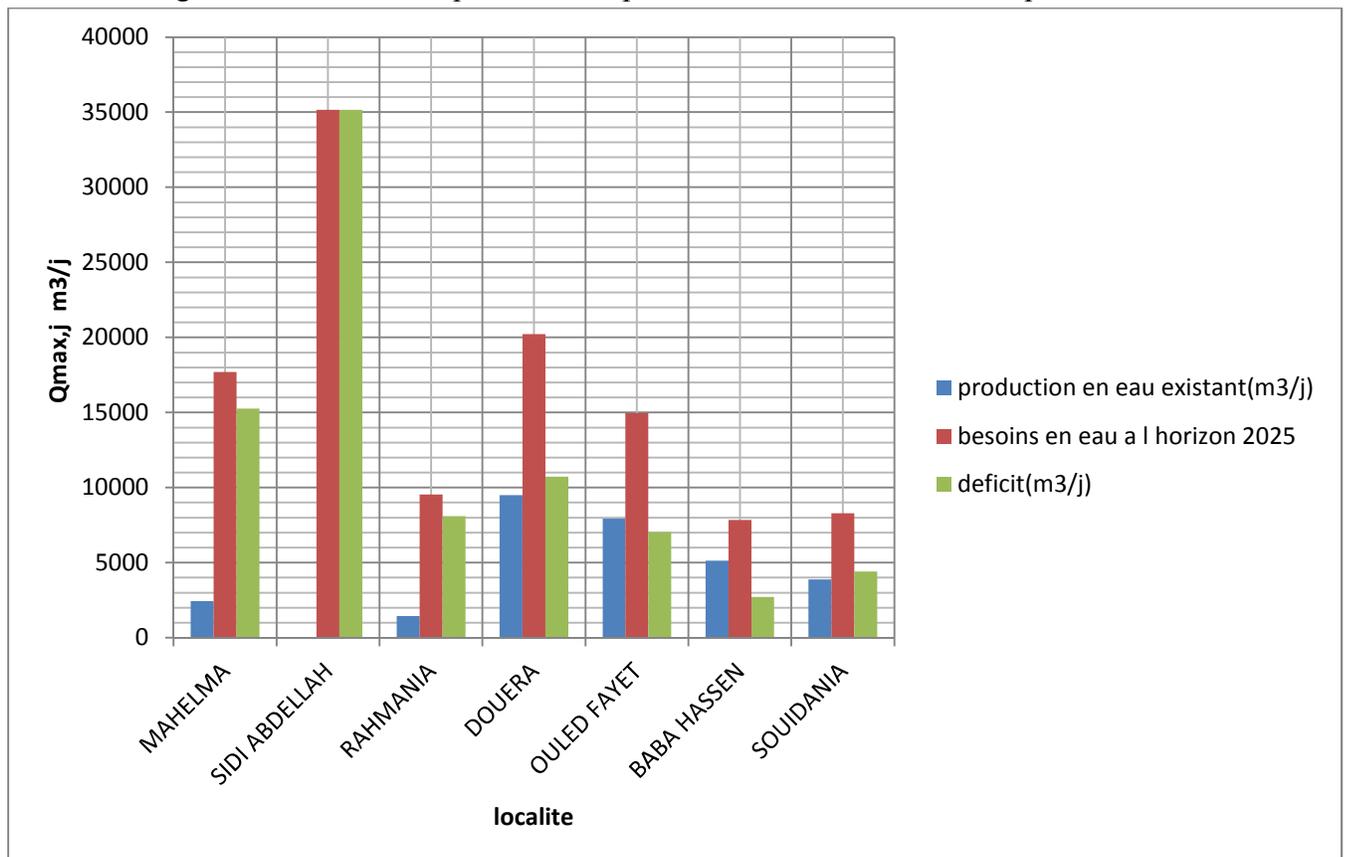


Figure II.3 : Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2025

Suite aux renseignements fournis par l'habitat à la D.R. E, une majoration des débits a été affectée aux différentes communes (selon leur développement) pour les équipements (Tableau II.14)

Tableau II.14: Tableau des déficits total à combler à l'an 2025

Commune	Deficit total (m³/j)
Mahelma	20057
Sidi Abdellah	37549.92
Rahmania	13444
Douera	55380
Ouled Fayet	38077.18
Baba Hassen	2712.08
Souidania	12779.91

Conclusion

L'estimation des besoins en eau, nous a permis d'estimer le déficit en eau potable et d'évaluer la quantité d'eau à mobiliser du complexe hydraulique sahel pour satisfaire les besoins futurs.

Chapitre III : Etude des réservoirs

Chapitre III : Etude des réservoirs

Introduction

Après le refoulement de l'eau à partir de la station pompage de sahel, il est indispensable de mettre en réserve cette eau afin de régulariser le débit et d'assurer une sécurité d'approvisionnement. Cette réserve se fait dans des réservoirs nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent assurer le meilleur fonctionnement des réseaux.

III .1. Définition

Le réservoir est un élément important du réseau de distribution. Placé en général sur un sommet géographique, il permet de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution.

Les réservoirs permettent une gestion des volumes nécessaires par un stockage provisoire avant restitution au réseau. Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

III.2.Fonction générales des réservoirs [2]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique. (Tableau III .1)

- **Du point de vue technique**, les fonctions fondamentales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq :
 - Tout d'abord, le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il est la plupart du temps judicieux, au point de vue technique et économique, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence des réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation.
 - En second lieu, le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origines diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...
 - La troisième fonction technique est une fonction de régulation de pression puisque le niveau ou la charge du réservoir conditionne et stabilise, aux pertes de charges près, la cote piézométrique sur le réseau de distribution.
 - La quatrième fonction technique réside dans la simplification des problèmes d'exploitation en permettant des arrêts pour entretien et réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...
 - En fin, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

- **Du point de vue économique**, outre la possibilité déjà signalée de limiter les investissements au niveau de la production, 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 (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements - distributions, ...).

Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

Tableau III.1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

III .3.Avantages des réservoirs

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.
- Réserve d'incendie garantie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

III.4. Emplacement des réservoirs

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer.

En fait, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment les questions foncières, l'aspect économique, les conditions topographiques et d'inscription dans le site.

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

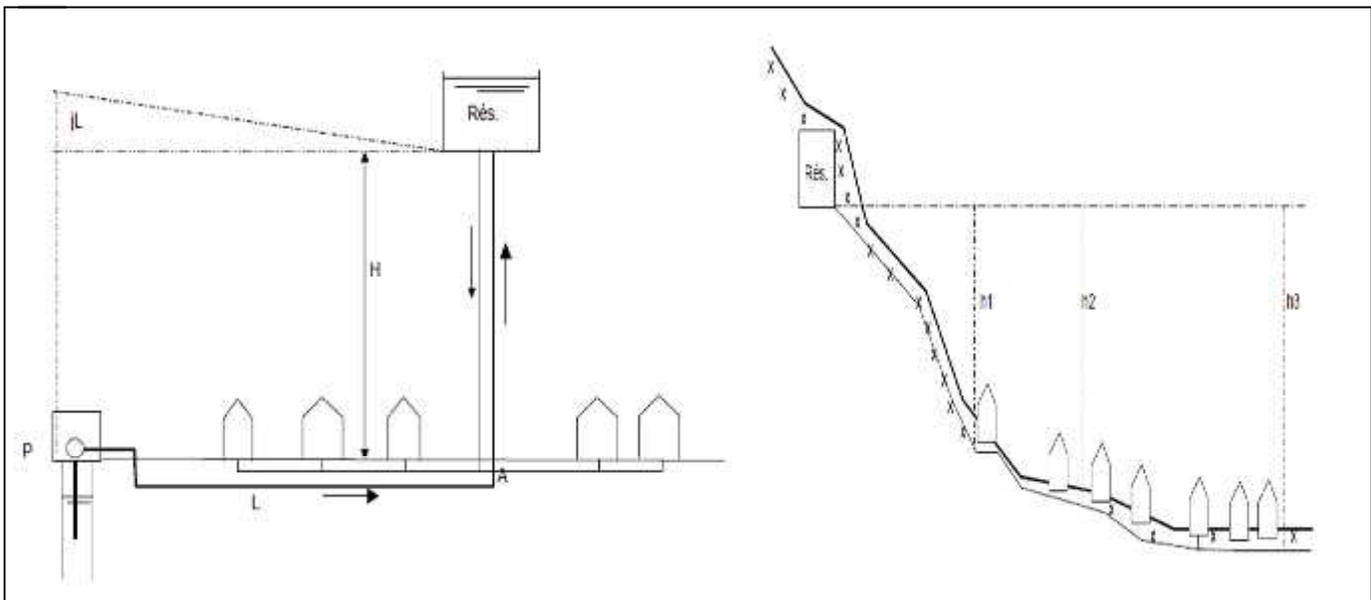


Figure III.1 : Emplacement du réservoir

III.5. Classification des réservoirs [2]

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

- **Situation par rapport à la distribution**
 - Réservoir en charge sur le réseau
 - Réservoir nécessitant une surpression
- **Disposition par rapport au sol**
 - Souterrain
 - Semi-enterré
 - Au sol
 - Sur élevé (ou château d'eau)

- **Rôle joué**
 - Réservoir principal
 - Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau
- **Pression d'air au-dessus du plan d'eau**
 - Pression atmosphérique
 - Contre -pression d'air
- **Matériaux de construction utilisés**
 - Maçonnerie
 - Béton armé ou précontraint
 - Acier

En combinant certains de ces critères, on considère généralement quatre types de réservoirs :

- **Réservoirs au sol** (enterré, semi-enterré ou sur le sol) alimentant gravitairement le réseau de distribution ;
- **Réservoirs (généralement au sol) avec station de surpression associée**, l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression;
- **Réservoirs surélevés**, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- **Réservoirs sous-pression** où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

➤ **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir:**

- Conditions topographiques de la région à desservir,
- Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,

➤ **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:**

- les facteurs économiques,
- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- les possibilités d'adaptation au réseau,
- les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Dans notre cas tous les réservoirs ont des cotes imposées par l'urbanisation de la nouvelle ville

III.6. Capacité des réservoirs

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III.6.1.Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

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

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 est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

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

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

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

- **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus, et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

III.6.2. Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V^+ - V^-| \quad (\%)$$

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

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

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \cdot (\text{m}^3)$$

III.7. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation

Dans cette présente étude, sept réservoirs terminaux doivent être prévu, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

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

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 est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

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

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

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

III.7.1. Dimensionnement du réservoir de MAHELMA

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de MAHELMA est donnée dans le tableau III .2.

Tableau III.2. Evaluation du volume résiduel du réservoir de MAHELMA

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	0	03	-	3	5,8
1-2	0	3.2	-	3.2	2,6
2-3	0	2.5	-	2.5	0,1
3-4	0	2.6	-	2.6	-2,5
4-5	5	3.5	1.5	-	-1
5-6	5	4.1	0.9	-	-0,1
6-7	5	4.5	0.5	-	0,4
7-8	5	4.9	0.1	-	0,5
8-9	5	4.9	0.1	-	0,6
9-10	5	5.6	-	0.6	0
10-11	5	4.8	0.2	-	0,2
11-12	5	4.7	0.3	-	0,5
12-13	5	4.4	0.6	-	1,1
13-14	5	4.1	0.9	-	2
14-15	5	4.2	0.8	-	2,8
15-16	5	4.4	0.6	-	3,4
16-17	5	4.3	0.7	-	4,1
17-18	5	4.1	0.9	-	5
18-19	5	4.5	0.5	-	5,5
19-20	5	4.5	0.5	-	6
20-21	5	4.5	0.5	-	6,5
21-22	5	4.8	0.5	-	6,7
22-23	5	4.6	0.2	-	7,1
23-24	5	3.3	0.4	-	8,8
Total	100%	100%	11.9	-11.9	-

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{(88+25) \times 20057}{100} \Rightarrow V_r = 2266.441 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 2266.44 + 120 \Rightarrow V_t = 2386.44 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2500 \text{ m}^3$.

III.7.2. Dimensionnement du réservoir de SIDI ABDELAH

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de SIDI ABDELAH est donnée dans le tableau III .3.

Tableau III.3. Evaluation du volume résiduel du réservoir de SIDI ABDELAH

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	0	3.35	-	3,35	4,95
1-2	0	3.25	-	3,25	1,7
2-3	0	3.3	-	3,3	-1,6
3-4	0	3.2	-	3,2	-4,8
4-5	5	3.25	1,75	-	-3,05
5-6	5	3.4	1,6	-	-1,45
6-7	5	3.85	1,15	-	-0,3
7-8	5	4.45	0,55	-	0,25
8-9	5	5.2	-	0,2	0,05
9-10	5	5.05	-	0,05	0
10-11	5	4.85	0,15	-	0,15
11-12	5	4.6	0,4	-	0,55
12-13	5	4.6	0,4	-	0,95
13-14	5	4.55	0,45	-	1,4
14-15	5	4.75	0,25	-	1,65
15-16	5	4.7	0,3	-	1,95
16-17	5	4.65	0,35	-	2,3
17-18	5	4.35	0,65	-	2,95
18-19	5	4.4	0,6	-	3,55
19-20	5	4.3	0,7	-	4,25
20-21	5	4.3	0,7	-	4,95
21-22	5	4.2	0,8	-	5,75
22-23	5	3.75	1,25	-	7
23-24	5	3.7	1,3	-	8,3
Total	100%	100 %	13.35%	13.35 %	-

- Le volume résiduel sera : $V = \frac{(83+48) \times 37550}{100} \Rightarrow V_r = 4919.05 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 4919.05 + 120 \Rightarrow V_t = 5039.05 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 5500 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs un de capacité de 3000 m^3 et le deuxième de 2500 m^3

III.7.3. Dimensionnement du réservoir de RAHMANIA

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de RAHMANIA est donnée dans le tableau III.4.

Tableau III.4. Evaluation du volume résiduel du réservoir de RAHMANIA

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	0	1.5	-	1,5	8
1-2	0	1.5	-	1,5	6,5
2-3	0	1.5	-	1,5	5
3-4	0	1.5	-	1,5	3,5
4-5	5	2.5	2,5	-	6
5-6	5	3.5	1,5	-	7,5
6-7	5	4.5	0,5	-	8
7-8	5	5.5	-	0,5	7,5
8-9	5	6.25	-	1,25	6,25
9-10	5	6.25	-	1,25	5
10-11	5	6.25	-	1,25	3,75
11-12	5	6.25	-	1,25	2,5
12-13	5	05	-	-	2,5
13-14	5	05	-	-	2,5
14-15	5	5.5	-	0,5	2
15-16	5	06	-	1	1
16-17	5	06	-	1	0
17-18	5	5.5	-	0,5	-0,5
18-19	5	05	-	-	-0,5
19-20	5	4.5	0,5	-	0
20-21	5	04	1	-	1
21-22	5	03	2	-	3
22-23	5	02	3	-	6
23-24	5	1.5	3,5	-	9,5
Total	100%	100 %	14.5%	14.5 %	-

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{(95+05) \times 13444}{100} \Rightarrow V_r = 1344.4 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1344.4 + 120 \Rightarrow V_t = 1464.4 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

III.7.4. Dimensionnement du réservoir de DOUERA

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de DOUERA est donnée dans le tableau III.5.

Tableau III.5. Evaluation du volume résiduel du réservoir de DOUERA

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	0	3.35	-	3,35	4,95
1-2	0	3.25	-	3,25	1,7
2-3	0	3.3	-	3,3	-1,6
3-4	0	3.2	-	3,2	-4,8
4-5	5	3.25	1,75	-	-3,05
5-6	5	3.4	1,6	-	-1,45
6-7	5	3.85	1,15	-	-0,3
7-8	5	4.45	0,55	-	0,25
8-9	5	5.2	-	0,2	0,05
9-10	5	5.05	-	0,05	0
10-11	5	4.85	0,15	-	0,15
11-12	5	4.6	0,4	-	0,55
12-13	5	4.6	0,4	-	0,95
13-14	5	4.55	0,45	-	1,4
14-15	5	4.75	0,25	-	1,65
15-16	5	4.7	0,3	-	1,95
16-17	5	4.65	0,35	-	2,3
17-18	5	4.35	0,65	-	2,95
18-19	5	4.4	0,6	-	3,55
19-20	5	4.3	0,7	-	4,25
20-21	5	4.3	0,7	-	4,95
21-22	5	4.2	0,8	-	5,75
22-23	5	3.75	1,25	-	7
23-24	5	3.7	1,3	-	8,3
Total	100%	100 %	13.35%	13.35 %	-

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{(83+48) \times 55380}{100} \Rightarrow V_r = 7254.78 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 7254.78 + 120 \Rightarrow V_t = 7374.78 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 7500 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs un de capacité de 5000 m^3 et le deuxième de capacité 2500 m^3

III.7.5. Dimensionnement du réservoir d'OULED FAYET

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'OULED FAYET est donnée dans le tableau III.6

Tableau III.6. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Fayet

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	0	03	-	3	5,8
1-2	0	3.2	-	3.2	2,6
2-3	0	2.5	-	2.5	0,1
3-4	0	2.6	-	2.6	-2,5
4-5	5	3.5	1.5	-	-1
5-6	5	4.1	0.9	-	-0,1
6-7	5	4.5	0.5	-	0,4
7-8	5	4.9	0.1	-	0,5
8-9	5	4.9	0.1	-	0,6
9-10	5	5.6	-	0.6	0
10-11	5	4.8	0.2	-	0,2
11-12	5	4.7	0.3	-	0,5
12-13	5	4.4	0.6	-	1,1
13-14	5	4.1	0.9	-	2
14-15	5	4.2	0.8	-	2,8
15-16	5	4.4	0.6	-	3,4
16-17	5	4.3	0.7	-	4,1
17-18	5	4.1	0.9	-	5
18-19	5	4.5	0.5	-	5,5
19-20	5	4.5	0.5	-	6
20-21	5	4.5	0.5	-	6,5
21-22	5	4.8	0.5	-	6,7
22-23	5	4.6	0.2	-	7,1
23-24	5	3.3	0.4	-	8,8
Total	100%	100%	11.9	-11.9	-

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{(88+25) \times 3807718}{100} \Rightarrow V_r = 4507.344 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 4507.344 + 120 \Rightarrow V_t = 4627.344 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 5000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de **2500 m³** chacun

III .7.6.Dimensionnement du réservoir de SOUIDANIA

Si l'on dispose d'un débit limité constante à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieur au débit moyen horaire Q_{moyh} de la journée.

Il est bien évident que si $Q_a \geq Q_{moyh}$, 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 :

$$Q_{moyh} \leq Q_a \leq K_p Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe où la consommation peut atteindre $K_p Q_{moyh}$. Il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$N * (K_p Q_{moyh} - Q_a) \dots \dots \dots (1)$$

N : nombre d'heures peut atteindre $K_p Q_{moyh}$ dans notre cas est de 4 heures.

Alors :

$$V_r = 24 * Q_a + (1)$$

$$V_r = 24 * Q_{moyh} + (1)$$

$$= 24 * 532.49 + 273.21 = 17039.9 \text{ m}^3.$$

Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc}$

$$V_T = 19334.25 + 120 = 19454.25 \text{ m}^3.$$

Le volume normalisé sera : **20000 m³**.

III.7.7 Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.4})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m).

- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.5})$$

➤ Dimensions du réservoir de MAHELMA

- Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III.4})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

On pose: h = 7 m.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{3,14 * 7}} \Rightarrow D = 21.33 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 22 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{III.4})$$

$$h = \frac{4 * 2500}{3,14 * 22^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6.57 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$S = \frac{2500}{6.57} \Rightarrow S = 380.52 \text{m}^2$$

- La hauteur total du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{III.6})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,43 m

$$H = 6.57 + 0.43 \Rightarrow H = 7 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III.5})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$h_{inc} = \frac{120}{380.52} \Rightarrow h_{inc} = 0,32 \text{ m}$$

➤ Dimensions du réservoir de SIDI ABDELAH

✓ Sachant on à deux réservoirs , pour le réservoir de 3000m³

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$\text{On prend: } h = 6 \text{ m} \quad \text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 3000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 25.23 \text{m, on prend: } D = 26 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$h = \frac{4 * 3000}{3,14 * 26^2} \Rightarrow h = 5.65 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$S = \frac{3000}{5.65} \Rightarrow S = 530.97 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.6)

On prend: $R = 0,35 \text{ m}$

$$H = 5.65 + 0,35 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.5)

Remarque la réserve d'incendie est alors divisée par deux car on a deux réservoir

$$h_{inc} = \frac{60}{530.97} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.11 \text{ m}}$$

✓ **Pour le reservoir 2500m³**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

On prend: $h = 7 \text{ m}$ AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{3,14 * 7}} \Rightarrow D = 21.33\text{m}$, on prend: **D = 22 m**

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$h = \frac{4 * 2500}{3,14 * 22^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6.57 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$S = \frac{2500}{6.57} \Rightarrow \mathbf{S = 380.52 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.6)

On prend: $R = 0,43 \text{ m}$

$$H = 6.57 + 0.43 \Rightarrow \mathbf{H = 7 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.5)

la réserve d'incendie est alors divisée par deux car on a deux réservoir

$$h_{inc} = \frac{60}{380.52} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.16 \text{ m}}$$

➤ **Dimensions du réservoir de RAHMANIA**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

On prend: $h = 4$ m

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1500}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 21.86\text{m, on prend : } \mathbf{D = 22\ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$h = \frac{4 * 1500}{3,14 * 22^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3.75\ m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$S = \frac{1500}{3.75} \Rightarrow \mathbf{S = 400\ m^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.6)

On prend: $R = 0,25$ m

$$H = 3.75 + 0,25 \Rightarrow \mathbf{H = 4\ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.5)

$$h_{inc} = \frac{120}{400} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.3\ m}$$

➤ **Dimensions du réservoir de DOUERA**

- ✓ Le réservoir de 5000m^3

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

On prend: $h = 7$ m

$$D = \sqrt{\frac{4 * 5000}{3,14 * 7}} \Rightarrow D = 30.16\text{m, on prend : } \mathbf{D = 31\ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$h = \frac{4 * 5000}{3,14 * 31^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6.63\ m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$S = \frac{5000}{6.63} \Rightarrow S = 754.15 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.6)

On prend: $R = 0,37 \text{ m}$

$$H = 6.63 + 0,37 \Rightarrow H = 7 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.5)

$$h_{inc} = \frac{60}{754.15} \Rightarrow h_{inc} = 0.08 \text{ m}$$

✓ Pour le reservoir 2500 m^3

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$\text{On prend: } h = 7 \text{ m} \quad \text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{3,14 * 7}} \Rightarrow D = 21.33 \text{ m, on prend: } D = 22 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$h = \frac{4 * 2500}{3,14 * 22^2} \Rightarrow h = 6.57 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$S = \frac{2500}{6.57} \Rightarrow S = 380.52 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.6)

On prend: $R = 0,43 \text{ m}$

$$H = 6.57 + 0.43 \Rightarrow H = 7 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.5)

la réserve d'incendie est alors divisée par deux car on a deux réservoir

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{60}{380.52} \Rightarrow h_{inc} = 0.16 \text{ m}$$

➤ **Dimensions du réservoir de OULED FAYET**

- On a deux réservoirs jumelés de capacité de **2500 m³** chacun
- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$\text{On prend: } h = 7 \text{ m} \quad \text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{3,14 * 7}} \Rightarrow D = 21.33\text{m, on prend: } \mathbf{D = 22 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2500}{3,14 * 22^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6.57 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.4)

$$\text{AN: } S = \frac{2500}{6.57} \Rightarrow \mathbf{S = 380.52 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.6)

On prend: R = 0,43 m

$$\text{AN: } H = 6.57 + 0.43 \Rightarrow \mathbf{H = 7 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.5)

la réserve d'incendie est alors divisée par deux car on a deux réservoir

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{60}{380.52} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.16 \text{ m}}$$

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{400} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.3 \text{ m}}$$

Les dimensions des différents réservoirs sont récapitulées dans le tableau III .8 :

Tableau III.7. Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs

Reservoirs	Volume en (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	h _{inc} (m)
MAHELMA	2500	7.00	380.52	22	0.32
SIDI ABDELAH	3000	6.00	530.97	26	0.11
	2500	7.00	380.52	22	0.16
RAHMANIA	1500	4.00	400	22	0.3
DOUERA	5000	7.00	754.15	31	0.08
	2500	7.00	380.52	22	0.16
OUELED FAYET	2500	7.00	380.52	22	0.16
	2500	7	380.52	22	0.16

III.8. Equipements des réservoirs : [2] (Voir figure III .2)

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques ...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages, les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous les équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. Tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans. Afin d'éviter les fausses manœuvres, les équipements hydrauliques disposeront d'étiquettes indiquant leur fonction et les canalisations de flèches indiquant le sens du courant. Par ailleurs un plan schématique plastifié des équipements doit être affiché dans le local renfermant les équipements.

Le tableau III.9 fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir.

Tableau III.8. Equipements des réservoirs

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Vannes diverses -Clapet - Equipement de trop-plein - Vidange - Siphons pour réserve incendie - Canalisations de liaison -Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Débit - Equipements de télétransmission - Télécommande - Poste de livraison électrique
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage - Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour le personnel et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau -Echelle
Qualité de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> - Equipements ou dispositions pour le renouvellement de l'eau - Equipements ou dispositions pour le renouvellement de l'air - Robinets de prélèvement - Equipements de désinfection, analyseurs, - Dispositifs de protection contre les actes de malveillance et les intrusions

La figure III .2, illustre quelques équipements hydrauliques d'un réservoir

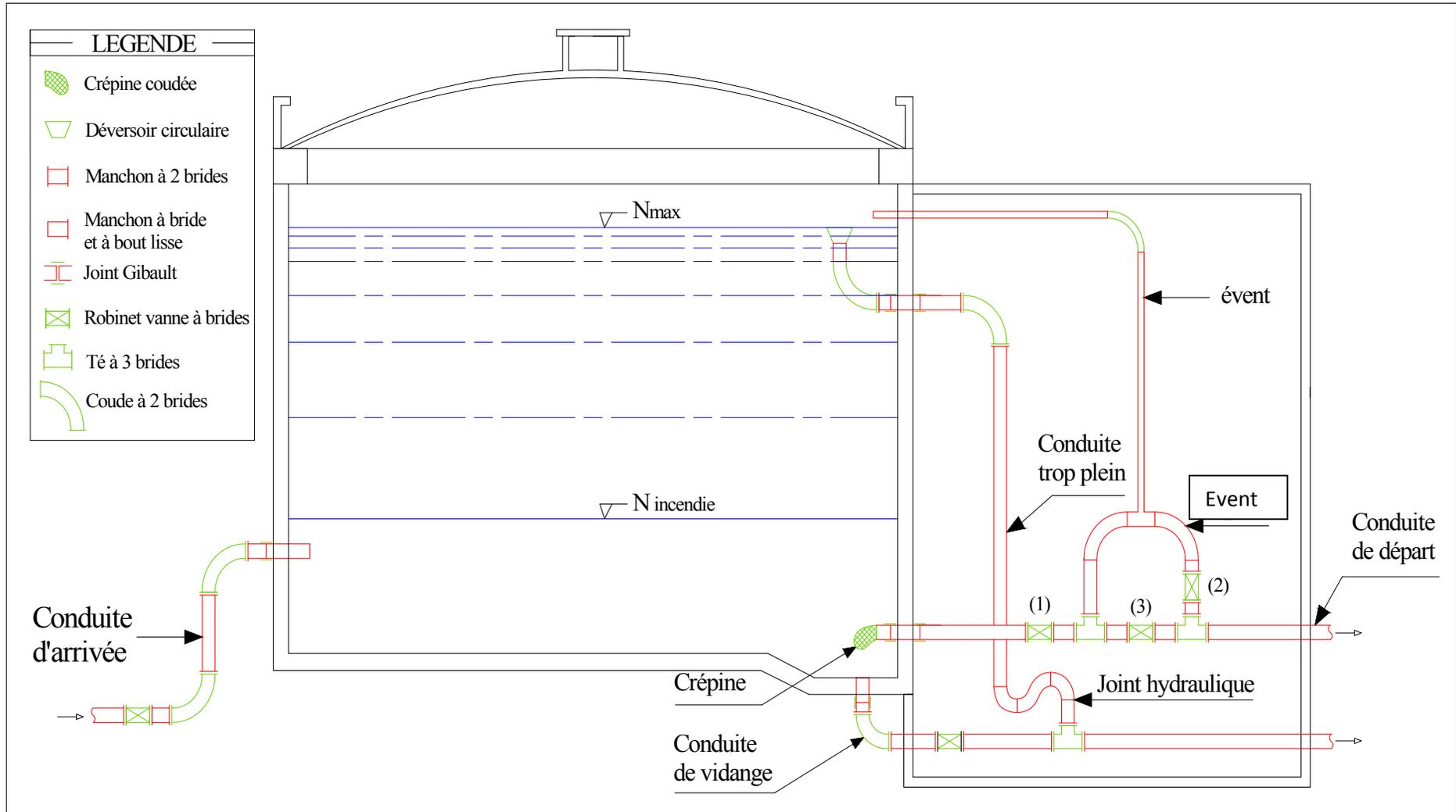


Figure III .2 : Equipements hydrauliques d'un réservoir

III.9 Matérialisation de la réserve d'incendie [3]

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à événement.

III.9.1. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

III.9.2. Système à événement

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un événement et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'événement tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

Dans le cadre de notre mémoire tous les réservoirs sont munis d'événement pour renouveler la réserve d'incendie sauf pour les réservoirs jumelés avec le système à deux prises

Conclusion

Notre système d'alimentation étant très important, six ont été dimensionnées afin de prendre en charge. L'essentiel du développement futur des différentes localités en question et combler le déficit à l'horizon d'études.

Chapitre IV : Etude de variante pour l'adduction

Chapitre IV : Etude de variante pour l'adduction

Introduction

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

IV.1.Définition

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

IV.2.Classification

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

IV.2.1. Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom.

IV.2.2. Adduction par refoulement

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

IV.2.3. Adduction mixte :

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

IV.3.Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV.3.1. Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement avec une surface libre c'est-à-dire en contact avec l'air. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente.

IV.3.2.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

IV.4.Etude des variantes

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus économique et le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation de la conduite. Le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage est aussi à considérer. Il est basé sur la reconnaissance du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques et en tenant compte des critères technico-économiques, sans pour autant négliger l'exploitation. En général, les tronçons longent les routes et les chemins existants.

IV.4.1 Choix du tracé

Le choix du tracé doit se faire en tenant compte des points suivants :

- ✓ Avoir un itinéraire aussi directe que possible ;
- ✓ Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs ;
- ✓ Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversée de rivière, route, chemin de fer etc...);
- ✓ Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés ;
- ✓ Eviter les terrains privés ;
- ✓ Eviter les contre pente qui donne des cantonnements d'air ;
- ✓ Le tracé sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butés importantes ;
- ✓ Certain terrains accidentés oblige à avoir un tracé ou l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devrions toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

IV.4.2 Choix du site d'implantation des stations de pompage

- ✓ La station doit être éloignée des zones d'habitations et des aérodromes.
- ✓ Le choix d'implantation doit se faire de telle sorte à avoir le moins de refoulement possible pour diminuer les pertes de charge et la consommation d'énergie ;

- ✓ Eviter les zones inondables et les zones sismiques ;
- ✓ Eviter les terrains privés et agricoles.

IV.5 Proposition des variantes

Le choix du tracé et l'emplacement des stations de pompage est suivant les critères cités précédemment.

De ce fait, nous avons proposé une variante et la deuxième est proposée par la société des eaux et de l'assainissement d'Alger (SEAAL).

IV.5.1.Variante N°01 : (variante proposé par la SEAAL)

Dans cette variante la conduite de refoulement prend son départ à partir du complexe hydraulique « Sahel », et coupe la **Ville Nouvelle Sidi abdellah**, qui s'étend sur un périmètre urbanisable de **2000ha**

- Projeter une station de pompage au niveau du complexe hydraulique existant Sahel.
- Refouler les eaux à partir de ce dernier vers le complexe hydraulique existant Ouled Fayet, en passant par une station de pompage intermédiaire au niveau de Rahmania en projetant deux réservoirs (2x 15 000m³) a sont niveau
- Projeter deux réservoirs (2x15 000m³) au niveau du complexe hydraulique existant Ouled Fayet, et assurer la distribution gravitaire vers les agglomérations : Douera, Bab Hassen et Souidania.

IV.5.2 Variante N°02 :

La présente étude consiste à la réalisation d'une conduite d'adduction d'AEP reliant les complexes hydrauliques : Sahel, Douera, Oueled fayet.

Cette conduite de refoulement prend son départ à partir du complexe hydraulique « Sahel », et coupe la **Ville Nouvelle Sidi abdellah**, qui s'étend sur un périmètre urbanisable de **2000ha**, incluant les deux villages MAHELMA et RAHMANIA, arrivant jusqu'au complexe hydraulique Oueled fayet et aux deux réservoirs (2x5000 m³) de Douera.

- Projeter une station de pompage au niveau du complexe hydraulique « Sahel » d'une capacité de refoulement de 7500m³/h.
- Refouler les eaux du complexe hydraulique « Sahel » vers les deux points possédant des côtes altimétriques voisines:
 - ❖ 1^{er} point : le complexe hydraulique projeté Oueled Fayet bis (réservoir tampon + station de pompage), dont la côte altimétrique est de 210m.
 - ❖ 2^{ème} point : les deux réservoirs Douera (2* 5 000m³), dont la côte altimétrique est de 223.5m

- Réaliser une deuxième station de pompage au niveau du complexe hydraulique projeté Oueled Fayet bis, et refouler les eaux vers le complexe hydraulique de Oueled fayet et Baba hassen.
- Assurer la distribution gravitairement du complexe hydraulique projeté Oueled Fayet bis vers SOUIDANIA.
- Régulariser les pressions entre le complexe hydraulique Projeté Oueled Fayet bis et les deux réservoirs Douera à l'aide des vannes de régulation de débit et de pression.

IV.6. Critique et analyse des variantes proposées

➤ Première variante

- ✓ Le point défavorable est que la station de pompage projetée a des pompes de grand gabarit qui ne sont pas disponible sur le marché, et qui consomme beaucoup d'énergie.
- ✓ On a 4 passage suspendue de la conduite dans le trace et 4 traversée d autoroutes
- ✓ Une traversée d'oued
- ✓ Les travaux de génie civil des deux réservoirs de 15 000 m³ dans le complexe hydraulique de Ouled Fayet qui sont couteau

➤ Deuxième variante

La variante que nous avons proposée permet de prendre en charge

- ✓ Les pompes choisies pour les deux stations de pompages projetés Sahel et Ouled Fayet bis, sont des pompes ordinaires disponibles sur le marché .
- ✓ On a 4 passages suspendus de la conduite et 5 travercee d autoroute
- ✓ Le choix de projeter un réservoir au niveau du complexe hydraulique projeté Ouled Fayet bis, présente l'avantage d'avoir un stockage de sécurité pour les agglomérations aux allons tours telles que : Baba Hassen, Ouled Fayet, Soudania.
- ✓ Les travaux de génie civil sont moin couteux
- ✓ Cette variante est plus technico-économique côté linéaire de la conduite d'adduction, comparant à la variante précédente proposée par le schéma directeur d'AEP.

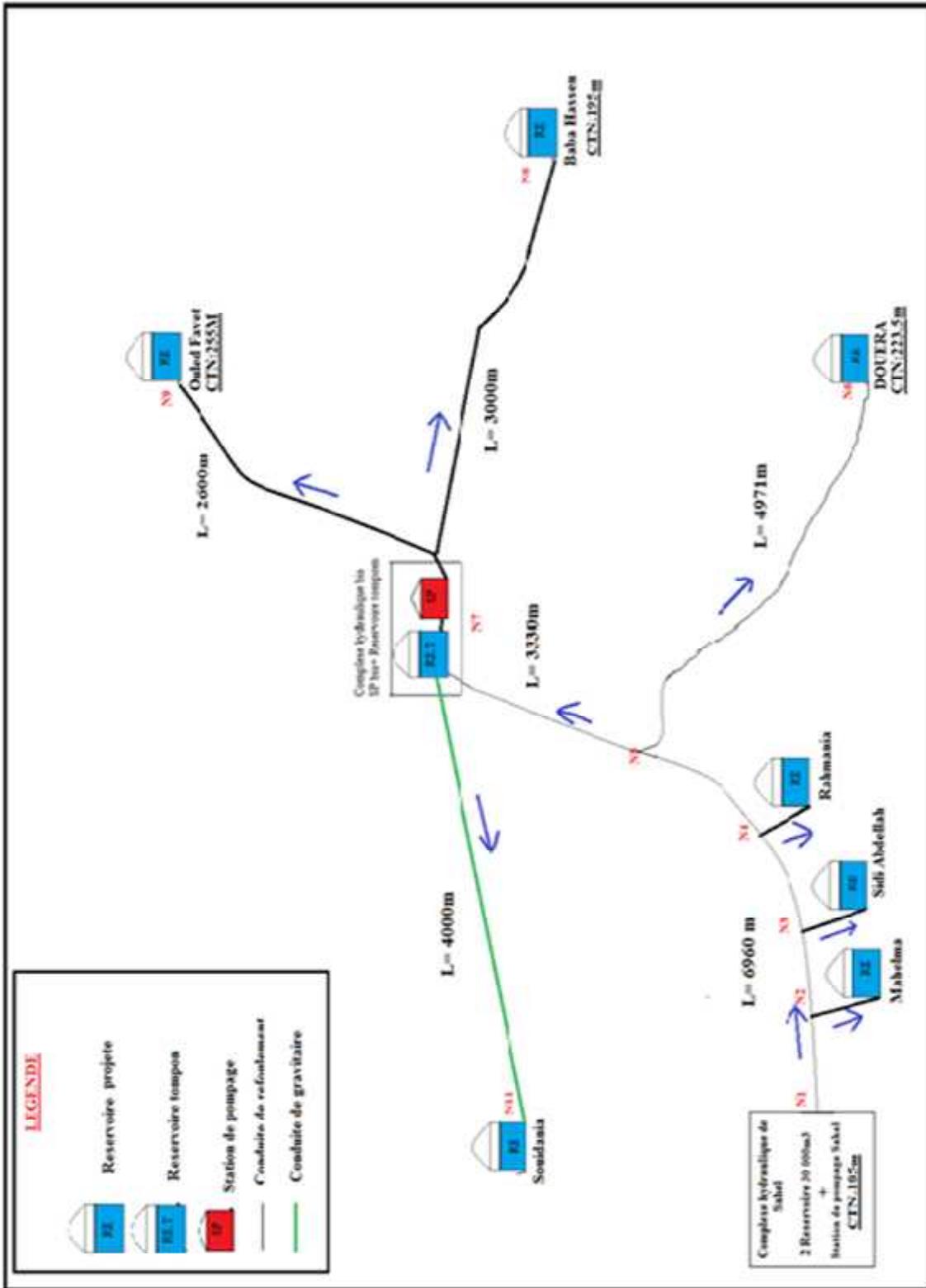


Figure IV.1 : trace de la variante N°02

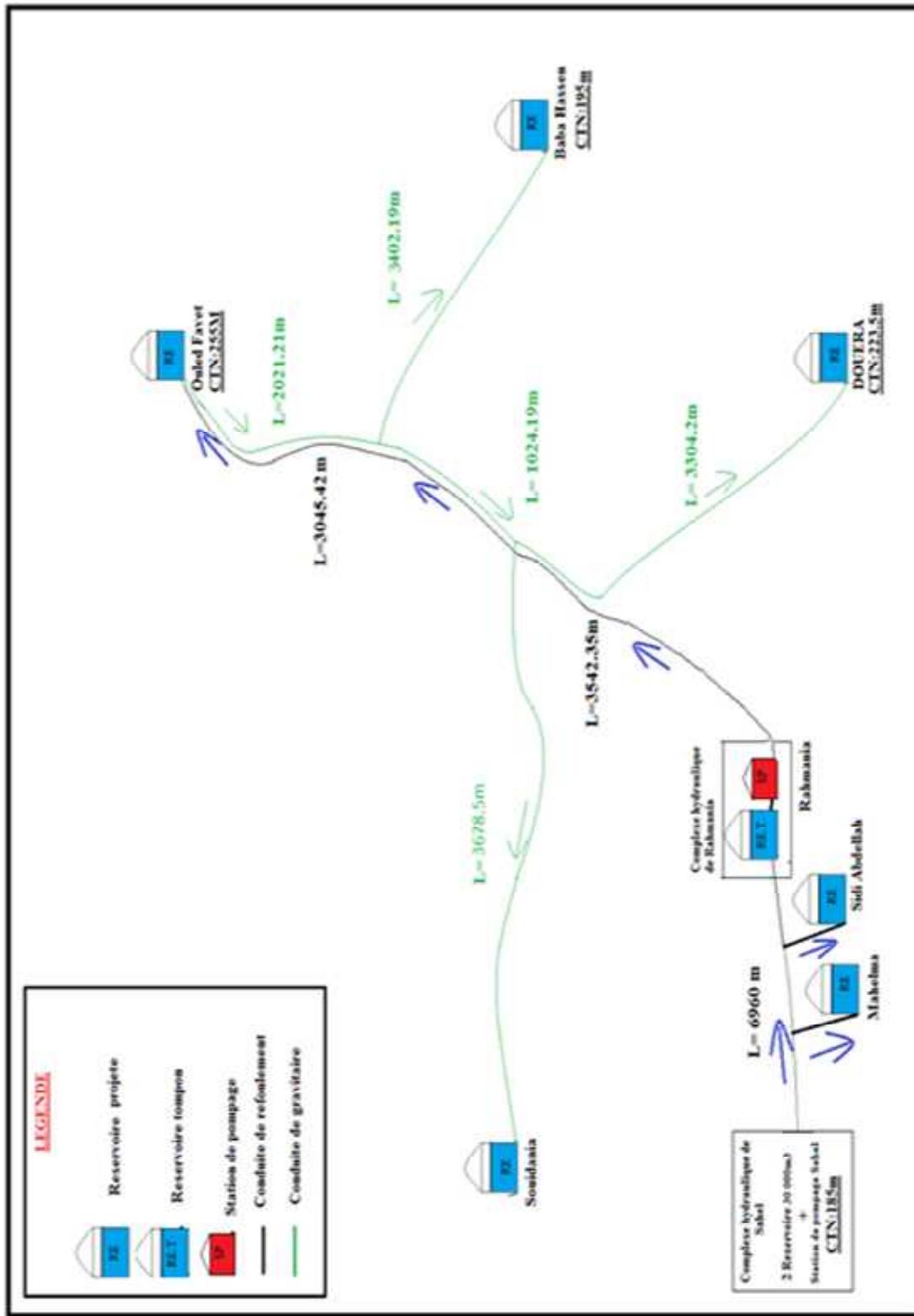


Figure IV.2 : trace de la variante N°01

IV.7.Choix du matériau des conduites

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Disponibilité du produit sur le marché national
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- pression interne supportée par la canalisation ;
- Durée de vie

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- A base de ciment (amiante, ciment) ;
- En matière plastique (PVC, PEHD) ;

IV.7.1. Conduites en acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable. Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivant les diamètres.

Ces tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage à chaud sous soudeur, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminage (jusqu' au diamètre 400 mm), soit à partir de tôle mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'arc électrique à partir du diamètre 350 mm, soit encore à partir des bandes enrôlées en hélice et soudées sur le bord à l'arc électrique du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Découpable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- Disponibilité sur le marché national;

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

IV.7.2. Conduites en fonte

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %.

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les avantages des canalisations en fonte ductile sont :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Bonne résistance aux forces internes ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes et très chères ;
- La non disponibilité sur le marché national;

IV.7.3. Conduites en plastique

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromolécules, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions.

Les tubes en matière plastique ont une grande importance dans presque tous les domaines de l'industrie et particulièrement dans le domaine de l'eau. Ils sont favorisés par les utilisateurs tant en alimentation rurale, notamment, pour la desserte des écarts, qu'en alimentation urbaine.

IV.7.3.1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle)

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C , mais le produit se ramollit à 75°C .

Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels (acier, fonte). Les longueurs de ces conduites varient de 4 à 6 m.

Ils présentent les propriétés hydrauliques suivantes :

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;

- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- L'inertie chimique de PVC le protège contre les effets d'entartrage et de corrosion ;
- Facilité de pose de canalisation ;
- Disponibilité sur le marché national;

Leur inconvénient réside dans le risque de rupture.

IV.7.3.2. Conduites en polyéthylène (PE)

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité.

IV.7.4. Conduites en amiante ciment

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

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- Sur le plan technique :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.

- Sur le plan économique :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local.

Malgré les différents avantages que présentent les conduites en PEHD, le prix de ces canalisations devient très élevé à mesure que leur diamètre augmente.

Conclusion

Malgré les avantages que présentent les conduites en plastiques, nous avons opté pour la fonte ductile, car les grands diamètres en PEHD sont très chers et même inexistantes sur le marché algérien .

IV.8.Calcul hydraulique

a) 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-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

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 donnés dans le tableau V.2

Tableau IV.1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

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

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (IV.2)$$

b) Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonin) } \dots\dots (IV.3)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bresse) } \dots\dots\dots (IV.4)$$

formule de VIBERT :

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu) } \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$D_{ec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de } 10^h/24^h) \dots\dots\dots (IV.6)$$

e= prix du kWh d'énergie ;

f= prix de 1kg de fonte en DA.

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

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

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km

Ces formules (IV.5) et (IV.6) ne peuvent être utilisés dans notre cas ; vu que la station de pompage fonctionne 20^h/24^h et les conduites sont en fonte.

Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

$$D_{econ} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{f+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec: $C_j = \frac{Q_i}{Q}$

Démonstration de la formule (V.6) :

$$C_t = C_{const} + C_{expl} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : C_t : coût total

C_{const} : Coût de construction

C_{expl} : Coût d'exploitation

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q}{102\eta} \times (H_g + \Delta H) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

N : puissance de la station de pompage

H_g : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique est le niveau de trop plein du réservoir

H : la perte de charge

g : Accélération de la pesanteur (9,31 m/s²)

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

$$E_t = N \times T_{st} \dots\dots\dots(2')$$

Avec : E_t : dépense d'énergie

T_{st} : temps de fonctionnement de la station de pompage (l an)

Les dépenses totales sont :

$$C_t = C_{const} + t \times C_{expl} \dots\dots\dots(3)$$

t : délai d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P)

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

$$C_{expl} = R \times C_{const} + C_{energie} \dots\dots\dots(4)$$

R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau IV.2 : La valeur de R en fonction du matériau

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

Coût d'énergie : représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année

$$\text{Nous pouvons donc écrire } W = \frac{1}{t} C_t = \left(\frac{1}{t} + \frac{R}{100} \right) C_{const} + C_{energie} \dots\dots\dots (5)$$

Evaluation de C_{const} :

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

$$C_{const} = a + bD^\alpha \dots\dots\dots(6)$$

Avec a,b, grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et des type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C_{const} - a = bD^\alpha$$

$$\text{Ou bien } \log(C_{const} - a) = \log b + \alpha \log D$$

Les valeurs de a,b,α, en fonction du type de matériau sont présent dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeurs de a,b,α, en fonction du matériau

Tuyau	α	B	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Evaluation du cout de l'énergie électrique :

$$C_{\text{energie}} = N \times T \times \sigma \times \delta \dots\dots\dots(6')$$

Avec N : puissance de la station de pompage (Kwh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage

: Prix de KWh

: Coefficient dépendant de r irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \dots\dots\dots ;(6'')$$

Avec :

K₀ : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau K₀=1.03 à 1.04

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons en compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta H = \frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots ;(6''')$$

Avec β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant la formule (6''') dans la relation (2) nous obtiendrons :

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q \left(\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \right)}{102\eta} \dots\dots\dots (7)$$

Tenant compte de la formule (5), (6), (6') et (7) nous obtiendrons :

$$W = 0,01 \left[\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right] + 86 \cdot 10^3 \cdot \frac{K' Q^{f+1}}{r E^m} \dots \dots \dots (8)$$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant $\frac{dW}{dD} = 0$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = \left[\frac{86 \cdot 10^3 \cdot K' \cdot m \cdot \sigma \cdot \delta \cdot \frac{1}{\alpha + m}}{\alpha \beta \eta \left(\frac{1}{t} + R \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha + m}} \cdot Q^{\frac{f+1}{\alpha + m}}$$

Les valeurs de K' , m , β sont données dans le tableau V.1

Cette relation est de la forme :

$$D_{con} = G_j \times E^{\frac{1}{\alpha + m}} \times Q^{\frac{f+1}{\alpha + m}}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \cdot M \dots$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau IV.4 : Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

Mais cela dit cette formule donne des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère une autre méthode.

Autre méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode à pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculé, 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 d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{VI.8})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite.

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2,..... Dn).

Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D1, D2,..... Dn. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2,..... Dn.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée 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 D1, D2,..... Dn.

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.

Caractéristiques de l'adduction

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \dots\dots\dots(\text{IV.9})$$

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

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

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach})\dots\dots (\text{IV.11})$$

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \operatorname{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé) ... (IV.12)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \operatorname{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{(Formule Colebrook).....(IV.13)}$$

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (V.12)

Re : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots (IV.14)$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \dots\dots\dots (IV.15)$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

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

Energie consommée par le pompage

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

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (IV.16)$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \dots\dots (IV.17)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour

Nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

$$D_{ec} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

IV.8.1 Dimensionnement des différents tronçons

Nous avons pris dans notre cas :

$$\alpha = 1,6 ; b = 2 ; m = 5,2.$$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = Q^{0,44} E^{0,15} C^{0,29}$$

Sachant que le prix de l'énergie aux heures de refoulement sa varie alors la moyenne des 20h de pompage de la sonalgaz est de : 1.27 DA/kWh

$$\text{on aura } E = 10 * 0.43 * 1.27 * 0.5 = 2.73$$

$$D_{ec} = 1.16 Q^{0,44} C^{0,29}$$

La formule précédente est la formule que nous allons utilisée pour tirer le diamètre économique,

IV.8.1.1 Tronçon (station de pompage sahel – piquage de Mahelma)

- $Q = 2.0833 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2756.55 \text{ m}$

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors $C=1$

$$D_{ec} = 1.16 * (2.0833)^{0,44} * (1)^{0,29} = 1.60 = 1600 \text{ mm}$$

Remarque : en refoulement la vitesse est entre [1.8m/s ; 2.8m/s]

On vérifié la vitesse d'écoulement

- Vitesse d'écoulement :

la vitesse d'écoulement dans la conduite de refoulement moyennant l'équation de

$$\text{continuité : } Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

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 nominal de la conduite (m).

$$\text{Sera : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 2083}{314 * 16^2} = 1.04 \text{ m/s}$$

La vitesse est faible sachant notre trace est long avec les pertes de charge elle va diminuer encore plus alors il faut diminuer le diamètre en tenant compte de la vitesse et de la perte de charge. Des différents diamètres sont regroupés dans le tableau **IV.5**

Tableau IV.5 : détermination du diamètre optimal

diamètre mm	vitesse m/s	λ	Σ hp unitaire m/m	longueur m	perte total m
1500	1,17933475	0,0091661	0,0003996	2756,55	1,10151738
1400	1,35382816	0,0092711	0,0005785	2756,55	1,59466418
1300	1,57012023	0,0093859	0,0008611	2756,55	2,37366521
1200	1,84271054	0,0095124	0,0013232	2756,55	3,64746696
1100	2,19297784	0,0095124	0,0021109	2756,55	5,8188014
1000	2,65350318	0,0098101	0,0035216	2756,55	9,70746648

Donc, le tronçon (station de pompage sahel – piquage de mahelma) aura un diamètre normalisé DN= 1200mm sur une longueur égale à 2756.55m et une vitesse de 1.84m/s.

IV.8.1.2 Tronçon (du point de piquage mahelma – au point de piquage Sidi Abdellah)

$$- Q = 1.8512 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$- L = 1405.83 \text{ m}$$

Sachant dans ce tronçon y a pas de ramification alors $C=0.89$

$$D_{ec} = 1.16 * (1.8512)^{0.44} * (0.89)^{0.29} = 1.470 = 1500 \text{ mm}$$

On vérifié la vitesse d'écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 18512}{314 * 15^2} = 1.05 \text{ m/s}$$

La vitesse est faible alors il faut diminuer le diamètre en tenant compte de la vitesse et de la perte de charge

Des différents diamètres sont regroupés dans le tableau **IV.6** :

Tableau IV.6 : détermination du diamètre optimal

diametre	vitesse	λ	Σ hp unitaire	longueur	perte total
mm	m/s		m/m	m	m
1500	1,04809625	0,0091661	0,0003155	1405,83	0,44353937
1400	1,20317171	0,0092711	0,0004568	1405,83	0,64218314
1300	1,39539441	0,0093859	0,0006799	1405,83	0,95582382
1200	1,80165039	0,0095124	0,0010448	1405,83	1,46881118
1100	1,94893931	0,0095124	0,0016668	1405,83	2,34323744
1000	2,35821656	0,0098101	0,0027806	1405,83	3,9090509

Donc, le tronçon (du pointe de piquage Mahelma – au pointe de piquage Sidi Abdellah) aura un diamètre normalisé DN= 1200mm sur une longueur égale à 1405.83m et une vitesse de 1.8m/s.

IV.8.1.3 Tronçon (du point de piquage Sidi Abdellah – au point de piquage Rahmania)

- $Q = 1.4166 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2797.62 \text{ m}$

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors $C=0.68$

$$D_{ec} = 1.16 * (1.4166)^{0.44} * (0.68)^{0.29} = 1.209 = 1200 \text{ mm}$$

On vérifié la vitesse d écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 1.4166}{\pi * 1.2^2} = 1.25 \text{ m/s}$$

La vitesse est faible alors il faut diminuer le diamètre en tenant compte de la vitesse et de la perte de charge

Des différents diamètre sont regroupées dans le tableau IV.7 :

Tableau IV.7 : détermination du diamètre optimal

diametre	vitesse	λ	Σ hp unitaire	longueur	perte total
mm	m/s		m/m	m	m
1200	1,25318471	0,0095124	0,0006118	2797,62	1,71158392
1100	1,49139338	0,0096528	0,000976	2797,62	2,73047712
1000	1,80458599	0,0098101	0,0016283	2797,62	4,55536465
900	2,22788393	0,00998861	0,0028675	2797,62	8,02217535
800	2,81966561	0,01019397	0,0053992	2797,62	15,1049099

Donc, le tronçon (du point de piquage Sidi Abdellah – au point de piquage Rahmania) aura un diamètre normalisé DN= 1000mm sur une longueur égale à 2797.62m et une vitesse de 1.8m/s.

IV.8.1.4 Tronçon (du point de piquage Rahmania– au point d intersection du plateau)

- $Q = 1.261 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 3330 \text{ m}$

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors $C=0.61$

$$D_{ec} = 1.16 * (1.261)^{0.44} * (0.61)^{0.29} = 1.113 \quad \Rightarrow \quad D_{ec} = 1100 \text{ mm}$$

On vérifié la vitesse d écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 1261}{314 * 11^2} = 1.33 \text{ m/s}$$

La vitesse est faible alors il faut diminuer le diamètre en tenant compte de la vitesse et de la perte de charge

Des différents diamètre sont regroupées dans le tableau IV.8 :

Tableau IV.8 : détermination du diamètre optimal

diametre	vitesse	λ	Σ hp unitaire	longueur	perte total
mm	m/s		m/m	m	m
1100	1,32757804	0,0096528	0,0007734	3330	2,575422
1000	1,60636943	0,0098101	0,0012902	3330	4,296366
900	1,98317213	0,0099886	0,0022721	3330	7,566093
800	2,50995223	0,010194	0,0042783	3330	14,246739
700	3,27830495	0,0104345	0,0087691	3330	29,201103

Donc, le tronçon (du point de piquage Rahmania– au point d intersections du plateau) aura un diamètre normalisé DN= 1000 mm sur une longueur égale à 3330 m et une vitesse de 1.6 m/s.

IV.8.1.5 Tronçon (du point d intersection du plateau– au reservoir de Douera)

- $Q = 0.641 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 4971 \text{ m}$

sachant qu on a la cotes du réservoir et la cote du point de ramification

$$\Delta H_d = C_P \text{ ramification} - C_{TP \text{ DOUERA}} \quad \Rightarrow \quad \Delta H_d = 240.96 - 228.01 = 12.95 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow D_{\text{cal}} = \sqrt[52]{\frac{00017949710641^2}{1295}} \Rightarrow D_{\text{cal}} = 0.720 \text{ m}$$

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0641}{314 * 072^2} = 1.67 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon (du point d'intersections du plateau– aux réservoirs de Douera) aura un diamètre normalisé DN= 700 mm sur une longueur égale à 4971 m et une vitesse de 1.67 m/s.

IV.8.1.6 Tronçon (du point d'intersection du plateau – complexe hydraulique Ouled Fayet bis)

- Q = 0.62 m³/s
- L = 3550 m

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors C=0.30

$$D_{\text{ec}} = 1.16 * (0.62)^{0.44} * (0.30)^{0.29} = 0.663 \Rightarrow D_{\text{ec}} = 700 \text{ mm}$$

On vérifié la vitesse d'écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 062}{314 * 072^2} = 1.61 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon (du point d'intersection du plateau – complexe hydraulique ouled fayet bis) aura un diamètre normalisé DN= 700 mm sur une longueur égale à 3550 m et une vitesse de 1.67 m/s.

IV.8.1.7 Tronçon (station de pompage bis – au point ramification)

- Q = 0.472 m³/s
- L = 10 m

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors C=1

$$D_{\text{ec}} = 1.16 * (0.472)^{0.44} * (1)^{0.29} = 0.834 \Rightarrow D_{\text{ec}} = 800 \text{ mm}$$

On vérifié la vitesse d'écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,441}{\pi * 0,4^2} = 0,94 \text{ m/s}$$

La vitesse est faible alors il faut diminuer le diamètre en tenant compte de la vitesse et de la perte de charge

Des différents diamètres sont regroupées dans le tableau **IV.9** :

Tableau IV.9 : détermination du diamètre optimal

diametre	vitesse	λ	Σ hp unitaire	longueur	perte total
mm	m/s		m/m	m	m
400	3,75796178	0,01154142	0,02494555	10	0,24945548
500	2,40509554	0,01107986	0,00750474	10	0,07504744
600	1,67020524	0,01072298	0,00281433	10	0,02814328
700	1,22708956	0,01043453	0,00122859	10	0,01228595
800	0,93949045	0,01019397	0,00059941	10	0,00599406

Donc, le tronçon (station de pompage bis – au point ramification) aura un diamètre normalisé DN= 600 mm sur une longueur égale à 4m et une vitesse de 1.67 m/s.

IV.8.1.8 Tronçon (point de ramification – réservoir de oueled Fayet)

- Q = 0.441 m³/s
- L = 2600 m

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors C=0.93

$$D_{ec} = 1.16 * (0.441)^{0,44} * (0.93)^{0,29} = 0.792 \quad \Rightarrow \quad D_{ec} = 800 \text{ mm}$$

On vérifié la vitesse d écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,441}{\pi * 0,8^2} = 0,88 \text{ m/s}$$

La vitesse est faible alors il faut diminuer le diamètre en tenant compte de la vitesse et de la perte de charge

Des différents diamètre sont regroupées dans le tableau **IV.10** :

Tableau IV.10: détermination du diamètre optimal

diametre	vitesse	λ	Σ hp unitaire	longueur	perte total
mm	m/s		m/m	m	m
400	3,5111465	0,01154142	0,02177641	2600	65,1114575
500	2,24713376	0,01107986	0,00655132	2600	19,5884594
600	1,56050955	0,01072298	0,00245679	2600	7,34580084
700	1,14649682	0,01043453	0,00107251	2600	3,20680912
800	0,87778662	0,01019397	0,00052326	2600	1,56453492

Donc, le tronçon (point de ramification – réservoir de oueled Fayet) aura un diamètre normalisé DN= 600 mm sur une longueur égale à 2600 m et une vitesse de 1.56 m/s.

On cherche la cote piézométrique du point de ramification on a

$$\Delta H_d = C_{P \text{ ramifie}} - C_{TP \text{ oueled fayet}} \implies 7.346 = C_{P \text{ ramifie}} - 257 \implies C_{P \text{ ramifie}} = 264.35 \text{ m}$$

IV.8.1.9 Tronçon (point de ramification – réservoir de Baba Hassen)

- $Q = 0.031 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 3000 \text{ m}$

sachant qu'on a les cotes du réservoir et la cote du point de ramification

$$\Delta H_d = C_{P \text{ ramifie}} - C_{TP \text{ BABA HASSEN}} \implies \Delta H_d = 264.35 - 200 = 64,35 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \implies D_{\text{cal}} = \sqrt[5]{\frac{00017930000031^2}{6435}} \implies D_{\text{cal}} = 0.163$$

on normalise $D_{\text{cal}} = 150 \text{ mm}$

vérifié la vitesse d'écoulement

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \implies V = \frac{4 * 0031}{3140152} = 1,67 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon (point de ramification – réservoir de BABA HASSEN) aura un diamètre normalisé DN= 150 mm sur une longueur égale à 3000 m et une vitesse de 1.67m/s.

IV.8.1.10 Calcul de la conduite de piquage vers le complexe Mahelma

- $Q = 0.232 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 90 \text{ m}$

sachant qu'on a la cotes du réservoir et la cote du point de ramification

$$\Delta H_d = C_{P \text{ Piquage1}} - C_{TP \text{ Mahelma}} \implies \Delta H_d = 252.83 - 201,5 = 51.33 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{K^* L * Q^\beta}{D^m} \implies D_{\text{cal}} = \sqrt[5]{\frac{52,000179900232^2}{5133}} \implies D_{\text{cal}} = 0.188 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.188m, il est compris entre les diamètres normalisés 150mm et 200mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø150mm et Ø200mm.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K \times Q^\beta \times \left(\frac{L_1}{E_1^m} + \frac{L_2}{E_2^m} \right)$$

AN :

$$\Delta H = 0,00179 \times 0.232^2 \times \left(\frac{x}{0.252} + \frac{L-x}{0.1552} \right)$$

On a : $L = 90 \text{ m}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 80.67 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø200 sur une longueur de 80.67m suivi de Ø150 sur une longueur de 9.33m

IV.8.1.11 Calcul de la conduite de piquage vers le complexe Sidi Abdellah

- $Q = 0.435 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 120 \text{ m}$

sachant qu'on a la cotes du réservoir et la cote du point de ramification

$$\Delta H_d = C_{P \text{ Piquage2}} - C_{TP \text{ Sidi Abdellah}} \implies \Delta H_d = 251.14 - 208.5 = 42.64 \text{ m}$$

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{52 * 000179 * 120 * 0435^2}{5264}} \Rightarrow D_{\text{cal}} = 0.252 \text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.252m, il est compris entre les diamètres normalisés 250mm et 300mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø300mm et Ø250mm.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K \times Q^\beta \times \left(\frac{L_1}{E_1^m} + \frac{L_2}{E_2^m} \right)$$

$$\Delta H = 0,00179 \times 0,435^2 \times \left(\frac{x}{0,3^5} + \frac{L-x}{0,25^5} \right)$$

On a : L = 120m

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 43.8 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø300 sur une longueur de 43.8m suivi de Ø250 sur une longueur de 76.2m

IV.8.1.12 Calcul de la conduite de piquage vers le complexe Rahmania

- Q = 0.156 m³/s
- L = 90 m

sachant qu'on a la cotes du réservoir et la cote du point de ramification

$$\Delta H_d = C_{\text{P Piquage}} - C_{\text{TP Rahmania}} \implies \Delta H_d = 245.9 - 217.5 = 28.4 \text{m}$$

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{52 * 000179 * 90 * 0156^2}{284}} \Rightarrow D_{\text{cal}} = 0.181 \text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.252m, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm et 150mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø200mm et Ø150mm.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K \times Q^\beta \times \left(\frac{L_1}{E_1^m} + \frac{L_2}{E_2^m} \right)$$

$$\Delta H = 0,00179 \times 0,156^2 \times \left(\frac{x}{0,2^5} + \frac{L-x}{0,15^5} \right)$$

AN :

On a : $L = 90\text{m}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 72.33\text{m}$$

Alors on va avoir un Ø200 sur une longueur de 72.33m suivi de Ø150 sur une longueur de 17.67m

Partie gravite

IV.8.1.13 Tronçon (du réservoir tampon – vers le réservoir de sojudania)

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{\text{radie tampon}} - C_{\text{TP sojudania}} \implies \Delta H_d = 206 - 183 = 23\text{m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \implies D_{\text{av}} = \sqrt[m]{\frac{52 * 000179 * 4000 * 0145^2}{23}} \implies D_{\text{cal}} = 0.380\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.380m, il est compris entre les diamètres normalisés 350mm et 400mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø350 et Ø400.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K \times Q^\beta \times \left(\frac{L_1}{E_1^m} + \frac{L_2}{E_2^m} \right)$$

$$\Delta H = 0,00179 \times 0,145^2 \times \left(\frac{x}{0,45^2} + \frac{L-x}{0,35^2} \right)$$

On a : $L = 4000\text{m}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 2792.78 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø400 sur une longueur de 2792.78m suivi de Ø350 sur une longueur de 1207.22 m.

Les résultats pour les calculs des différent diamètres de notre adduction sont regroupés dans le tableau IV.11.

Tableau IV.11: Diamètres normalisés pour les différents tronçons

trancan		Point de départ	Point d arrivée	Longueur Equivalent(m)		Débit (m ³ /s)		Diamètre (mm)	
Partie refoulement									
1	2	Complexe hydraulique Sahel	Point de piquage Mahelma	2756.55		2.0833		1200	
2	3	Point de piquage Mahelma	Point de piquage Sidi abdellah	1405.83		1.8512		1200	
3	4	Point de piquage Sidi abdellah	Point de piquage Rahmania	2797.62		1.42		1000	
4	5	Point de piquage Rahmania	Point d intersection du plateau	3330		1.26		1000	
5	6	Point d intersection du plateau	Complexe Douera	4971		0.641		700	
5	7	Point d intersection du plateau	Complexe ouled Fayet bis	3550		0.62		700	
7	8	Complexe ouled Fayet bis	Complexe Baba Hassen	3000		0.031		200	
7	9	Complexe ouled Fayet bis	Complexe Ouled Fayet	2600		0.441		600	
Partie gravitaire									
7	11	Complexe ouled Fayet bis	Réservoir soudania	a	b	a	b	a	b
				2792.78	1207.22	0.145		400	350

IV.9. Réservoir tampon

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire.

IV.9.1. Estimation de la capacité du réservoir tampon

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{tr}}{2} t \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=2232 \text{ m}^3/\text{h}$)

t : le temps de vidange ($t = 4$ heure)

V_r : capacité totale du réservoir (m^3)

$$V_r = \frac{2232}{2} 4 = 4464 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n=5000 \text{ m}^3$

On a opté pour un réservoir semi enterré en béton armé de section rectangulaire. Ce type de réservoir présente les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;

IV.9.2. Dimensions du réservoir

*La hauteur H du réservoir

On fixe une hauteur de 7 m et la surface sera $S = 714.29 \text{ m}^2$

*La longueur L du réservoir

D après la surface du terrain acquis, on peut propose une longueur de $L= 45\text{m}$.

*La largeur l du réservoir

La largeur d après la formule $S= L*l \implies l=S/L$

La largeur $l= 16 \text{ m}$

*La hauteur d incendie h_{inc} du réservoir

On calcul la hauteur de la réserve d incendie

; $h_{inc}= 0.2$

IV.9.3. site d'implantation des réservoirs.

Le choix du site d'implantation du réservoir a fait l'objet d'une commission de choix de terrain de la Wilaya d'Alger.

Notre assiette est située à Ouled Fayet, d'une superficie de **15000 m²**.

L'assiette est délimitée par :

Nord : Programme AADL

Sud : EAC 10

Est : EAC 9

Ouest : Route CW142



Figure IV.3: Site proposé pour l'implantation du complexe hydraulique projeté Ouled Fayet bis

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons dimensionné tous les tronçons de notre adduction aussi bien celle fonctionnant gravitairement que par pompage. Les autres paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge) vérifient les bonnes conditions hydrauliques.

Chapitre V : Etude du pompage

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

V.1.Principe de fonctionnement des pompes

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.



Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même et en fonction des besoins spécifiques à l'installation. Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (cochlée ou volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression). La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique).

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

V.2. 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 ;
- Être fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

V.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage 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.4. 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.5. Dimensionnements des stations de pompage

V.5.1. Station de pompage de Sahel

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

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

n	Q (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	7500	72.52	—	—	—	—	—
2	3750	72.52	—	—	—	—	—
3	2500	72.52	Scp 400/660DV-630	85.3	1450	572	8.95
4	1875	72.52	Scp 400/710HA-560	88.8	987	442	2.32
5	1500	72.52	Scp400/710HA-450	89.5	987	390	2.11

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 5 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, (NPSH)_r et nombre de pompe. La pompe choisie est de type WILO SCP 400/710HA-450/E1.

V.5.2 .Station de pompage de Ouled Fayet

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-2. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1699.9	21.37	Scp 400/540HA-160/6-T4	85.02	985	116	3.8
2	849.6	21.37	Scp 300/330HA-90/4-T4	78.95	1480	78.9	4.12
3	566.4	21.37	Scp 300/330HB-75/4-T4	70.1	1480	57.1	6.81
4	424.8	21.37	Scp 200/360HA-45/4-T4	86.9	1470	36.7	2.34

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 2 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, (NPSH)_r et nombre de pompe. La pompe choisie est de type WILO SCP 300/330HA-90/4-T4.

V.6 Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$* [H-Q] \quad * [P_{abs}- Q] \quad * [\eta_p - Q] \quad * [(NPSH)_r- Q]$$

Ces courbes sont tirées du catalogue des pompes WILO après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.(annexe V.1) et.(annexe V.2)

V.6.1.Station de pompage Sahel

Voici les différentes courbes caractéristiques pour des différentes pompes

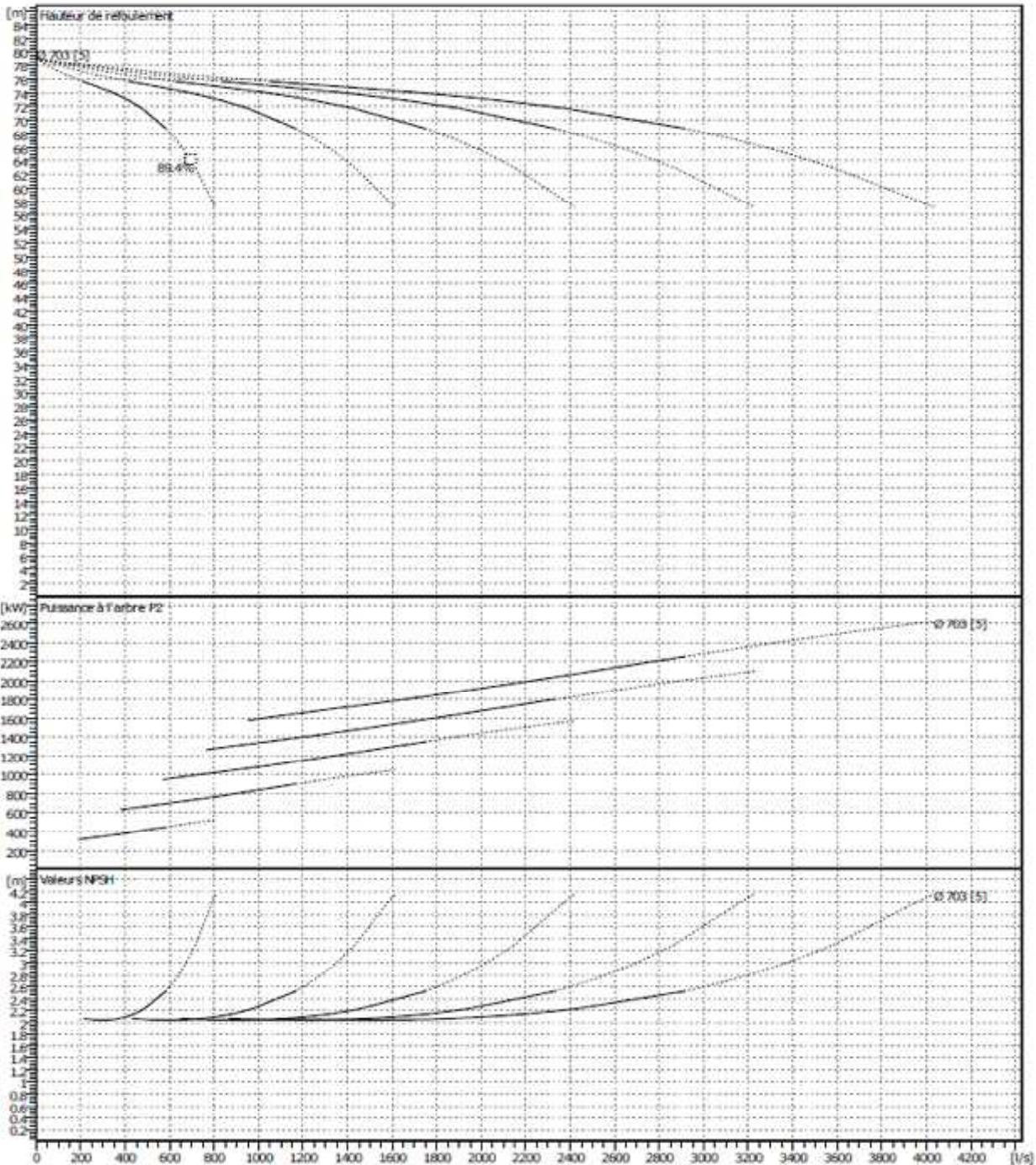


Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe typescp 400 /710HA-450 /E1

V.6.2 .Station de pompage d Ouled Fayet

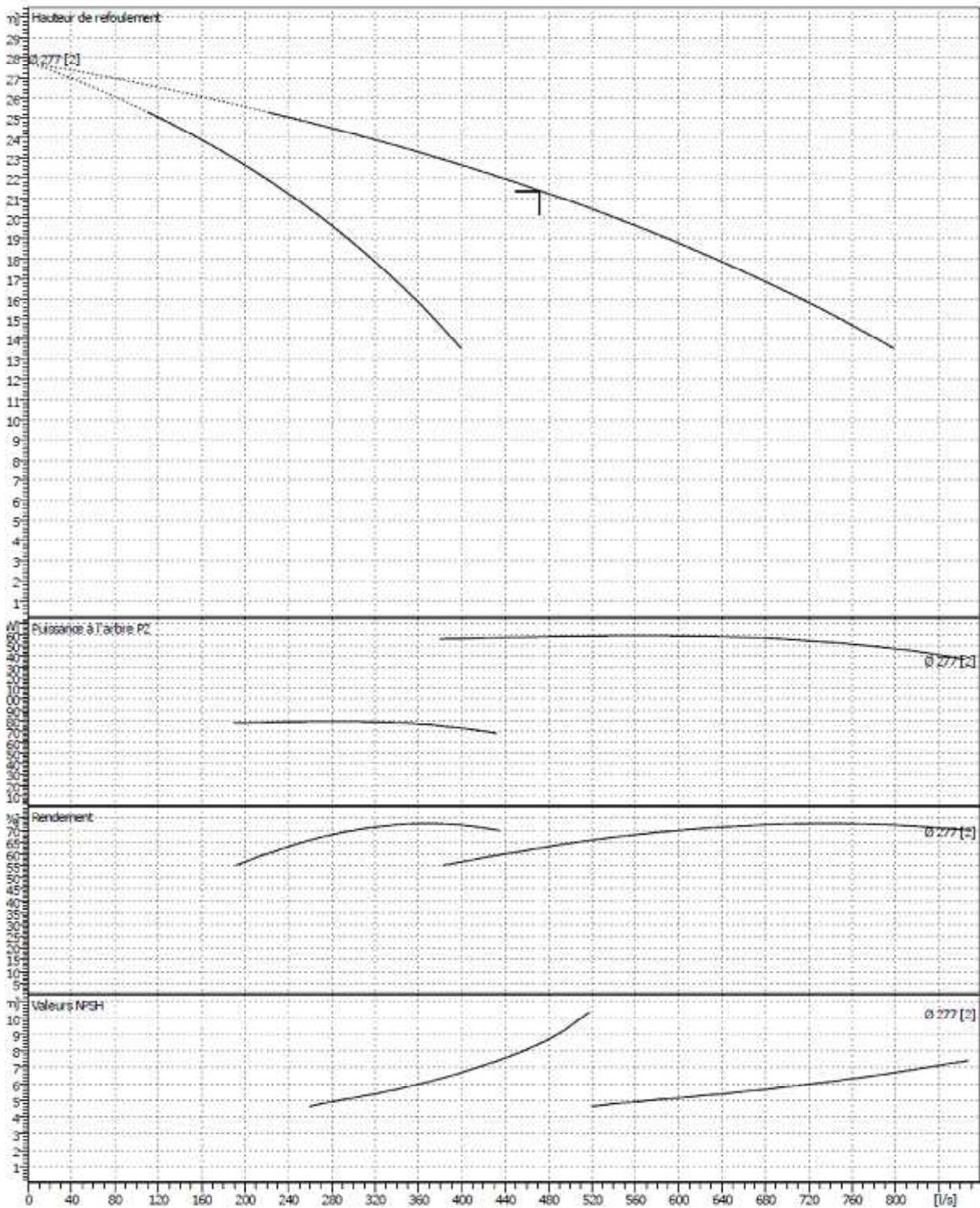
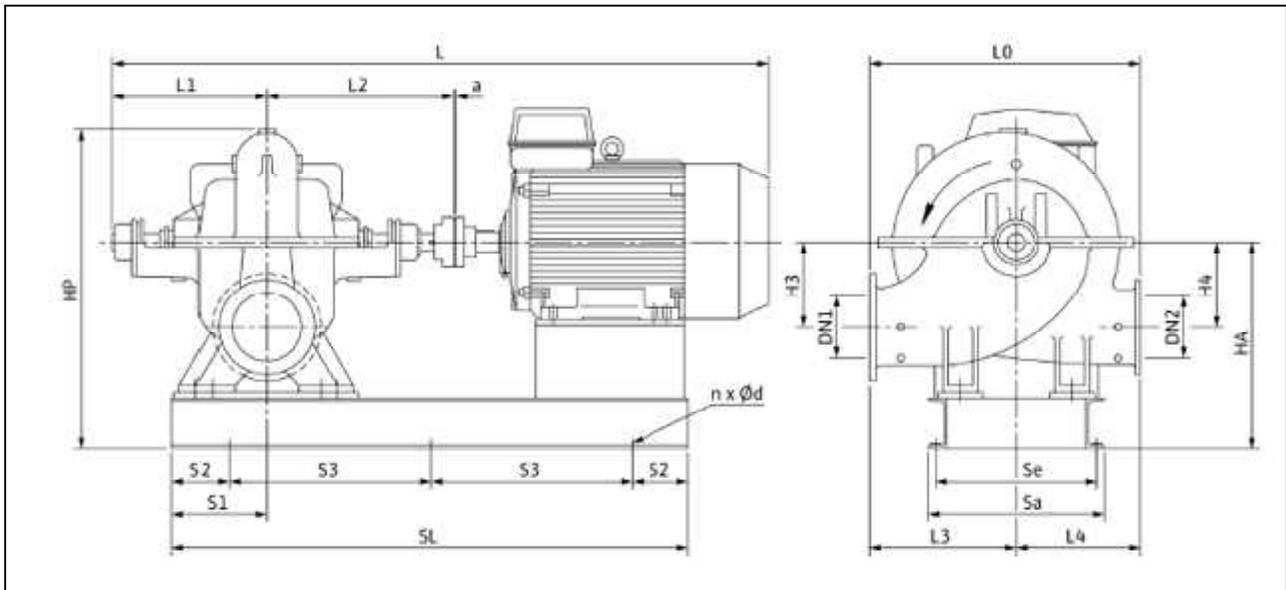


Figure V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe type Scp 300/330HA-90/4-T

V.7 Encombrement des pompes choisies

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le catalogue de WILO dans la figure suivante:



➤ **Station de pompage de sahel**

Dimensions		mm					
H3	521	L2	824.5	S2	250	DN1	450
H4	521	L	3634	S3	1270	DN2	400
L3	864	a	8	Se	990	HA	1060
L4	762	HP	1640	Sa	1060		
L0	1626	SL	2900	n	6		
L1	703.5	S1	460	ød	29		

Figure V.3 : Encombrement de la pompe WILO scp 400 /710HA-450 /E1

➤ **Station de pompage de Ouled Fayet bis**

Dimensions		mm					
H3	318	L2	612	S2	320	DN2	300
H4	318	L	2103	Se	670	HA	669
L3	565	a	6	Sa	730		
L4	390	HP	1059	n	4		
L0	955	SL	1840	ød	29		
L1	525	S1	315	DN1	350		

Figure V.4 : Encombrement de la pompe WILO Sep 300/330HA-90/4-T4

V.8 Points 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.

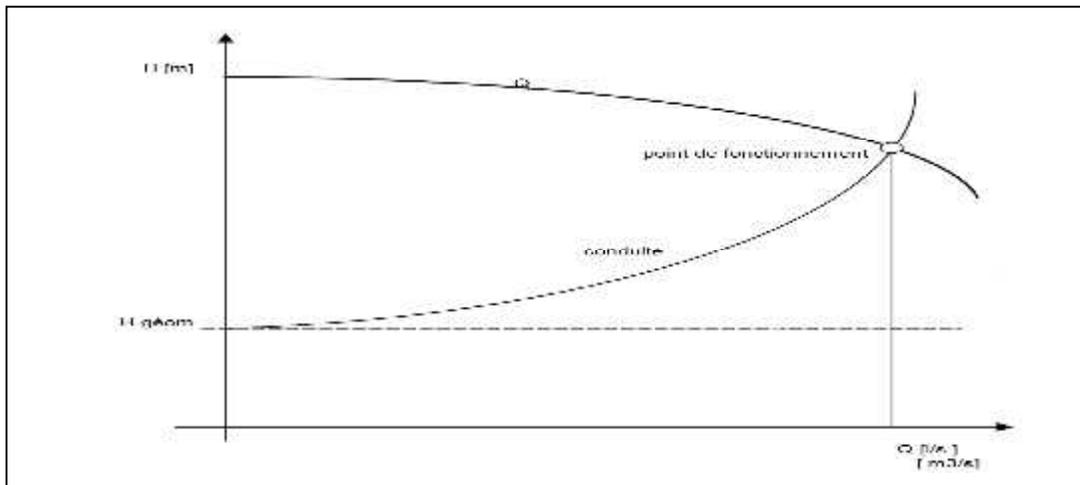


figure V.5 : Détermination de point de fonctionnement

V.8.1 Courbes caractéristiques de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

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

Avec :

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

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

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

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 (m) ;
 g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Remarque : Pour notre cas on a utilisé le logiciel WILO qui nous a permis de déterminer le point de fonctionnement après avoir choisi les paramètres de notre projet et le type de résolution graphique [7]

V.8.2 .Station de pompage de Sahel

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.6).

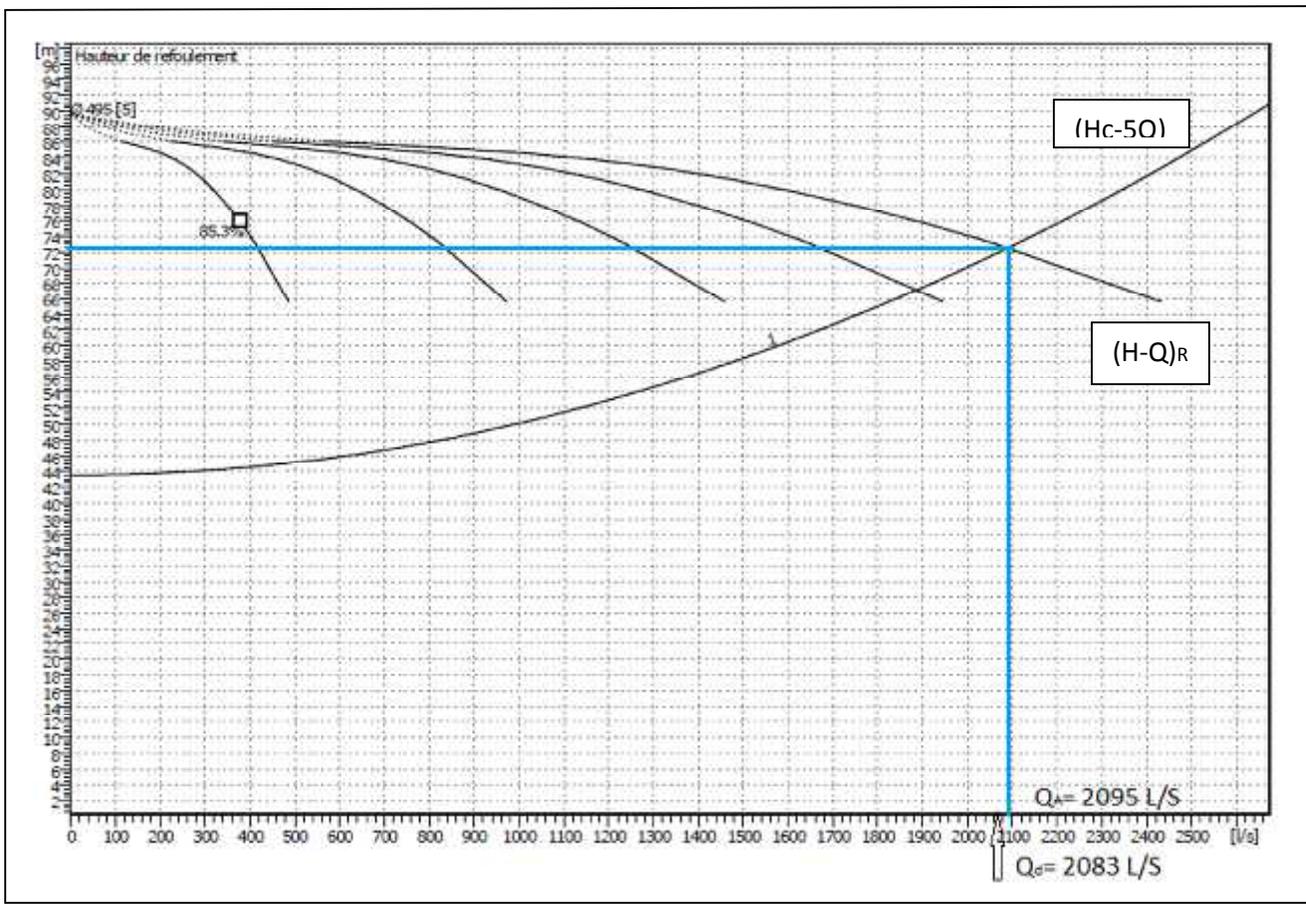


Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de la Station Sahel

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

$$\begin{cases} Q_d = 2083 \text{ L/s} < Q_A = 2095 \text{ L/s} \\ H_d = 72.5 \text{ m} \quad H_A = 72.5 \text{ m.} \end{cases}$$

Conclusion sachant le débit demande se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) qui est (1881 L/s ; 2299 L/s) ; par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.8.3 Station d'Ouled fayet bis

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.7).

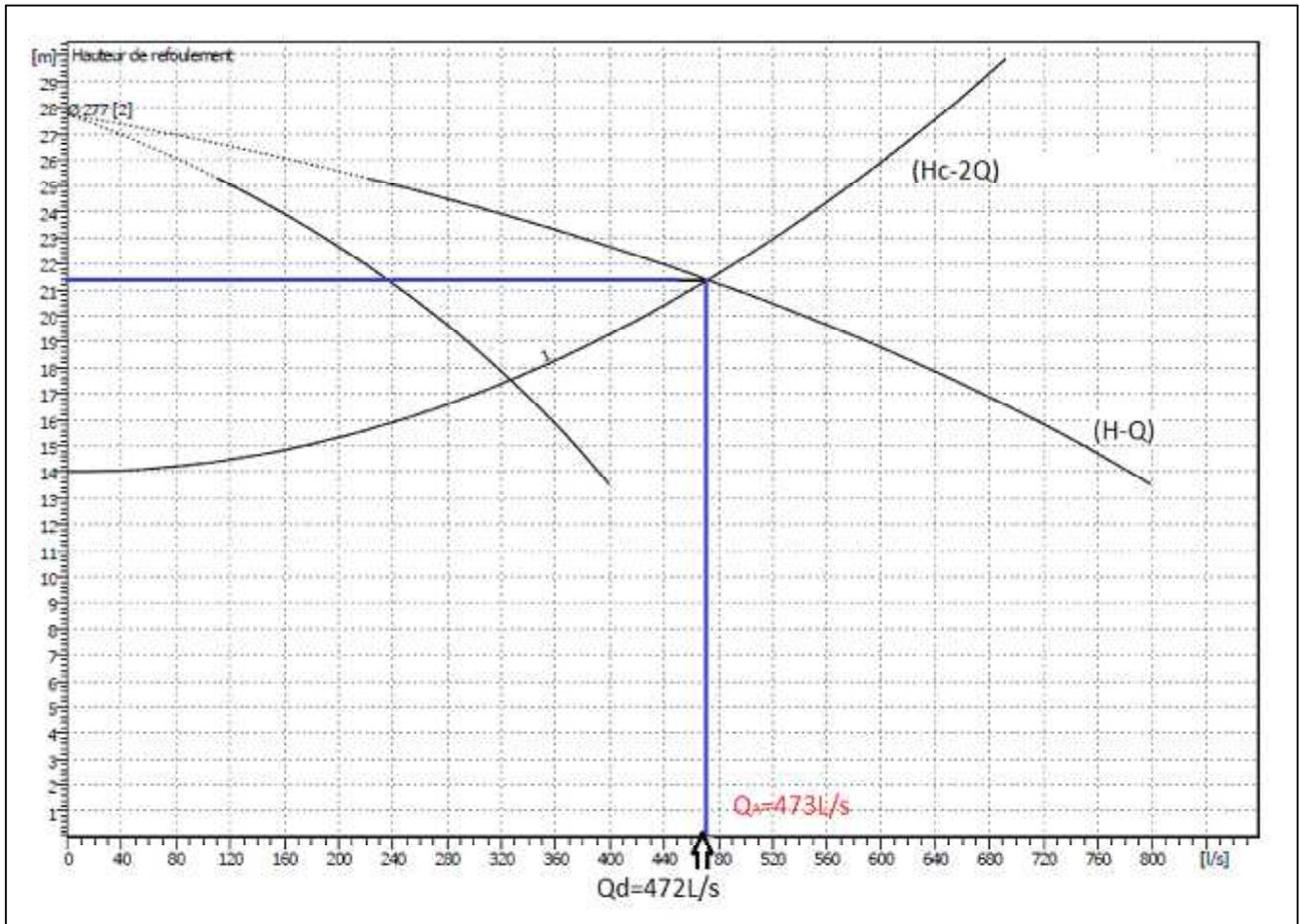


Figure V.7 : Point de fonctionnement des pompes de la Station ouledfayet

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

$$\begin{cases} Q_d = 472 \text{ L/s} < Q_A = 473 \text{ L/s} \\ H_d = 21.37 \quad H_A = 21.5 \text{ m.} \end{cases}$$

Conclusion : sachant le débit demande se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.9 Equipement des pompes

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

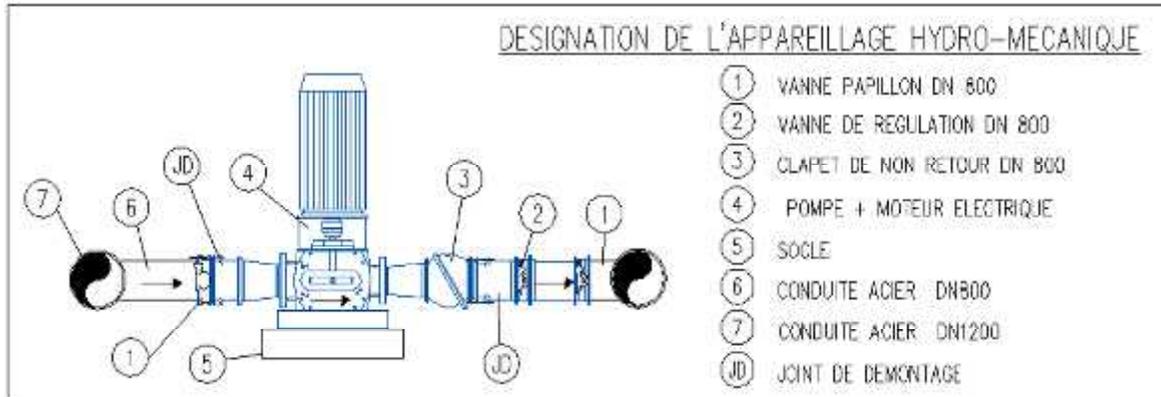


Figure V.8 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

V.9.1 Équipements en amont

➤ conduite aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ Vannepapillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

V.9.2 Équipements en aval

➤ divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

➤ clapet de non retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois d_a ($D_a = 1.2d_a$)

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destine à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

V.9.3 Dimensionnement des équipements

- **Equipement d'aspiration et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes sur un collecteur d aspiration

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe ,

d : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol.

$$d = 0.3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

L_c : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (D_a - d_a)$

- **Equipement de refoulement et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite de refoulement doit être placée sur une butée

La pente de la conduite de refoulement < 1/1000 allons de la station de pompage

l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.D_r$ (D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;

l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)$;

D_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

On aura les résultats suivants sur un tableau récapitulatif

Tableau V.3: les dimensions des différent équipements

	Station de pompage sahel	Station de pompage Oueld fayet
Nombre de collecteur de refoulement	6	3
da	450mm	350mm
Da	700mm	600mm
d	1m	1m
Lc	0.8m	0.6m
dr	400	300
Dr	800	700

V.10. Etude du phénomène de cavitation

On appelle cavitation (du latin cavus, « trou ») la naissance et l'oscillation radiale de bulles de gaz et de vapeur dans un liquide soumis à une dépression. Si cette dépression est suffisamment élevée, la pression peut devenir inférieure à la pression de vapeur saturante, et une bulle de vapeur est susceptible de se former. Qui vont changer complètement le comportement du liquide. La cavitation hydrodynamique détruit le rendement de l'hélice ou de la pompe.

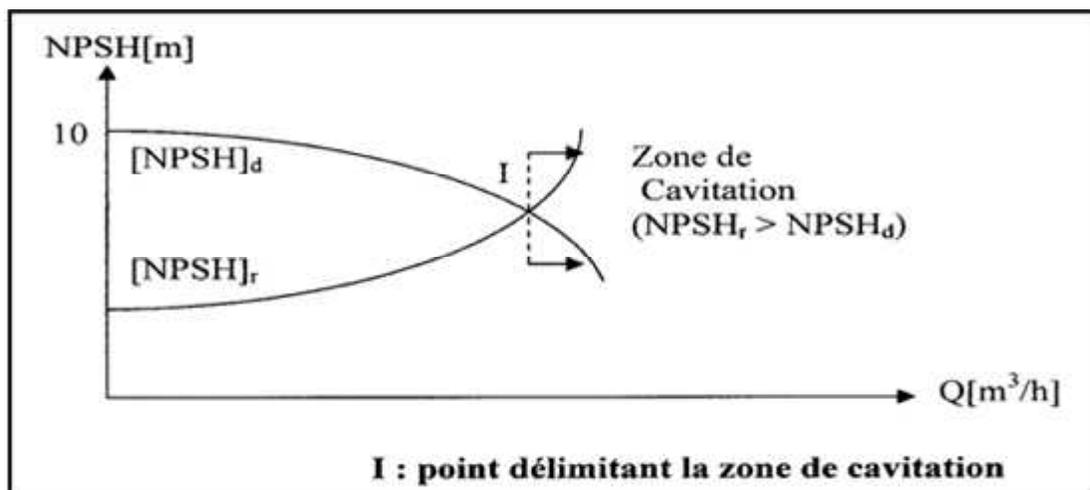


Figure V.9 : Graphe des courbes NPSH.

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

$$[NPSH]_d > [NPSH]_r$$

$[NPSH]_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$[NPSH]_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.4)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m. On prend : $r = 0,3$ m.

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \left(\frac{-}{+} ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g} \right) = (NPSH)_r + 0.3$$

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.3 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp} \quad (V.5)$$

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

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement d'après la figure V.1 et 2 .

$\frac{F_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau V.4)

$\frac{F_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V.5)

Tableau. V.4: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{F_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau V.5 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{F_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

V.10.1 Station de pompage de Sahel

On a :

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement égal à 2.11 m

La côte de la station de pompage est de 185 m NGA alors $\frac{F_{atm}}{\varpi} = 10.13$ m.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{F_v}{\varpi} = 0.24$ m.

$V_{asp} = 1.0$ m/s

Remarque : sachant le site d'implantations de la station est dans le complexe hydraulique Sahel et le réservoir 5000 m³ est construit la hauteur admissible a été imposée qui est **$h_{adm} = 2 \text{ m}$** .

Alors on vérifie avec cette hauteur admissible si la pompe ne Cavite pas $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.3$$

$$(NPSH)_d = 10.13 - 0.24 + 2 - 0.11 - 0.6 = 11.18\text{m}$$

$$(NPSH)_r + r = 2.11 + 0.3 = 2.41\text{m}$$

Donc la condition est vérifiée $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

➤ 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 : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.6)$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-20)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$.

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 186.3\text{m}$

• La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 186.3 - 2 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 184.5\text{m}$

V.10.2 Station de pompage Oueled Fayet bis

On a :

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement égal à 4.12 m

La côte de la station de pompage est de 206 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.10 \text{ m}$.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{F_v}{\omega} = 0.24 \text{ m}$.

$$V_{asp} = 0.84 \text{ m/s}$$

$$\text{Alors : } ha^{ad} = 4.12 + 0.3 - 10.10 + 0.24 + 0.5 + 0.04 = -4.9 \text{ m..}$$

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

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.1 + \frac{P_{at}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp} \quad \Longrightarrow \quad ha^{ad} = 4.9 \text{ m}$$

➤ 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.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad \dots\dots\dots (V.7)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-20)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$.

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 186.3 \text{ m}$

• La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 205.5 + 4.9 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 210.2 \text{ m}$

V.11 Choix du moteur électrique

Les critères du choix du moteur sont pris en considération leur du choix de la pompe car le logiciel fournis le moteur adéquat ;c est crêter sont :

- Prendre en considération la puissance absorbée.
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal).
- Vérification de nombre de tours de moteur, il faut qu'elle sera égale, plus 200 tr/min ou moins 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse. (si on choisie la pompe a double flux ni pas notre variante)

les caractéristiques des moteurs sont dans les annexe pour chaque station

- ❖ **Station de pompage de sahel (annexe V.1)**
- ❖ **Station de pompage d Ouled Fayet bis (annexe V.2)**

V.12. Bâtiment de la station de pompage

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment.
- ✓ Partie souterraine.
- ✓ Partie supérieur (salle des machines, salle annexe.)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

V.12.1 Implantation de la Station de pompage

- **Station de pompage projetée Sahel**

La station de pompage projetée Sahel sera implantée dans le complexe hydraulique existant Sahel, qui se trouve dans la commune de **Mahelma**, Wilaya d'Alger.

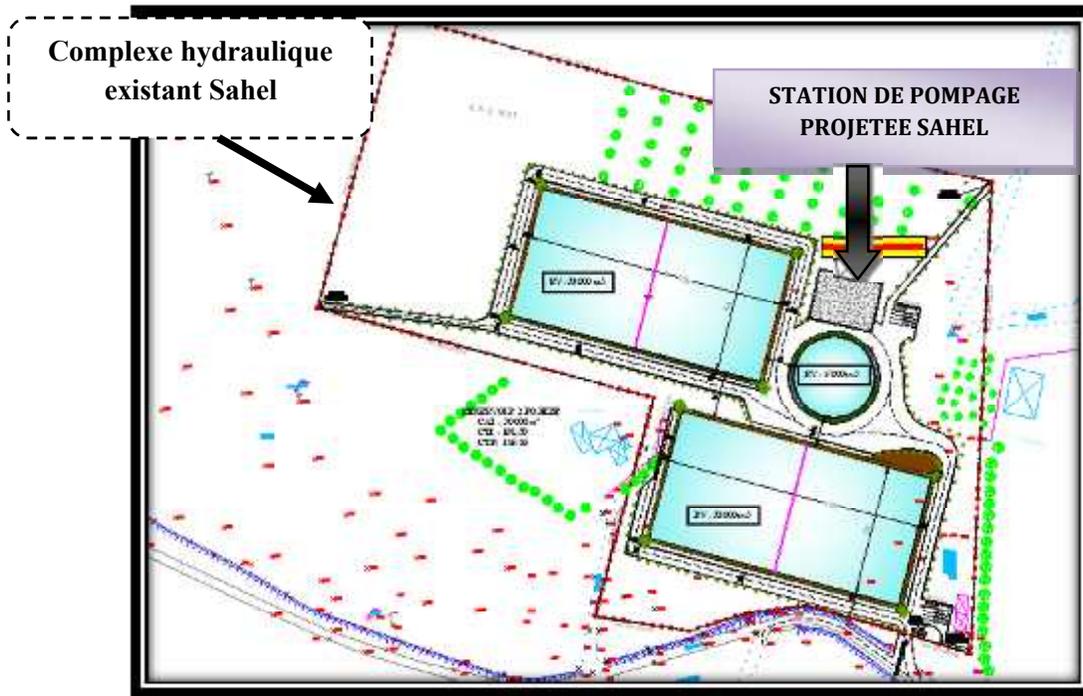


Figure V.10 : Site proposé pour l'implantation du complexe hydraulique projeté Ouled Fayet bis

➤ **Station de pompe projetée Ouled Fayet bis**

La station de pompe projetée Sahel sera implantée dans le même site du réservoir projeté 5 000m³ de Ouled Fayet bis.

Notre assiette est située à Ouled Fayet, d'une superficie de **15000 m²** (voir le plan d'implantation du complexe hydraulique ouled fayet bis).

L'assiette est délimitée par :

Nord : Programme AADL

Sud : EAC 10

Est : EAC 9

Ouest : Route CW142

V.12.2 choix du bâtiment

Les critères de choix sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.6 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre .
Q (m³/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
h_a^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plans d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

Dans notre cas on a opté pour type bâtiment semi enterre pour chaque station

V.12.3 Dimensionnement de bâtiment de station pompage➤ **Station de pompage de sahel****a. Hauteur du bâtiment**

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.8)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.9)$$

H_p : hauteur de la pompe,

A.N : H_p = 1.626m

H_s : hauteur du socle de 1 m, H_s = 1 m

H_r : hauteur de réserve H_r = 0,5m ;

A.N : H₅ = 1.626 + 1 + 0,5 ⇒ H₅ = 3.126 m

H₆ : hauteur réservée à l'homme, H₆ = 2,2 m ;

H₇ : hauteur du chariot, H₇ = 0,3m ;

H₈ : hauteur profilée, H₈ = 0,8 m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 3.126 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 6.93\text{m}$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ; 9.6 ; 12.6 ; 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 8.4\text{ m}$.

b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4 \dots \dots \dots (V.10)$$

n : nombre de pompes, $n = 6$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : $L = 1626\text{mm} \Rightarrow L = 1.626\text{ m}$.

$L = 6 \times 1.626 \Rightarrow L = 9.756\text{ m}$.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-2)\text{ m}$,

On prend : $L_{\text{int}} = 10,0\text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 2\text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5\text{m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_{\text{div}} \dots \dots \dots (V.11)$$

Où :

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{\text{tr}} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{\text{tr}} = 2 \times 600 \Rightarrow l_{\text{tr}} = 1.2\text{ m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{\text{tr}} = 2 \times D_a$.

A.N : $l_{\text{tr}} = 2 \times (700) \Rightarrow l_{\text{tr}} = 1.4\text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a) = 3.5 \times 100 = 0.6\text{m}$.

l_c : longueur du divergent, $l_{\text{div}} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 \times 350 = 1.0\text{m}$.

A.N: $l_3 + l_4 = 4.2\text{m}$.

A.N : $L_b = 9.626 + 10 + 0.5 + 3 + 4.2 \Rightarrow L_b = 27.33\text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **30 m**.

C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.12)$$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 1.5m$

l_2 = distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2 = 1.2m$.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) m$;

On prend : $L_r = 2m$.

L_b : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3.0m$;

L_p : longueur de la pompe et le moteur

On prend : $L_p = 3.634 m$;

A.N: $l_b = 11.33m$.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de 12 m.

d. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3×3**.
- ✓ Porte du personnel : **2,5×1,6**.

e. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_F = 0,15 * 30 * 12 \quad \Rightarrow \quad \sum S_F = 54m^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots \dots \dots (V.13)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **$S_f = (1,2 * 2.2)$** ;

A.N : $n = \frac{54}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 20 \text{ fenêtres}$

f. Dimensionnement des marches d'escalier

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **100cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75** ;
- ✓ Profondeur : **30cm** ;

Tableau V.7: Les dimensions du bâtiment de la station(SP) Sahel

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs(cm)	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
30	12	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

➤ **Station de pompage d ouled fayet bis**

a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.8)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.9)$$

H_p : hauteur de la pompe,

A.N : $H_p = 1.059\text{m}$

H_s : hauteur du socle de 1 m, $H_s = 1\text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 1.059 + 1 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 2.559\text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2\text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8\text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 2,559 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 6.34\text{m}$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ;9.6 ;12.6 ;14 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 8.4 \text{ m}$.

b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4 \dots \dots \dots (V.10)$$

n : nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : $L = 955 \text{ mm} \Rightarrow L = 0.955 \text{ m}$.

$L = 3 \times 0.955 \Rightarrow L = 2.865 \text{ m}$.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-2) \text{ m}$,

On prend : $L_{\text{int}} = 4,0 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 2 \text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_{\text{div}} \dots \dots \dots (V.11)$$

Où :

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{\text{tr}} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{\text{tr}} = 2 \times 600 \Rightarrow l_{\text{tr}} = 1.2 \text{ m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{\text{tr}} = 2 \times D_a$.

A.N : $l_{\text{tr}} = 2 \times (700) \Rightarrow l_{\text{tr}} = 1.4 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a) = 3.5 \times 100 = 0.6 \text{ m}$.

l_c : longueur du divergent, $l_{\text{div}} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 \times 350 = 1.0 \text{ m}$.

A.N: $l_3 + l_4 = 4.2 \text{ m}$.

A.N : $L_b = 2.865 + 4 + 0.5 + 3 + 4.2 = \Rightarrow L_b = 14.57 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **15 m**.

c. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.12)$$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1=1.5m$

l_2 =distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2=1.2m$.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r= (2-3) m$;

On prend : $L_r = 2m$.

L_b : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3.0m$;

L_p :longueur de la pompe et le moteur

On prend : $L_p = 2.103 m$;

A.N: $l_b = 9.803m$.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de 10 m.

d. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3×3.**
- ✓ Porte du personnel : **2,5×1,6.**

e. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_F = 0,15 * 15 * 10 \quad \Rightarrow \quad \sum S_F = 22.5m^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots \dots \dots (V.13)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **$S_f = (1,2 * 2.2)$** ;

A.N : $n = \frac{54}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 9$ fenêtres

f. Dimensionnement des marches d'escalier

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **100cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75** ;
- ✓ Profondeur : **30cm** ;

Tableau V.8: des dimensions du bâtiment de la station(SP) Ouled Fayet

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs(cm)	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
15	10	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

V.13 Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériels et du personelles un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisations soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Anti bélier ;
- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique ;
- Un système de ventilation ;
- Un système de d'alimentation en énergie ;
- Un système de drainage ;
- Un système d'éclairage ;
- Un système anti-incendie ;
- Système de prise d'échantillon et de mesure, contrôle

V.13.1 Système de levage**➤ Définition**

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Il diffère de la grue, du portique, du semi-portique, de la potence et du monorail principalement par sa conception.

Il est constitué d'une ou de deux poutres en acier, motorisé par 1, 2 ou 4 moteur(s) ou non motorisé, sur laquelle un palan ou un treuil motorisé ou non est placé.

Il peut être suspendu ou posé sur 2 rails, comme le montre la figure V.10.



Figure V.11 Pont roulant motorisé posé sur deux poutres

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement à l'air libre. Ils permettent la manutention de la charge dans tout l'espace de ces halls. Ils sont installés en hauteur sur des rails de roulements posés sur des poutres en acier ou en béton reposant elles-mêmes sur des poteaux.

Le pont roulant est constitué d'une ou deux poutres longitudinales reposant à chaque extrémité sur un chariot appelé sommier équipé de roues se déplaçant sur un rail. La largeur du pont correspond à celle du hall de la station dans laquelle est installé. Les ponts pour faibles charges sont mono-poutre, les autres à double poutre. Sur la ou les poutres longitudinales repose un chariot équipé d'un ou deux treuils permettant d'enrouler le câble de levage. A l'extrémité du câble, est monté soit directement soit sur une poulie, le crochet de levage.

Sur un petit pont roulant, la conduite de l'engin se fait par télécommande ou radiocommande, les gros ponts possèdent souvent une cabine de conduite, mais ils peuvent également être pilotés depuis le sol par une télécommande. Ils sont utilisés pour les manutentions dans les parcs à matières premières, à produits finis (parcs à fers) dans les gros halls de stockage (déchargements de péniches ou de wagons, rechargements de camions).

➤ Dimensionnement du pont roulant

La formule (V.14) va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant

$$C=P+20\%P\dots\dots\dots(V.14)$$

Avec :

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

- **Station de pompage de Sahel**

Le poids d'une seule pompe est de 6274 kg → $C=6274+20\%*6274$

ce qui nous donne une capacité de $C=7528.8\text{kg}$.

- **Station de pompage de Oueled Fayet bis**

Le poids d'une seule pompe est de 1676 kg → $C=1676+20\%*1676$

ce qui nous donne une capacité de $C= 2011.2\text{kg}$.

Donc d'après le résultat trouvé, on devra choisir un pont roulant qui satisfera cette charge en consultant un fournisseur spécialisé pour chaque station, et on choisie une commande électrique car les charges sont supérieures 1 tonnes

V.13.2 Conception du système de commande

V.13.2.1 Généralité

Nul ne saurait ignorer l'extrême facilité avec laquelle sont commandés automatiquement les moteurs électriques. Dans son principe le plus simple, le dispositif le plus courant utilise un contacteur électromagnétique dont l'objet est d'assurer la fermeture, et l'ouverture, du circuit alimentant le moteur. Un courant de faible intensité suffit à actionner le mécanisme de commande, courant dérivé, dans la plupart des cas, du circuit principal, parfois encore fourni par une source auxiliaire.

Divers dispositifs, quelquefois mécaniques mais plus généralement électriques (démarreurs), permettent l'ouverture et la fermeture des différents circuits de commande et opèrent le démarrage du groupe en plusieurs temps, en étoile-triangle, sur résistances, etc, appliquée à la mise en marche des groupes électropompes.

V.13.2.2 Système de commande

Elle est dictée d'une part par le rôle joué dans le pompage à automatiser dans le processus général, ou, dans le réseau d'alimentation, ou encore de distribution, d'autre part par la capacité même des installations ainsi que par le niveau de fiabilité attendu.

Dans une usine de traitement des eaux ou une station de pompage, il y a souvent lieu, par exemple, de coordonner plusieurs étages de pompage qu'il s'agisse de pompage d'exhaure, de relevage intermédiaire ou de refoulement.

Cette coordination implique tant une cohérence dans les matériels de pompage qu'une harmonisation des débits. Cette dernière tâche suppose, notamment, la mise en œuvre d'un plan de pompage, ainsi que le recours à différentes boucles de régulation.

La taille et la complexité du système, ainsi que la distance entre sites d'exploitations, sont les éléments dimensionnements et structurants du système.

Dans les petites installations de pompage, les automatismes peuvent être réduits à la réalisation d'action simple, conditionnées par la réunion d'éléments ou d'états autorisant cette action. Ces conditions forment «une chaîne logique» élémentaire.

L'association de plusieurs fonctions élémentaires organisées dans le but d'accomplir une tâche physique telle que le travail que pourrait effectuer un homme, constitue un automate de base.

L'automatisme de base analysé suivant la méthode de GAMMA (organisme spécialisé) comprend une partie opérative, tel que le moteur ou le vérin, qui actionne une pompe ou une vanne et une partie commande dont l'aboutissement peut être l'ouverture ou la fermeture d'un conducteur ou d'une électrovanne. La commande, quant à elle, est soumise à des conditions de démarrage, de fonctionnement et d'arrêt.

Les différentes conditions propices à la bonne exécution des différentes phases de fonctionnements, de marche et d'arrêt, sont données par des capteurs dont le rôle est de constater ou de mesurer un état physique de l'environnement à un instant donné, telles que par exemple, la mesure directe ou indirecte d'une surintensité, la mesure d'une pression ou encore celle d'un niveau.

Les automatismes ont été pendant longtemps mis en œuvre grâce à la «logique câblée», basé sur l'utilisation de relais électromagnétiques et de conducteurs électriques dédiés au transport d'une seule information. Ils sont aujourd'hui, grâce aux progrès exceptionnels de l'informatique industrielle, regroupés au sein d'automates programmables industriels (API) dont les performances et la compacité n'ont pas cessé de s'améliorer.

Dans les petites installations, un seul API peut prendre en charge plusieurs parties opératives, telles que plusieurs électropompes, plusieurs vannes, etc...., et en assurer la commande.

.V.13.3 Système de ventilation

Le rôle essentiel de la ventilation c'est d'évacuer la chaleur dégagée par l'ensemble des équipements de la station et renouvellement l'airembiant, évacuer gaz en chaud en cas d'incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l'air et le remplacé par l'air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d'utiliser les méthodes suivantes

V.13.3.1 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V.K \quad (V.8)$$

Avec : Q : débit d'air en (m³/h) ;

K : taux de renouvellement par heure (h⁻¹),

V : volume de la station

➤ **Station de pompage de Sahel**

$$V = (30 \cdot 12 \cdot 8.4) = 3024 \text{ m}^3$$

$$K = 30 \text{ h}^{-1}.$$

$$\text{Donc : } Q = 3024 \cdot 30 = 90720 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Station de pompage de Sahel**

$$V = (15 \cdot 10 \cdot 8.4) = 1260 \text{ m}^3$$

$$K = 30 \text{ h}^{-1}.$$

$$\text{Donc : } Q = 1260 \cdot 30 = 37800 \text{ m}^3/\text{h5}$$

V.13.4. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais, ces moyens réservés à cet effet dépendent de la capacité de la station et son importance, généralement, sont les pompes d'incendie et les extincteurs.

Pour la pompe d'incendie, la commande se fait manuellement et elle doit être installée en charge s'il est possible pour assurer un jet d'eau au moins 10 m au-dessus du point le plus haut du bâtiment, et afin que la mise en marche soit facile et rapide.

Pour un volume du bâtiment inférieur à 5000m³ :

Le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris est égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{ext}} + Q_{\text{int}} = 10 + 5 = 15$ l/s.

$Q_{\text{tot}} = 15$ l/s.

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$H_{\text{p incendie}} = H + H_{\text{batiment}} + h_p$ (VI.9)

Ou :

H_{batiment} : la hauteur du bâtiment ;

H : pression au niveau de la bouche d'incendie ;

V.13.5 Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

On prévoit comme système de drainage :

- Des caniveaux projetés aux extrémités de la station qui mènent l'eau vers des regards,

V.13.6 Système d'éclairage

Pour que l'équipe de gestion de la station travail dans bonne condition, il faut lui assuré un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

L'éclairage du bâtiment est assuré par des lampes à incandescence, des néons et des tubes fluorescents en cas de coupure du courant.

On doit aussi disposer de torches alimentées aux batteries de forte puissance.

Conclusion

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type WILO pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

Chapitre VI : Protection de la canalisation

Chapitre VI : Protection de la canalisation

Introduction

En général, les conduites sont posées en terre, ou en galeries d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Toute conduite nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif. En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner la rupture des tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1.1 Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations sensibles de la pression et de la vitesse qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

VI.1.2 Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire
- ✓ L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- ✓ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- ✓ La modification de la vitesse d'une pompe.
- ✓ L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.1.3 Les 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 vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

VI.1.3.1. Risque de forte pression

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

VI.1.3.2. Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

VI.1.3.3. Fatigue des conduites

En régime transitoire, les alternances des surpressions et des dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.1.4. Description des phénomènes physiques

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe :

Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche.

L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis

l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée

entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$

depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend son diamètre initial de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

a) Réservoir d'Air

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite. (Figures VI-1 et VI-3)

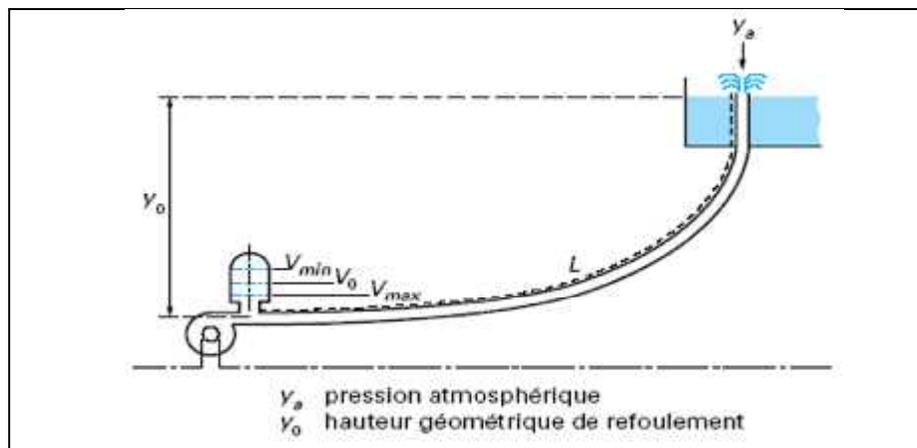


Figure VI.1: Emplacement d'un réservoir anti-bélier

b) Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

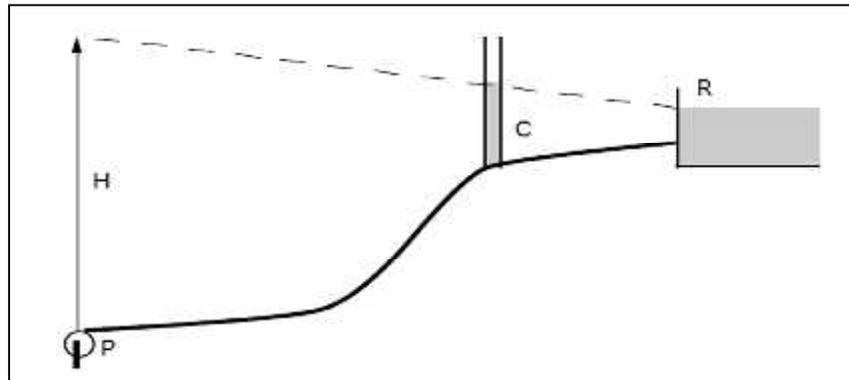


Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

d) Volant d'inertie

C'est un moyen par lequel, on peut continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie qu'il a accumulée pendant la marche normale au moment de la disjonction, et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Le tableau ci-après récapitule les avantages et les inconvénients de chaque dispositif anti-bélier.

Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionner défectueux) ; durée de vie importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme protection contre les dépressions

On opte pour le réservoir d'air car le moins encombrant ; qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression. et la longueur dépasse $L > 1000\text{m}$

VI.1.5.1. 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 installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

➤ Méthode de BERGERON

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

➤ Méthode de PUECH et MEUNIER

La méthode de PUECH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PUECH et MEUNIER vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour sa fiabilité des résultats.

a) Cas dépression :

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station.

Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PUECH et MEUNIER le volume U_0 afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

La célérité d'onde sera calculée pour les conduite enterrées donnée Mr **SALAH. B (la Houille Blanche.2001)** :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^8$ 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).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.2:

Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP (piton)-SR1	Fonte	1200	1.1304	1.84.	2756.55	43.5

➤ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.3:

Tableau VI.3: Calcul de la célérité d'onde dans la conduite

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa) (*10 ⁸)	E_m (Pa) (*10 ¹¹)	e_m (m)	C (m/s)
SP (piton)-SR1	2,07	1000	0.6	0,3	0,33	2	1	0.0153	941.51

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels [4]

K : coefficient qui caractérise les pertes de charge
$$K = \frac{H_{ab} - H_0}{H_0} \quad (VI.2)$$

A : coefficient qui caractérise la conduite de refoulement
$$A = \frac{aV}{gH_0} \quad (VI.3)$$

B : coefficient qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure VI.3) de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

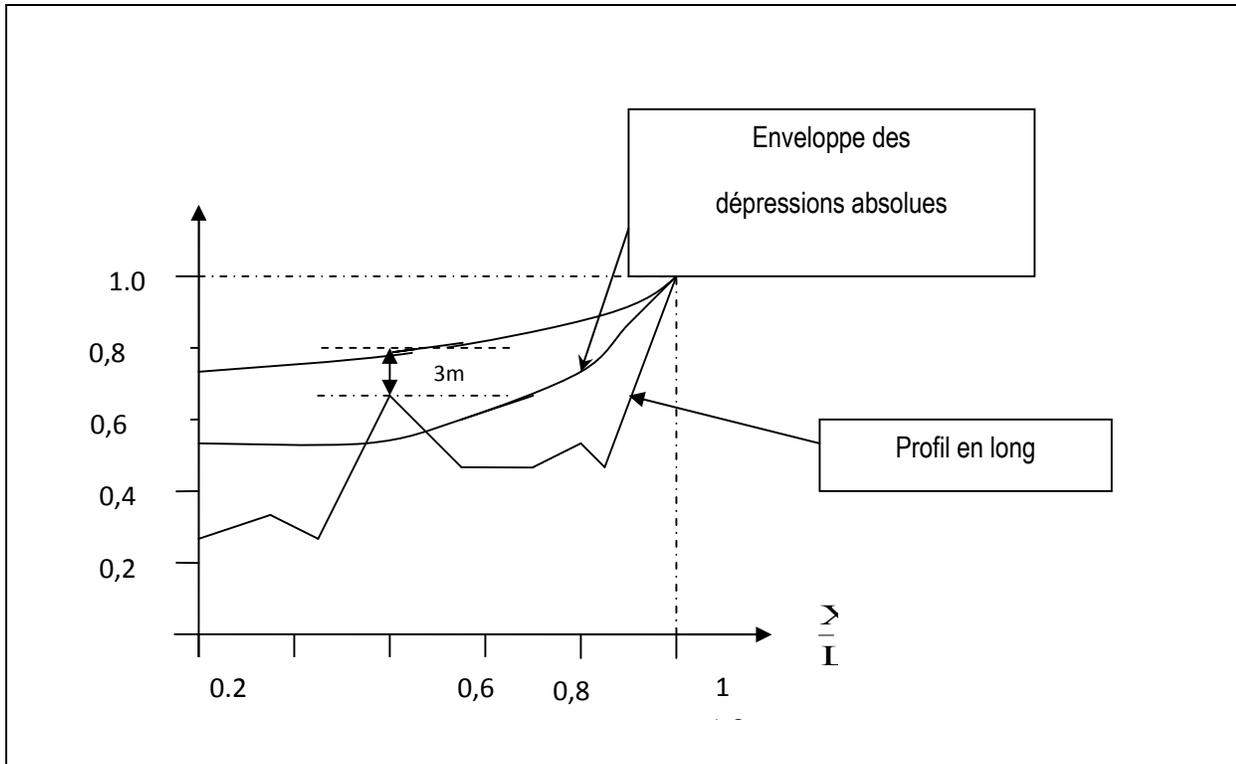


Figure VI.3 : profil en long absolu d'une conduite.

- **Station de pompage de sahel**

On a HMT = 72.52 m

Hg = 43.5 m

Tq: la hauteur de refoulement absolu $H_{abs} = HMT + 10$

$H_{abs} = 82.52m$

H_0 : pression minimal, $H_0 = Hg + 10 = 53.5m$

A.N K=0,54 A=3,24

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=3,2 et K=0,5 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,4 A=4) et (K=0,6 A=4).

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10} \text{ ou } \frac{(P_{min})_{abs}}{Hg + 10}$$

Tableau VI.4 : Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	191.51	185.55	187.18	164.37	183	187.5	176.98	191.30	195.43	197.14
Longueur	0	206,75	349.33	901.26	1209.02	1748.79	2334.98	2545.75	2651.17	2756.55
$\frac{z + 10}{Hg + 10}$	0,19	0,30	0,27	0,69	0,35	0,26	0,46	0,19	0,26	0,29
x/L	0	0,1	0,13	0,33	0,44	0,63	0,85	0,92	0,96	1

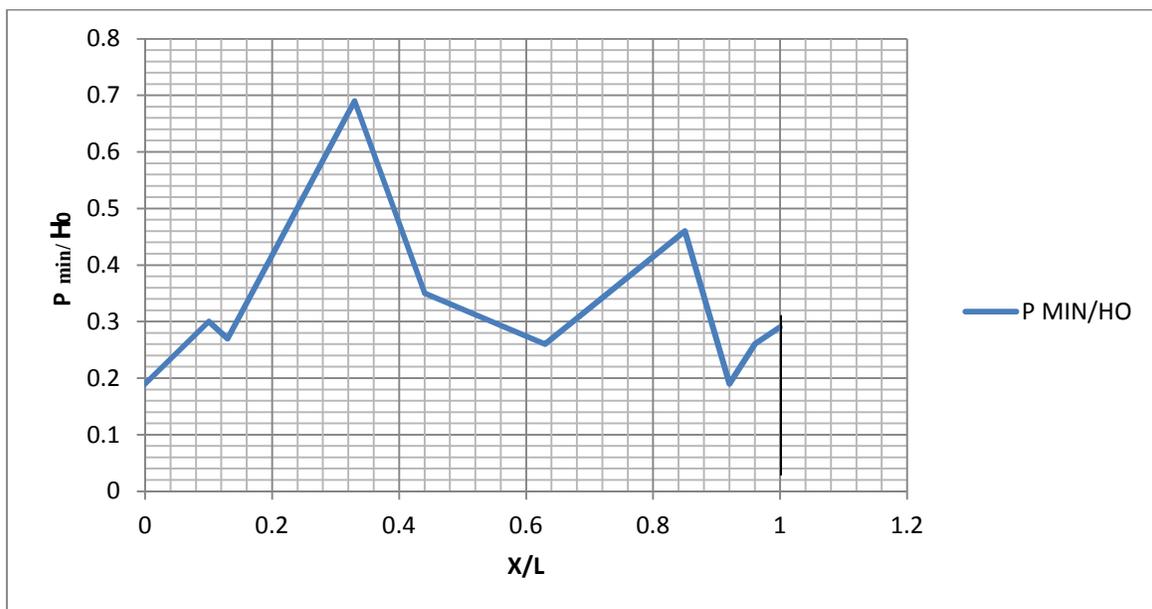


Figure VI.4 : Profile en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe (VI.1) et annexe (VI.2), nous optons pour deux valeurs de $B=0,4$ et $B =0.6$ on prend une valeur intermédiaire $B= 0,5$

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2}{gHabs} \frac{LS}{B} \quad (VI.4)$$

A.N

$$U_0 = 26.06 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{F_{\min}}{F_0} = 0,69 \quad \Longrightarrow \quad P_{\min} = 36.92$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{\min} U_{\max}^{1.2} = H_{\text{abs}} U_0^{1.2} \quad (\text{VI.5})$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{\max} = 50.94 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 % pour cent et normalisé $V = 61.13 \text{ m}^3$

La valeur retrouvée représente un grand volume d'air d'où une capacité importante du réservoir d'air, ces résultats sont logique car les pompes utilisées fournissent une Hmt considérable et une protection adéquate est indispensable.

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE nous optons pour deux réservoirs 25 000 L et un réservoir de 15000 L

Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans la figure VI.5 et tableau VI.5.

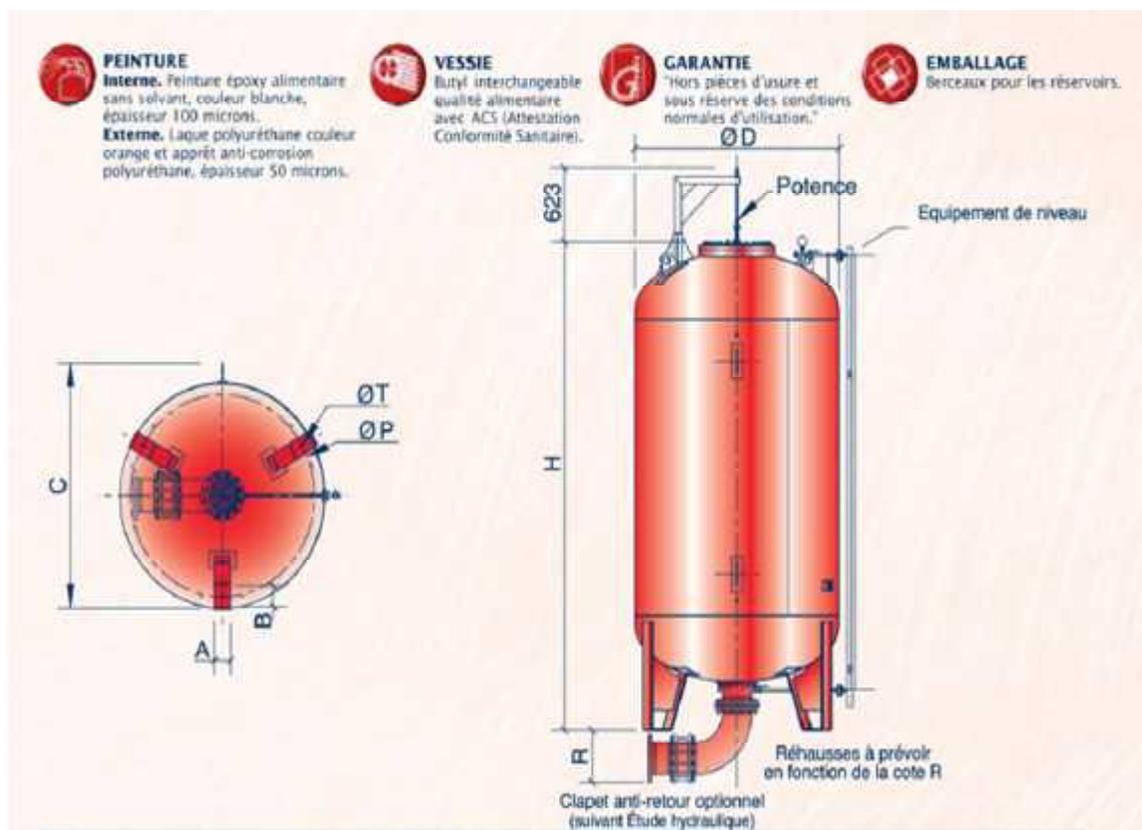


Figure VI.5 : réservoir d'air choisit.

Tableau VI.5 : dimensions du réservoir de la station de pompage

Capacité (L)	Diamètre D(mm)	Hauteur H(mm)	Diamètre P(mm)	Cote A (mm)	Cote B (mm)	Potence
25 000	1 900	10 400	1 700	300	300	Oui
25 000	1900	8 200	1 800	300	300	Oui
15000	1900	5300	1800	150	276	Oui

VI.1.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c'est alors cette déformation qui se propage à l'amont de la conduite qui constitue un véritable danger (pour la conduite).

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

➤ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule (VI.1) de **Mr. SALAH. B** pour les conduites enterrées

Sachant que la conduite considérée est constituée de plusieurs tronçons en série le diamètre équivalent ($D_{eq}=380$ mm) est pris en considération

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.6:

Tableau VI.6: Calcul de la célérité d'onde dans la conduite gravitaire

parametre	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa) (*10 ⁸)	E_m (Pa) (*10 ¹¹)	e_m (m)	C (m/s)
Conduite gravitaire	2,07	1000	0.19	0,3	0,33	2	1	0.0081	1063.33

VI.1.6.2 Détermination du temps de fermeture

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde de surpression « t » (A.Morarel, 1994)

Où :
$$t = \frac{2 \times L}{c} \tag{V.6}$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

AN : $t_r = \frac{2 \times 4000}{106333} = 7.52$ s

Tableau VI.7 : Calcul de temps de fermeture des vannes.

conduite	D(mm)	e (mm)	L(m)	V_0 (m/s)	a(m/s)	t_r (s)	Temps de fermeture(s)
R tampon – R1500	380	8.1	4000	1.28	1063.33	7.52	>7.52

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \quad (V.7)$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire. L= 4000 m.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,5 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

On trouve : $b = 0.57$ m

VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2.1. Définition [5]

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.2.2. Les différentes formes de corrosion

a) Corrosion chimique

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO_2 et l' O_2 dans l'eau. La baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H^+) engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b) Corrosion électrochimique

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation du courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.

c) Corrosion biologique

La corrosion biologique est l'attaque des métaux par des bactéries. Il peut alors y avoir formation de composés, tels que le dioxyde de carbone, l'anhydride sulfureux, ou des acides organiques qui détériorent le métal. La corrosion biologique intervient en particulier dans les canalisations enterrées.

VI.2.3. Les facteurs de la corrosion

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due soit :

- ✓ À La nature du sol ;
- ✓ Aux installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable;
- ✓ La nature de l'eau ;
- ✓ Le matériau de la conduite ;
- ✓ L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;
- ✓ La variation de la température de l'eau transportée.
- ✓

VI.2.4. Corrosion externe des canalisations

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.2.5. Corrosion interne des canalisations

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

*** Corrosion par formation de pile**

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode).

Le sol constitue, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

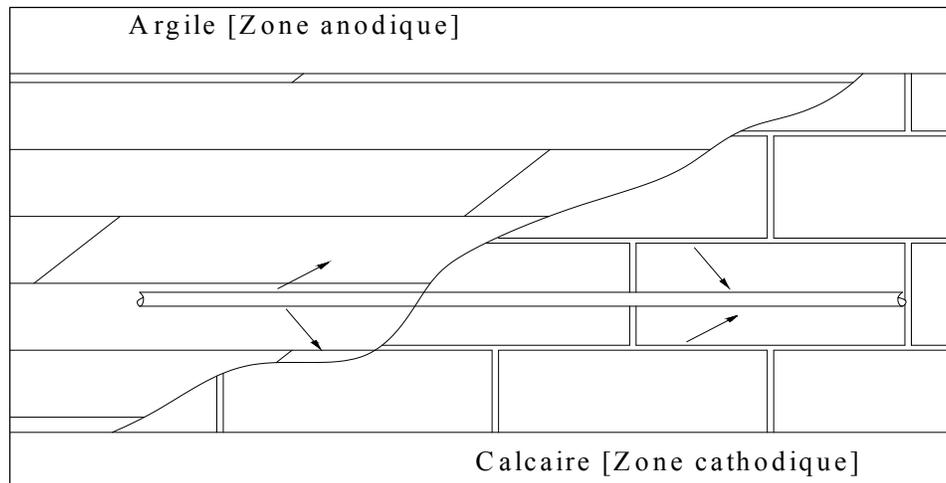


Figure VI.6: Corrosion par formation de pile.

VI.2.6. Protection des conduites contre la corrosion

VI.2.6.1 Protection contre la corrosion interne

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord :

- ✓ D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné et constitué :
- ✓ D'un enduit bitumeux ;
- ✓ D'un enduit spécial.
- ✓ Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- ✓ Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- ✓ Que la pose doit se faire avec soin

VI.2.6.2 Protection contre la corrosion externe

Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- ✓ Protection par revêtement
- ✓ Protection cathodique si la conduite est en acier

VI.2.6.3 Les revêtements

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtements, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin, des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont :

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane



Figure VI.7 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en fonte ductile qui traverse les terrains agressifs.

Conclusion

Dans le cas de notre projet d'adduction, les conduites passent parfois, à proximité du champ électrique des courants de protection du gazoduc, elles devront être soigneusement protégées et pour les canalisations posées hors champ des courants, l'emploi d'une manche en polyéthylène ou une couche de goudron suffiront.

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour,....etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

VII.1.Pose de canalisation

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VII.1.1. Principe de pose de canalisations

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie

avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'y accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Ce lit de pose est assuré :

- Par du gravier dans les terres ordinaires ;
- Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
- Par un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs.

Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.

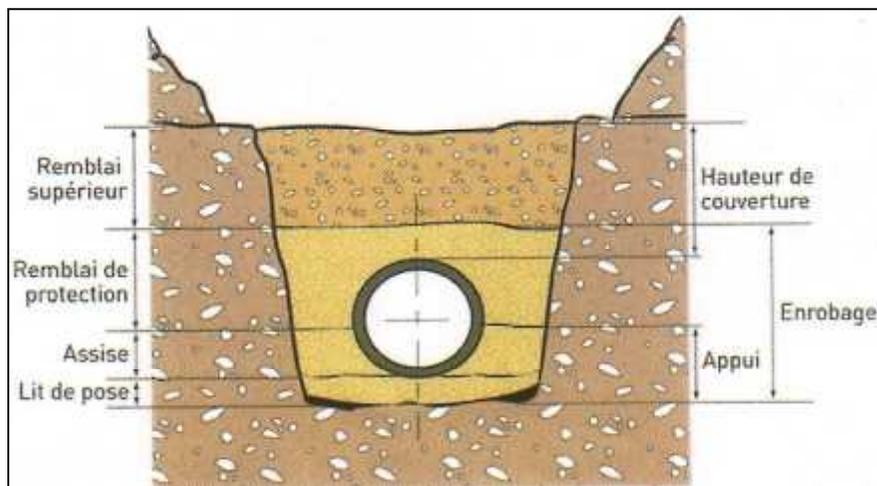


Figure VII.1 : Pose de canalisation

VII.1.3. Pose de canalisations dans un mauvais terrain

Lorsque la conduite traverse des terrains de mauvaise qualité, on prévoit quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII.2).

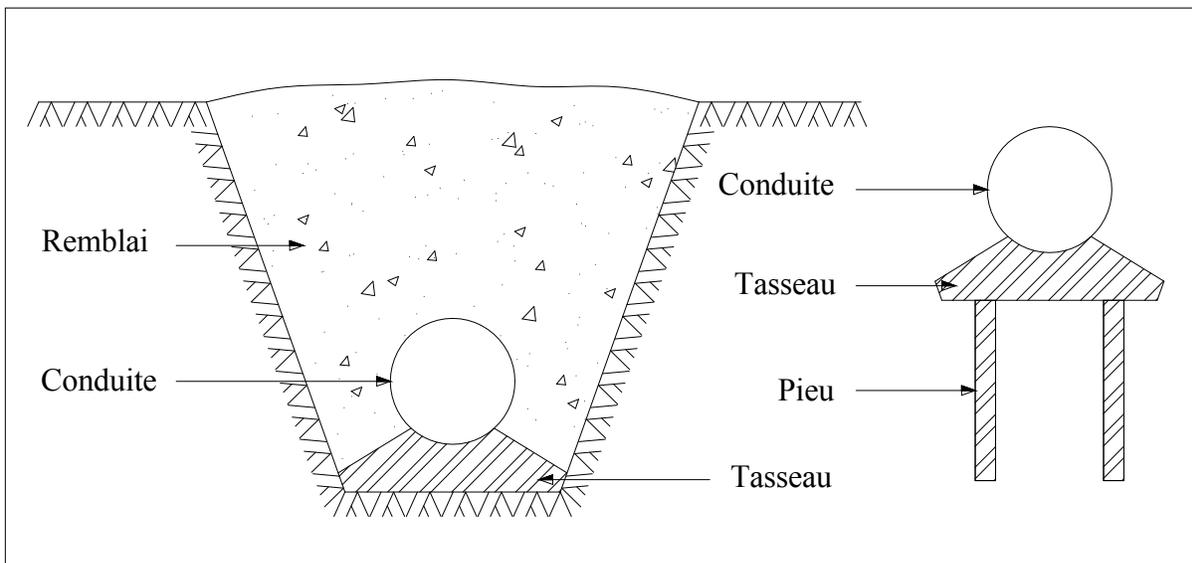


Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain mouillé :

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite) couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

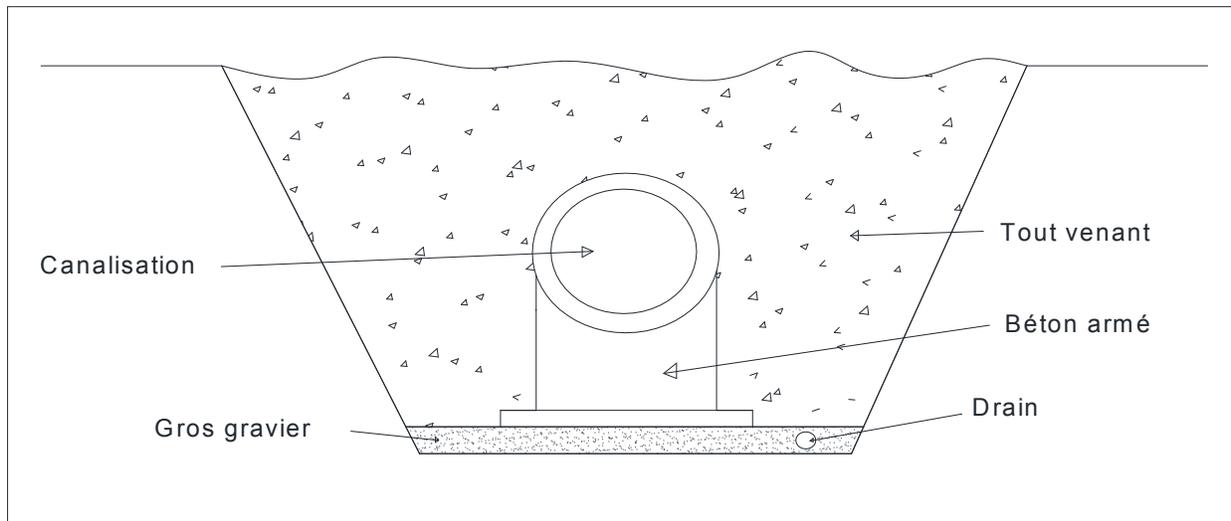


Figure VII.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII.1.4. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VII.4).

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

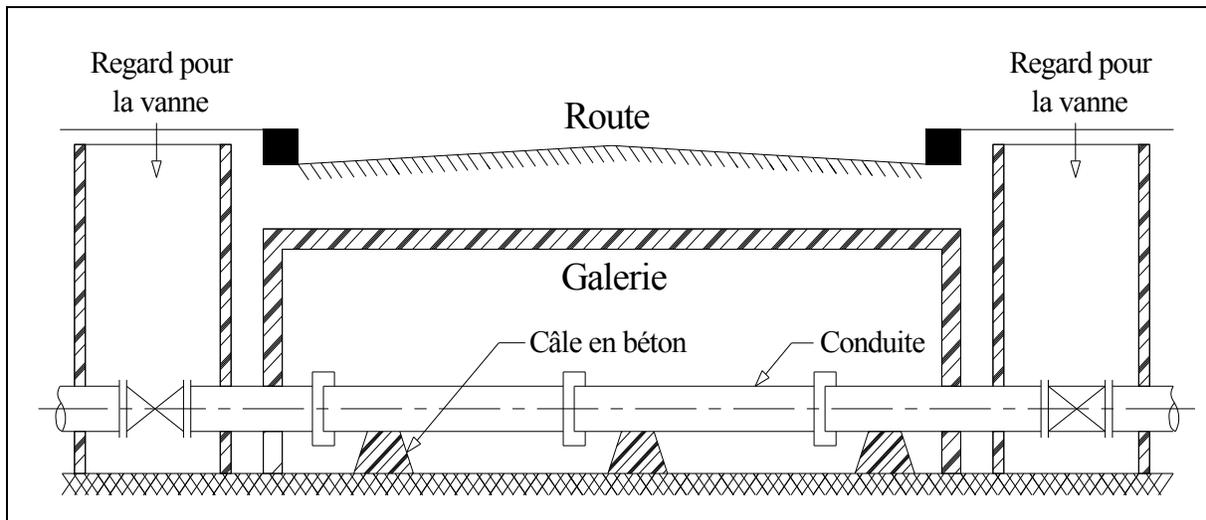


Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie

VII.1.5 Pose de canalisation en pente

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

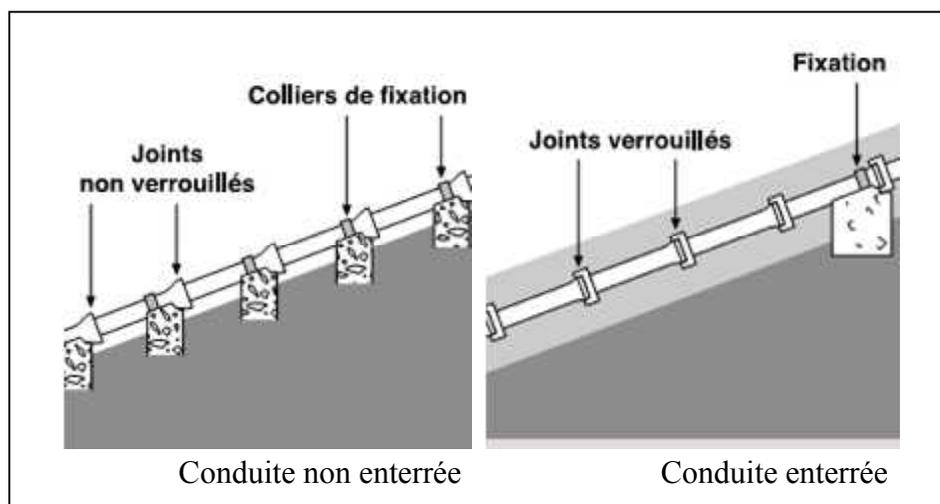
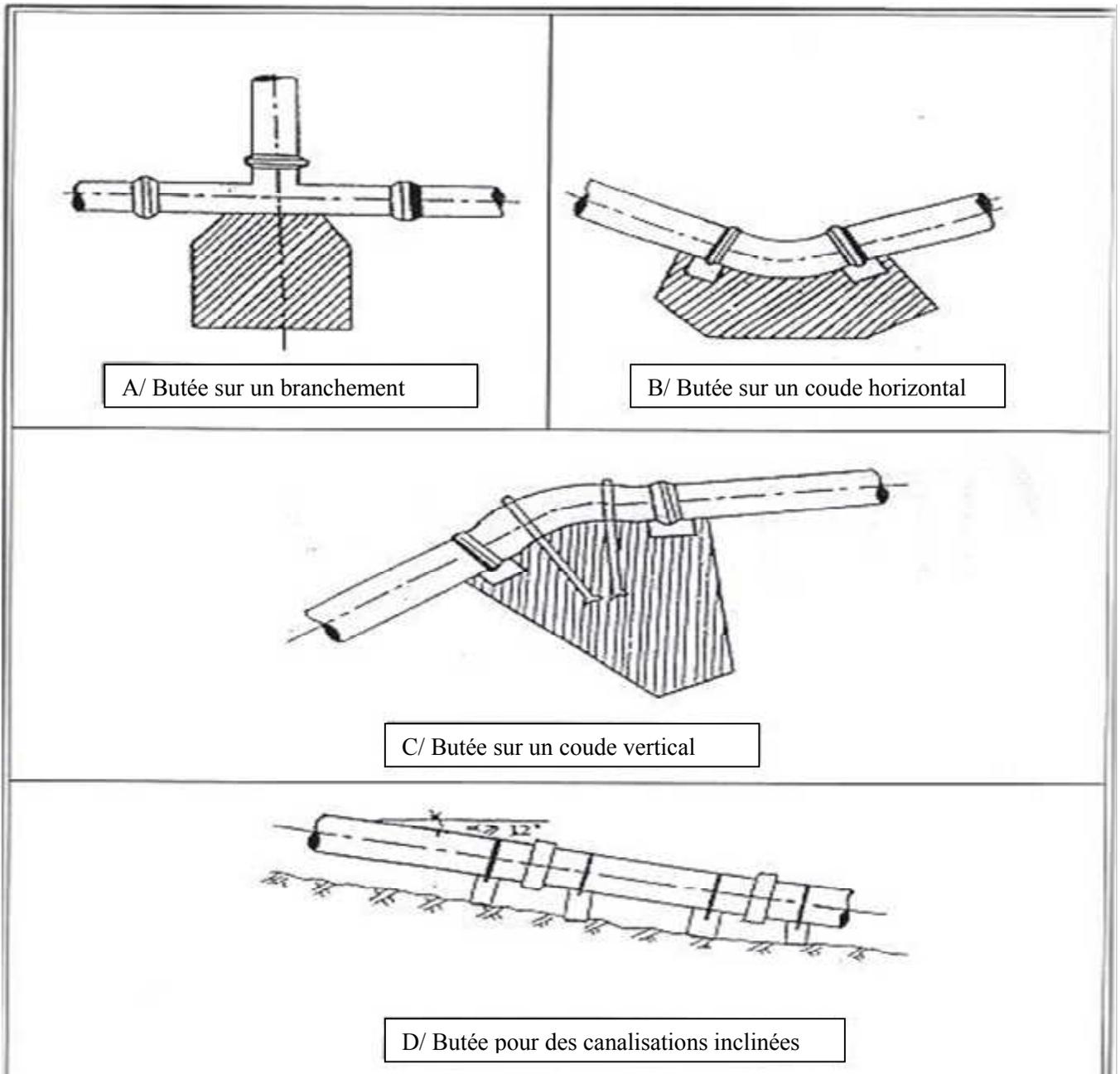


Figure VII.5 : Pose de canalisation en pente

VII.1.6 Cas d'amarrage et de butée d'un coude

Il arrive souvent sur les conduites en acier ou sur les conduites en béton armé avec âme en tôle soudée aux joints tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement du joint dans les parties soudées, parties coniques et branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs parfois armés sont nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides, si l'intensité des efforts en jeu l'exige pour raison de sécurité, il n'est pas tenu compte de la butée des terres (à moins que l'on se trouve dans la roche compacte).

**Figure VII.6 : Butées et Amarrages**

VII.1.7 Constructions des regards

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des sections des conduites ou la pièce à poser. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.



Figure VII .7 : Construction d'un regard

VII .1.8 Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

Pour qu'il n'y est plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles,

on prévoit l'encrage en fonction des contraintes, et en cas d'insuffisance de couverture et risque d'affouillement, un ancrage avec des plots en béton ou si nécessaire, un ancrage béton.

Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés à vide pour éviter leur soulèvement par l'eau. Dans certains cas on prévoit des contres poids disposés sur la génératrice supérieure de la conduite pour la maintenir au contact du fond. IL est conseillé la protection du tuyau fonte par une manche polyéthylène.

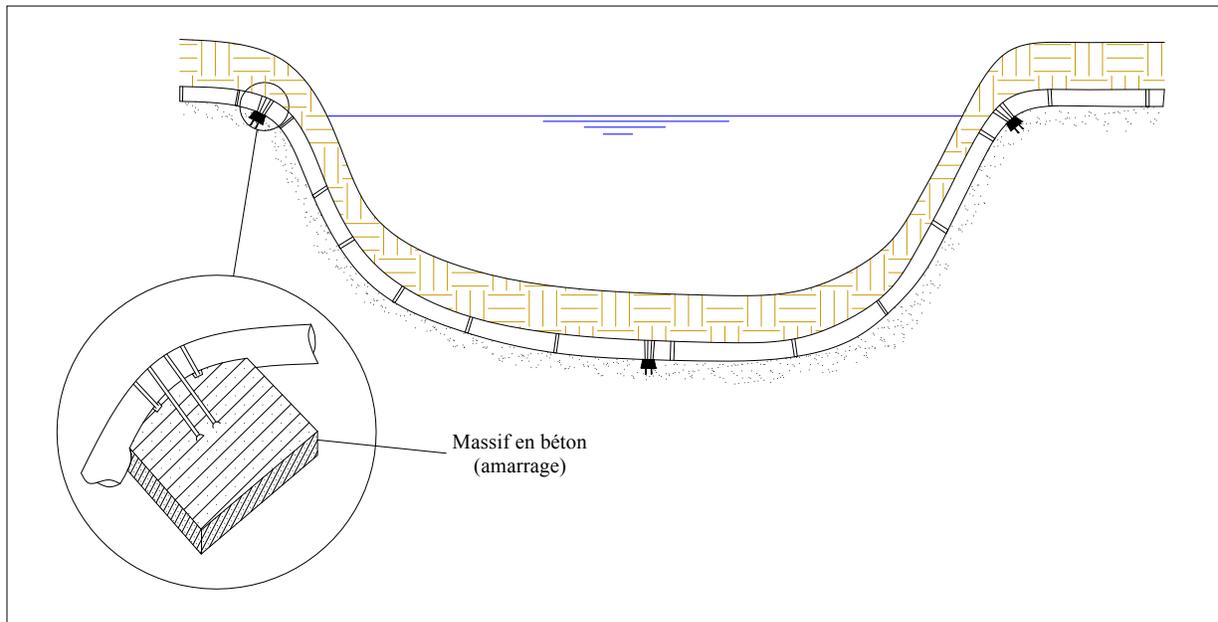


Figure VII .8 : Traversée d'une rivière

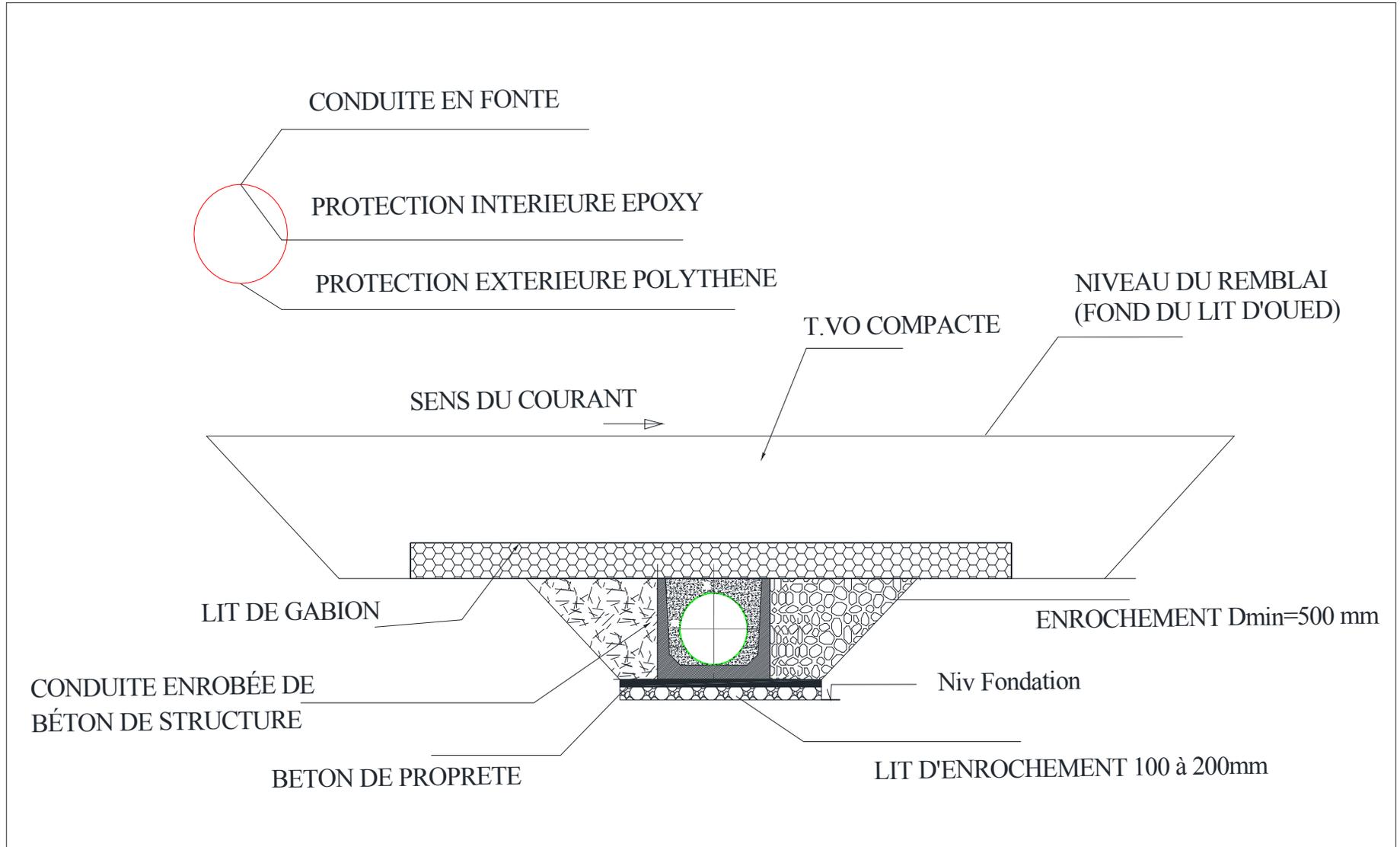


Figure VII.9 : Mise en place de la conduite

VII.1.9 Traversée de l'oléoduc et du gazoduc

En plus de la protection cathodique citée précédemment, il serait judicieux de prévoir un enrobage en béton afin d'éviter tout accident aux traversées et tout risque de tassement. Dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus de 80 cm minimum des tuyaux d'oléoduc et du gazoduc.

Ces passages devront être particulièrement surveillés lors de la pose en présence du personnel de la SONATRACH ou GRTG (gestion des réseaux et transport gaz)

VII .1.10 Traversée de la voie ferrée

Dans de nombreux pays, les sociétés exploitantes exigent que les canalisations qui doivent passer sous voie ferrée, soient posées sous fourreau avec vanne amont et aval. Le fourreau est en béton, la canalisation en fonte est positionnée à l'intérieur du fourreau.

VII.1.11 Forage dirigé

Le principe du forage dirigé permet l'installation des canalisations en fonte ductile sans tranchée. les tuyaux du type ZMU sont les plus appropriés pour cette technique de pose. Ces tuyaux sont extérieurement revêtus d'une couche de minimum 5 mm de mortier de ciment projeté. Ce type de pose est indiqué pour le franchissement d'obstacles, de rivières, de voies ferrées, sans tranchée ouverte et sans perturbation de l'activité de surface. Grâce à leur revêtement, ces tuyaux peuvent être utilisés dans les sols les plus rocheux .

La pose d'une canalisation en fonte par forge dirigé se fait en plusieurs étapes

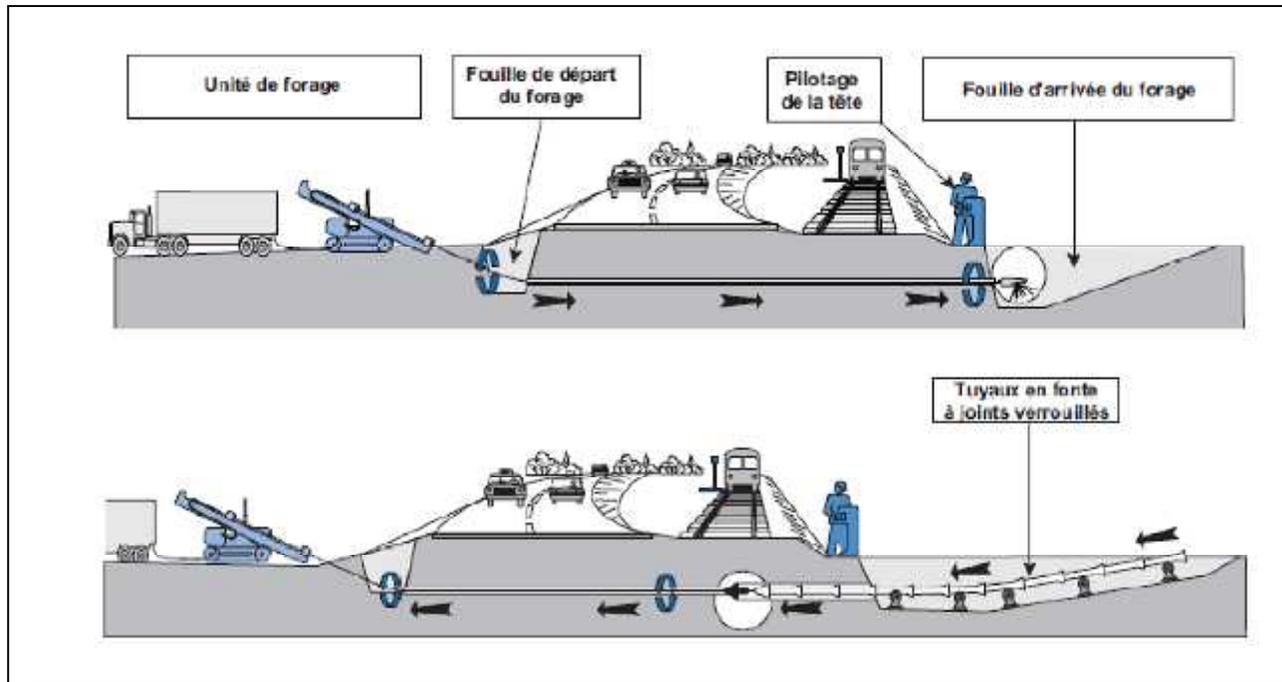


Figure VII.10 : schéma de forage dirigé

Conclusion : dans le cadre du projet, et selon les terrains traversés les poses de canalisations utilisées sont :

- ✓ Pose de canalisation dans un terrain ordinaire et un mauvais terrain .

- ✓ Pose de canalisation en galerie.
- ✓ Pose de canalisation en pente.
- ✓ Forage dirigé au niveaux des axes principaux routier pour ne pas dérangé la circulation.

VII.2. Accessoires

Les différents appareils accessoires qui peuvent équiper une conduite d'adduction sont :

VII.2.1 Robinets vannes

Un robinet vanne est un dispositif motorisé ou muni d'un volant servant à arrêter ou modifier à volonté le débit d'un fluide, en milieu libre (canal) ou en milieu fermé (canalisation).

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

VII.2.2 Robinets vannes papillon

La vanne « papillon » se présente sous le format « gaufré » et le format à brides.

Le format gaufré s'installe entre deux brides qui servent à la fixation. Ce type de soupape papillon sert principalement à arrêter le débit du fluide circulant dans le tuyau. Comme elle est située entre deux brides, on ne peut enlever ce type de vanne sans avoir vidé toute la tuyauterie.

Le format à brides sert au même usage que la précédente avec la caractéristique qu'on peut enlever la tuyauterie en aval de la vanne papillon sans vider la tuyauterie qui est en amont de celle-là, après avoir fermé la vanne.

Pour les petits diamètres, les vannes papillons peuvent être actionnées au moyen de levier. Pour les gros diamètres ("200 mm" ou plus), un actionneur à volant avec engrenage démultiplicateur s'avère nécessaire à cause des efforts requis pour la manœuvre. L'actionneur peut être aussi manuel/pneumatique ou manuel/électrique.

Contrairement au robinet vanne dont la position devrait être normalement ouverte ou fermée, la vanne papillon peut aussi servir pour contrôler le débit grâce à la turbulence qu'elle peut provoquer quand on la positionne plus ou moins ouverte, contrairement à la vanne qui n'a un contrôle du débit que lors qu'elle est presque fermée.



Figure VII.11 : Robinet vanne papillon

VII.2.3 Robinets vannes à coin (à opercule)

Ce type de robinet sert principalement à arrêter le débit et/ou à isoler la tuyauterie en aval de celui-ci. L'obturateur peut être à siège oblique opercule monobloc, siège oblique opercule flexible, siège oblique double opercule, sièges parallèles... Le chapeau peut être à tige montante, à tige fixe à filet intérieur ou à tige coulissante à levier.

Le volant peut être fixé à la tige qui se déplace avec celui-ci, ou fileté avec la tige qui monte à l'intérieur du volant fixe, ou l'opercule se déplace sur le filet extérieur de la tige qui est fixe. (Figure VII.12)



Figure VII.12 : Robinet vanne à opercule

Repere	Désignation	Matière	Revêtement
1	Vis	Acier inoxydable type Z20C13	-
2	Ecrou de palier	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
3	Palier	Laiton type CuZn39Pb2	-
4	Corps	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
5	Ecrou de manœuvre	Laiton type CuZn40Pb2	-
6	Opercule	Fonte GS	Surmoulage EPDM
7	Chapeau	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
8	Etrier	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
9	Joint anti poussière	chloroprène	-
10	Joints de palier	NBR	-
11	Rondelle frein	Acier TYPE Z6CN18.8	-
12	Joint chapeau- Etrier	NBR	-
13	Rondelle d'étanchéité	Polyamide 6-6	-
14	Rondelle de butée	Polyamide 6-6	-
15	Joints corps-chapeau	EPDM	-
16	Guides	Polyamide 6-6	-

VII.2.4 Clapet anti retour

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux. (Figure VII-14)

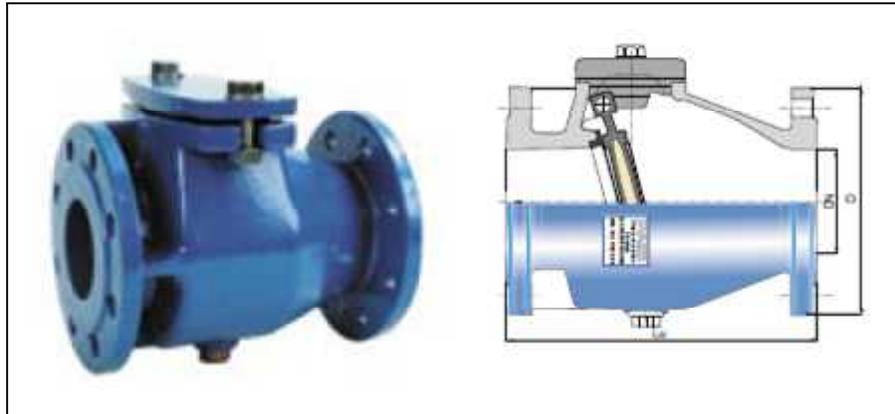


Figure VII.13 : Clapet anti retour

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

VII.2.5 Ventouses

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau. (Figure VII.14)

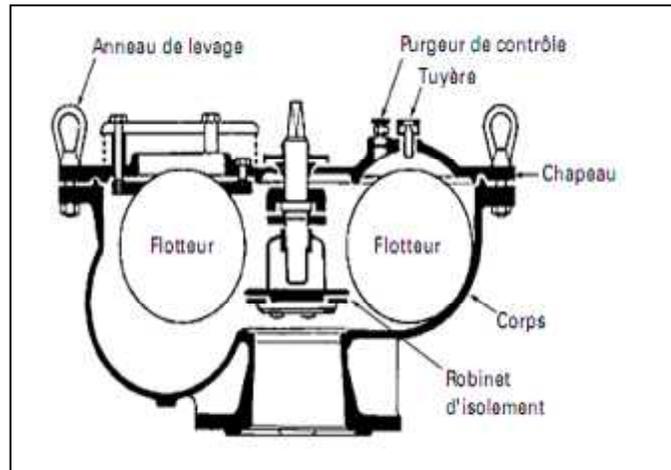


Figure VII.14 : Ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)

VII.2.6 Vannes de décharge

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

VII.2.7 Conduite by-pass

La conduite by-pass est utilisée 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.

VII.2.8 Poteaux ou bouches d'incendie

La bouche d'incendie est composée d'un orifice de sortie équipé d'un raccord à baïonnette avec bouchon étanche, d'un obturateur actionné par une vis de manœuvre en acier inoxydable, d'un dispositif de mise hors gel automatique et d'un coude à patin facultatif. La forme du guidage empêche l'éjection du clapet au démontage du couvercle lorsqu'il reste de la pression sous le clapet. Ce clapet est entièrement vulcanisé. L'ouverture et la fermeture de l'appareil s'effectuent à l'aide d'une clé de manœuvre qui s'adapte sur le moufle.

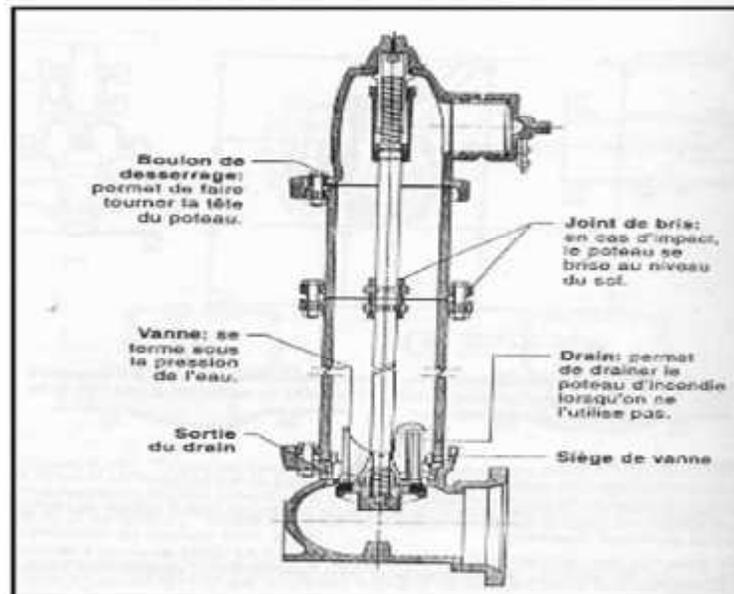


Figure VII.15 : Bouche d'incendie

VII.2.9. Réducteurs de pression

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.

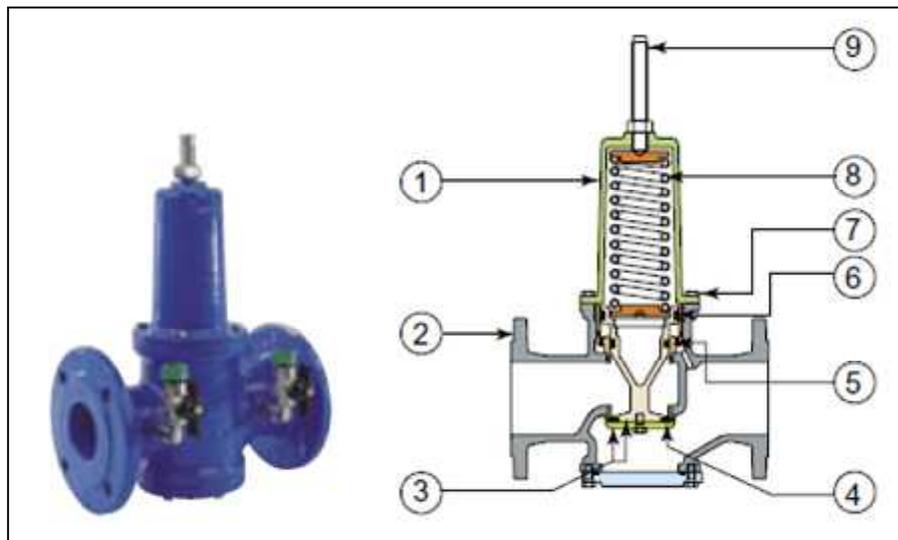


Figure VII.16: Réducteur de pression

- 1-Chapeau
- 2-Corps
- 3-Clapet
- 4-Joint de clapet

- 5- Bague guide clapet
- 6-Joint de clapet
- 7-Vis de chapeau
- 8-Ressort

- 9-Vis de réglage

VII .2.10 Joints de raccordements

Les longueurs des 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 couramment utilisés sont :

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage. Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

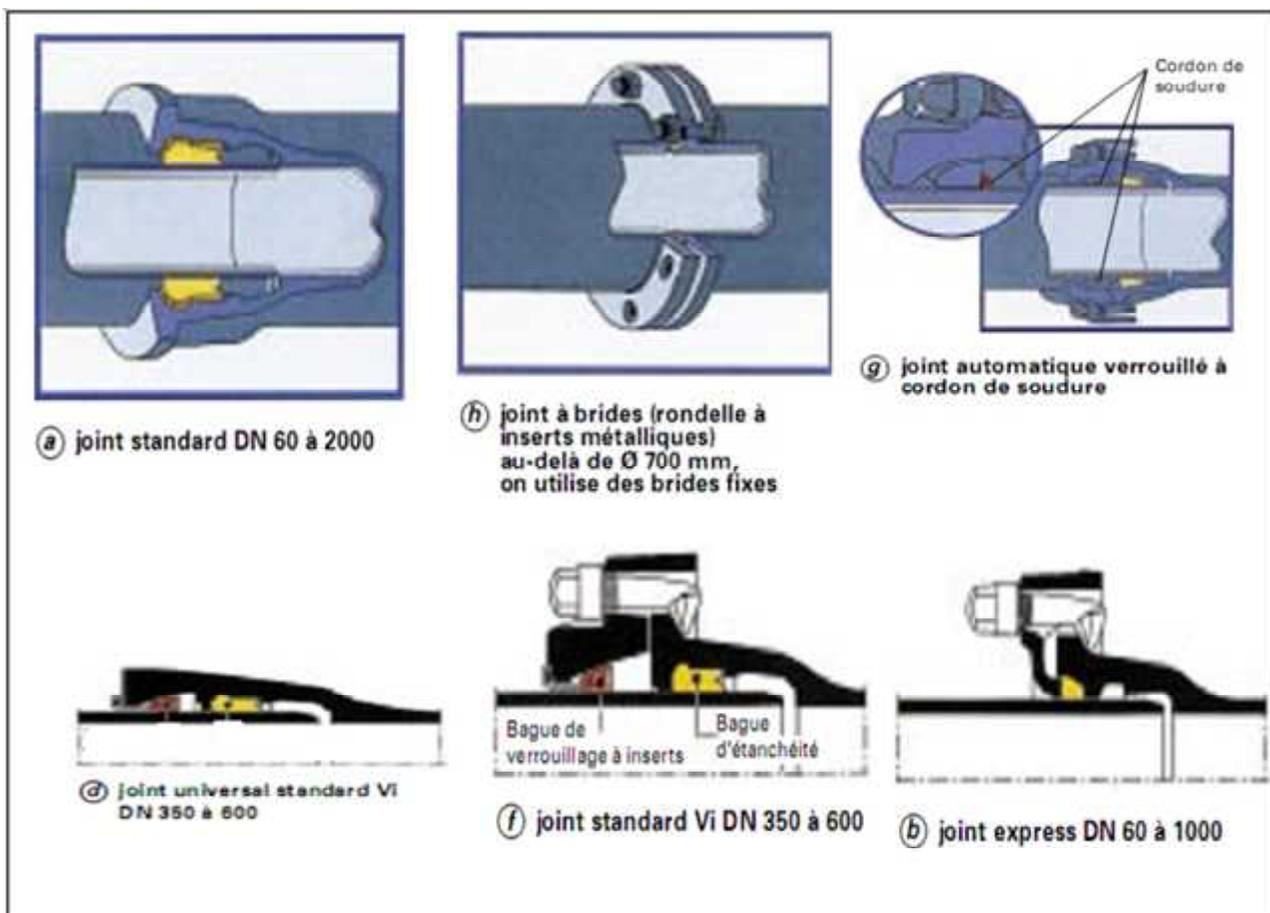


Figure VII.17: Joints pour canalisations en fonte

VII.3 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie de l'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.

VII.3.1 Coudes

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 y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VII.3.2 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.

VII.3.3 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 bride.

VII.3.4 Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement 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.

Pour notre adduction, des regards d'abris des accessoires et des organes de raccordement ont été dimensionnés (voir planche N°6 et annexe VII)

Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine de fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions sont obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, différentes poses de canalisation ont été considérées selon le terrain traversé.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude, un système de transfert d'eau potable a été dimensionné pour Cinq agglomérations de la wilaya d'Alger.

Notre transfert est composé d'adductions mixtes avec des piquages alimentant les communes. Cependant la partie gravitaire ne s'étend que sur un faible linéaire par rapport à la partie par refoulement.

Une étude de variante a été réalisée avant de choisir le tracé optimum pour notre projet et de dimensionner tous les ouvrages.

Pour ce faire, une étude de deux stations de pompage, de plusieurs réservoirs et de conduites reliant ces derniers a été élaborée.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement de notre système, une protection des canalisations contre le coup de bélier et contre la corrosion a été proposée.

Enfin, et pour aboutir efficacement au but visé par cette étude, nous jugeons utile de protéger les conduites contre les pressions importantes, dues aux grandes différences d'altitudes, par la projection des régulateurs de pression, et d'accessoires, comme les ventouses et les robinets de vidange, implantées le long du réseau d'adduction.

Le système de télégestion nous permettra la supervision de l'ensemble des ouvrages à partir d'un poste central situé dans le complexe hydraulique Sahel ou dans le complexe de la S.E.A.A.L. Ce système relie entre le poste central, les différentes stations de pompage et les réservoirs pour réaliser un bon asservissement entre les différents ouvrages.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **ABRAMOV.N** .Alimentation en eau potable. Moscou, 1982.

[2] **F.VALIRON**. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome I, 2003P.205, 206, 207, 216,217.

[3] **B.SALAH**. Polycopie d'Alimentation en Eau Potable. ENSH 1993, p.30 a , 63, 64,72, 73,74, 75,76.

[4] **A. MOREL** .Exercices de mécanique des fluides. Tome II, CHIHAB Eyrolles, Batna, Algérie1994, p.220, 221, 222, 226, 341,350.

[5] **A. DUPONT** . Hydraulique urbaine . Tome II, édition Eyrolles, Paris 1979, p.237, 260, 267, 268,287,350, 351.

Catalogue :

[7] **wilo**

[8] **SAINT GOBIN PIPE SYSTEME**

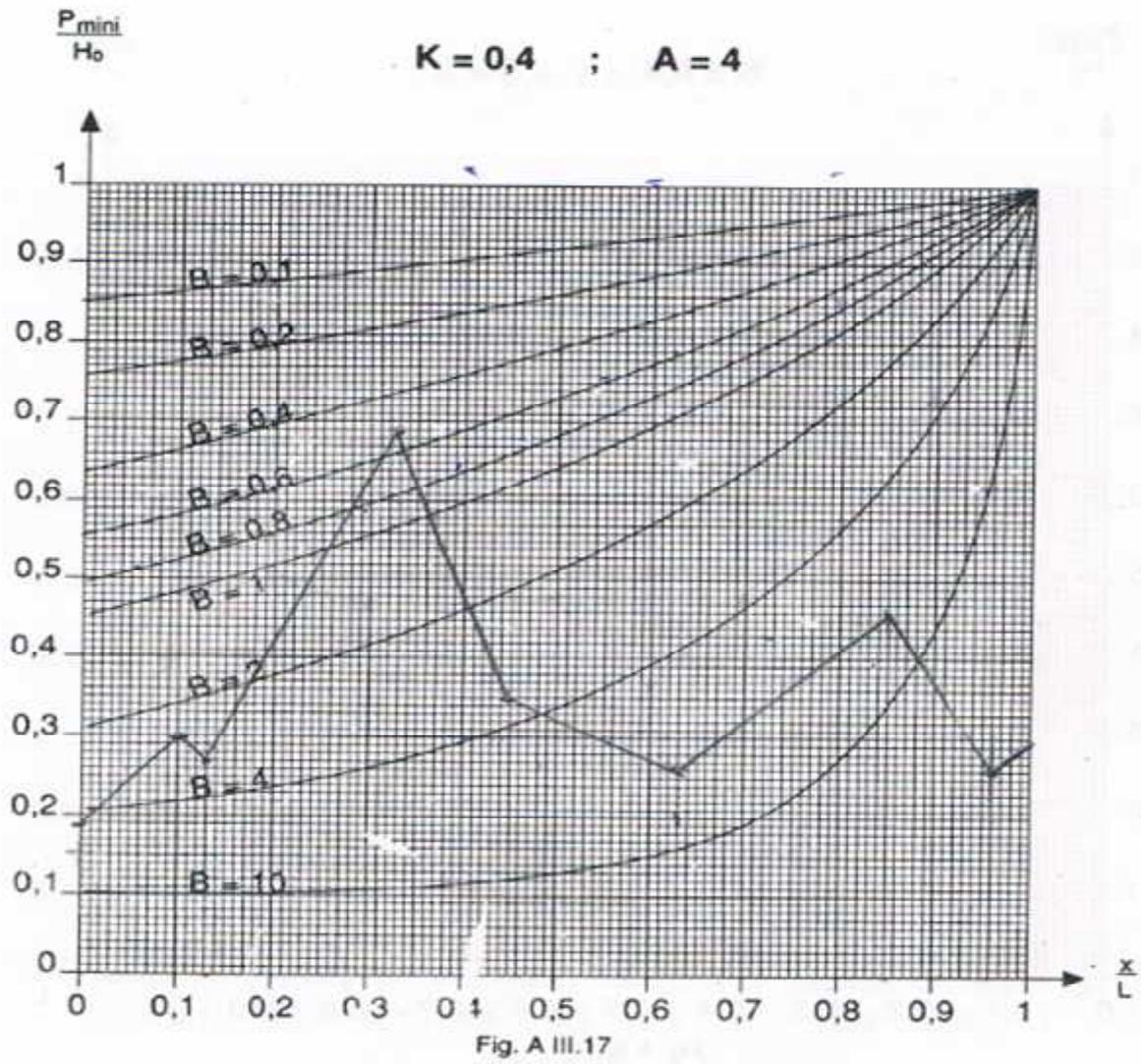
ANNEXES

ANNEXE II

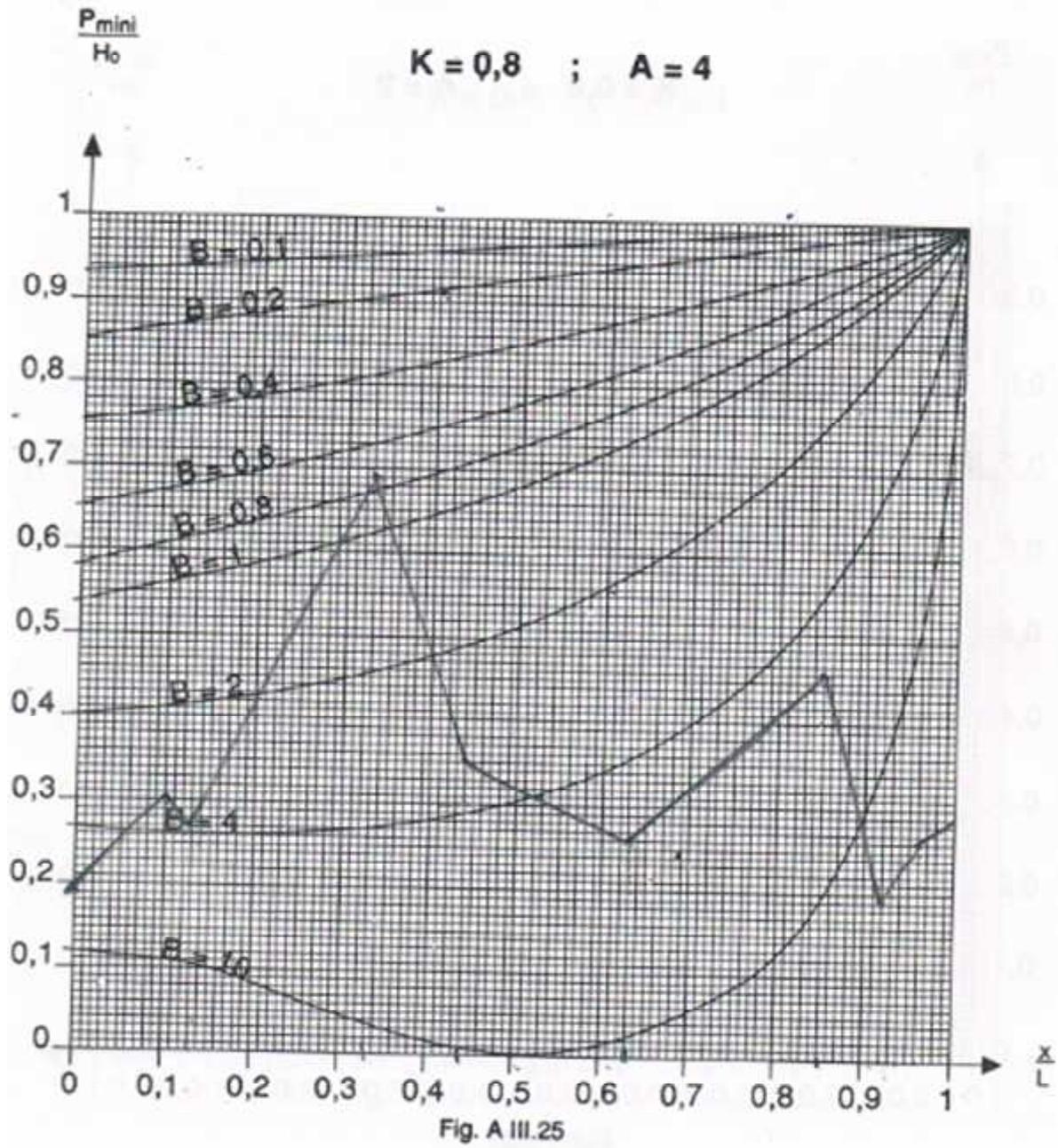
Tableau II.5: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.20	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

ANNEXE VI



ANNEXE VI .1: l'abaque de Menier ($K=0.4$, $A=4$)



ANNEXE VI .2: l'abaque de Menier ($K=0.8$, $A=4$)

**ANNEXE V.1 : les caractéristiques des pompes de la station
de pompage Sahel**

Téléphone
Telefax

SCP 400/710HA-450/6-T4-R1-ROHS/E1
Réseau: Spiralgehaeusepumpe

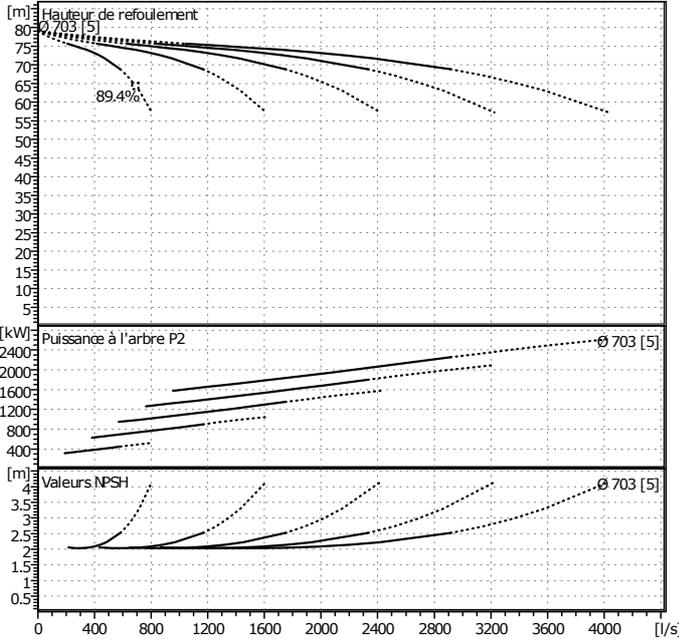


Client
N° Client
Interlocuteur
Exécutant

Projet
N° de projet
N° d'ordre
Lieu d'installation
Date

26.07.2013

Page 1 / 3



Caractéristiques de fonctionnement requises

Débit	2090	l/s
Hauteur de refoulement	72.52	m
Fluide	Eau claire	
Température du fluide	293	K
Densité	998.2	kg/m ³
Viscosité cinématique	1.001	mm ² /s
Tension de vapeur	10	kPa

Caractéristiques pompe

Fabricant	WILO
Type	SCP 400/710HA-450/6-T4-R1-ROHS
Type de conception	Split case pump
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
Pression nominale	16 bar
Température mini fluide	265 K
Température maxi fluide	393 K

Caractéristiques hydrauliques (point de fonctionne

Débit	2090	l/s
Hauteur de refoulement	72.9	m
Puissance à l'arbre P2	390	kW
Vitesse	987	1/min
NPSH	2.11	m
Diamètre de roue	703	mm

Matériaux / garniture

Carter	EN-GJL 250
Roue	G-CuSn 10
Arbre	X12Cr13
Neck ring	G-CuSn 10

Dimensions

				mm			
H3	521	L1	703.5	SL	2900	Sa	1060
H4	521	L2	824.5	S1	460	n	6
L3	864	L	3634	S2	250	ød	29
L4	762	a	8	S3	1270	DN1	450
L0	1626	HP	1640	Se	990	DN2	400

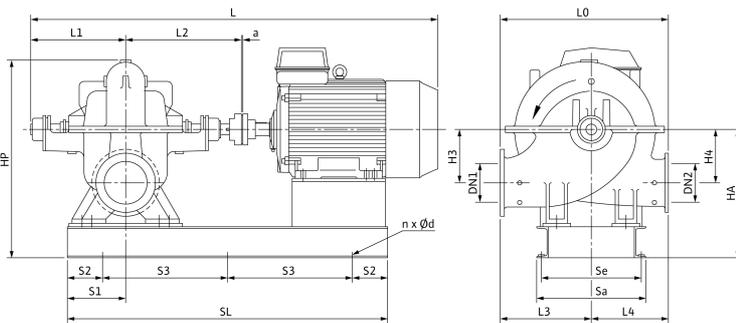
Standard

Côté aspiration	DN 450	/ PN 16
Côté refoulement	DN 400	/ PN 16
Poids	6274	kg

Caractéristiques moteur

Fabricant	IEC	
Type	400L - 450	
Taille de construction	400L	
Puissance nominale P2	450	kW
Tension nominale	3~400 V, 50 Hz	
Intenisté absorbée maxi	788	A
Degré de protection	IP 55	
Tolérance de tension admissible	+/- 10%	

Numéro d'article du modèle standard SCP 400/710HA



Téléphone
Téléfax

SCP 400/710HA-450/6-T4-R1-ROHS/E1
Réseau: Spiralgheusepumpe



Client

Projet

Page 2 / 3

N° Client

N° de projet

Interlocuteur

N° d'ordre

Date 26.07.2013

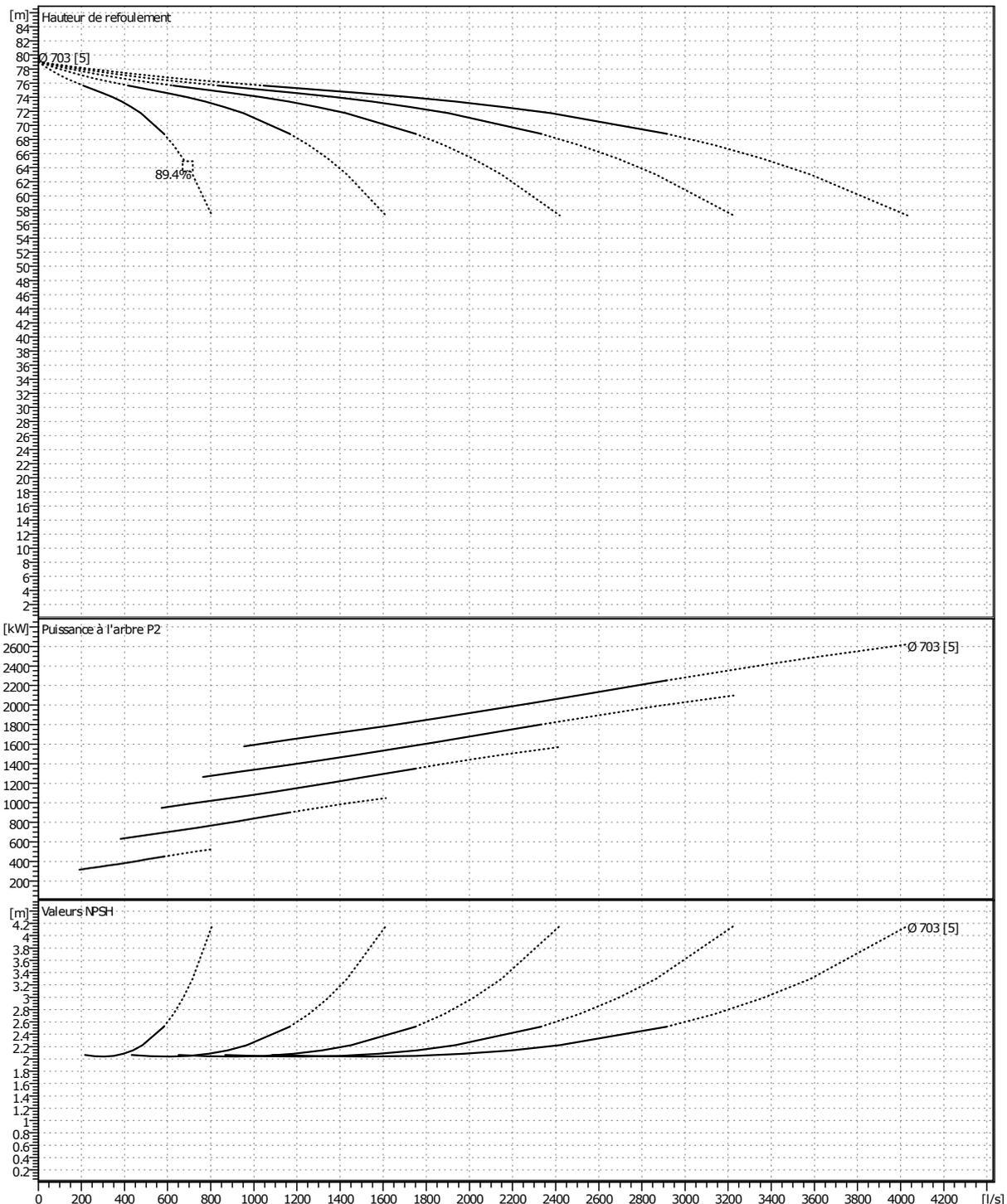
Exécutant

Lieu d'installation

Caractéristiques de fonctionnement

Vitesse: 987 1/min	Fréquence: 50Hz	Point de fonctionnement contractuel: Q = 2090 l/s H = 72.5 m	Bride d'aspiration: DN 450/ PN 16	Bride de refoulement: DN 400/ PN 16
------------------------------	---------------------------	---	---	---

Caractéristiques de puissance à $\eta = 100\%$; 293K; 998.19kg/m³; 1.0008mm²/s



Téléphone
Telefax

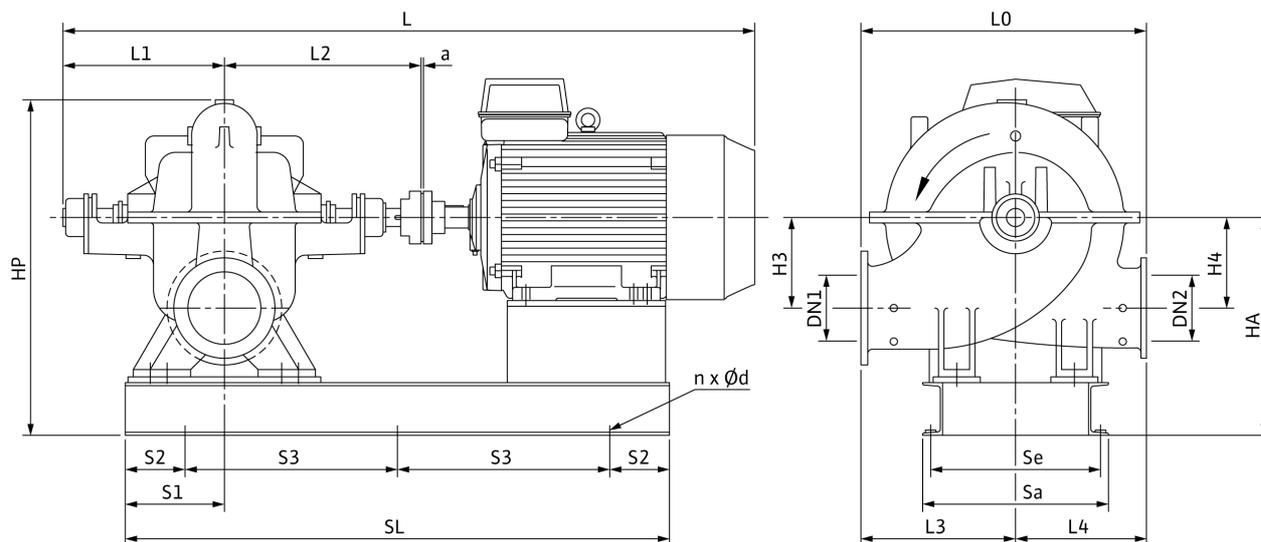
SCP 400/710HA-450/6-T4-R1-ROHS/E1
Réseau: Spiralgehaeusepumpe



Client
N° Client
Interlocuteur
Exécutant

Projet
N° de projet
N° d'ordre
Lieu d'installation

Page 3 / 3
Date 26.07.2013



Standard

Côté aspiration DN 450/ PN 16
Côté refoulement DN 400/ PN 16

Dimensions

mm

H3	521	L2	824.5	S2	250	DN1	450
H4	521	L	3634	S3	1270	DN2	400
L3	864	a	8	Se	990	HA	1060
L4	762	HP	1640	Sa	1060		
L0	1626	SL	2900	n	6		
L1	703.5	S1	460	Ød	29		

**ANNEXE V.2 : les caractéristiques des pompes de la station
de pompage Ouled Fayet bis**

Téléphone
Telefax

SCP 300/330HA-90/4-T4-R1-ROHS/E1
Réseau: Spiralgehaeusepumpe

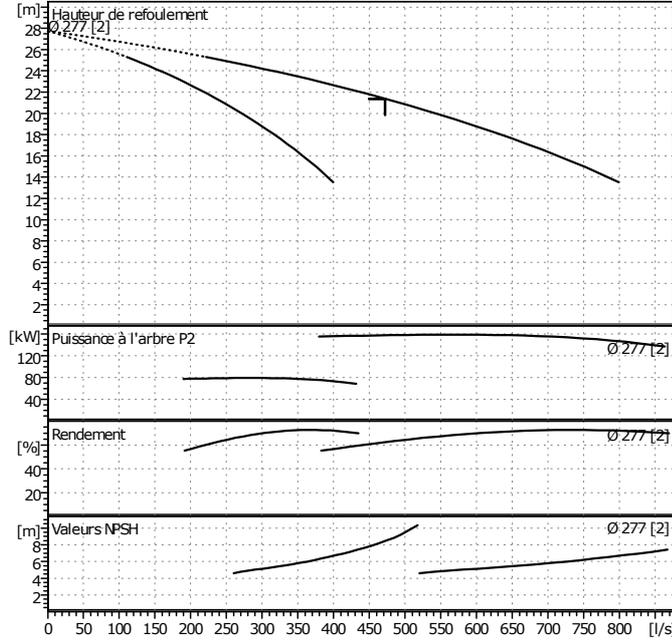


Client
N° Client
Interlocuteur
Exécutant

Projet
N° de projet
N° d'ordre
Lieu d'installation
Date

04.08.2013

Page 1 / 3



Caractéristiques de fonctionnement requises

Débit	472	l/s
Hauteur de refoulement	21.37	m
Fluide	Eau, pure	
Température du fluide	293	K
Densité	998.2	kg/m ³
Viscosité cinématique	1.001	mm ² /s
Tension de vapeur	10	kPa

Caractéristiques pompe

Fabricant	WILO	
Type	SCP 300/330HA-90/4-T4-R1-ROHS/E1	
Type de conception	Split case pump	
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle	
Pression nominale	16 bar	
Température mini fluide	265	K
Température maxi fluide	393	K

Caractéristiques hydrauliques (point de fonctionne

Débit	472	l/s
Hauteur de refoulement	21.4	m
Puissance à l'arbre P2	78.9	kW
Vitesse	1480	1/min
NPSH	4.12	m
Diamètre de roue	277	mm

Matériaux / garniture

Carter	EN-GJL 250
Roue	G-CuSn 10
Arbre	X12Cr13
Neck ring	G-CuSn 10

Dimensions

						mm	
H3	318	L1	525	SL	1840	n	4
H4	318	L2	612	S1	315	ød	29
L3	565	L	2103	S2	320	DN1	350
L4	390	a	6	Se	670	DN2	300
L0	955	HP	1059	Sa	730	HA	669

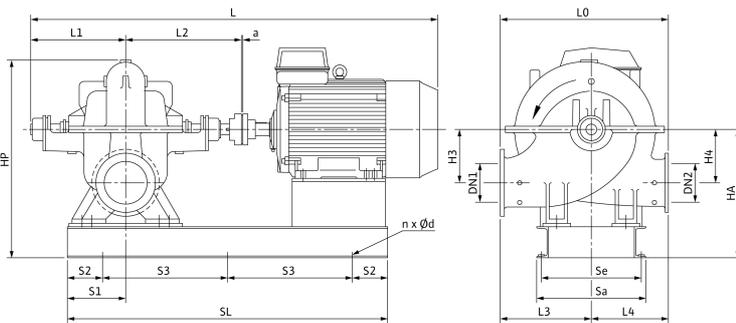
Standard

Côté aspiration	DN 350	/ PN 16
Côté refoulement	DN 300	/ PN 16
Poids	1676	kg

Caractéristiques moteur

Fabricant	IEC	
Type	280M - 90	
Taille de construction	280M	
Puissance nominale P2	90	kW
Tension nominale	3~400 V, 50 Hz	
Intenisté absorbée maxi	157	A
Degré de protection	IP 55	
Tolérance de tension admissible	+/- 10%	

Numéro d'article du modèle standard SCP 300/330HA



Téléphone
Téléfax

SCP 300/330HA-90/4-T4-R1-ROHS/E1
Réseau: Spiralgähausepumpe



Client

Projet

Page 2 / 3

N° Client

N° de projet

Interlocuteur

N° d'ordre

Date 04.08.2013

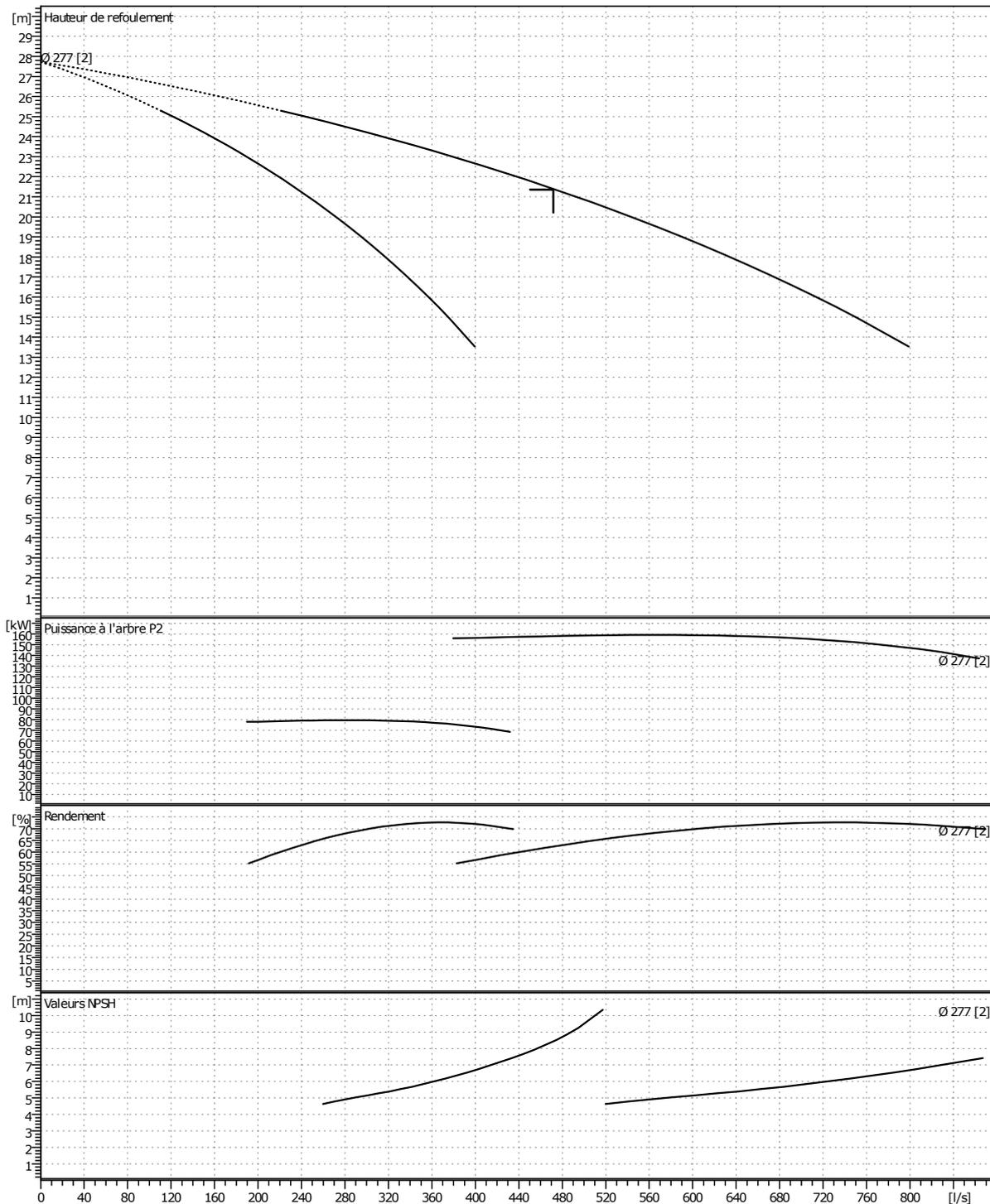
Exécutant

Lieu d'installation

Caractéristiques de fonctionnement

Vitesse: 1485 1/min	Fréquence: 50Hz	Point de fonctionnement contractuel: Q = 472 l/s H = 21.4 m	Bride d'aspiration: DN 350/ PN 16	Bride de refoulement: DN 300/ PN 16
-------------------------------	---------------------------	--	---	---

Caractéristiques de puissance à l'arbre après [100%] ; 293K; 998.19kg/m³; 1.0008mm²/s



Téléphone
Telefax

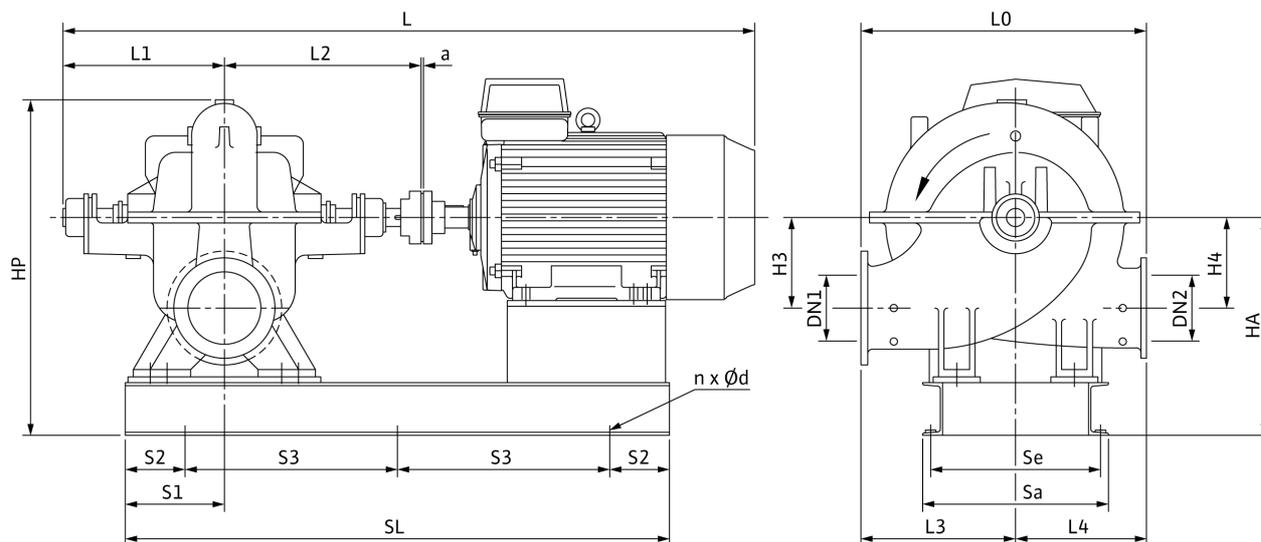
SCP 300/330HA-90/4-T4-R1-ROHS/E1
Réseau: Spiralgehaeusepumpe



Client
N° Client
Interlocuteur
Exécutant

Projet
N° de projet
N° d'ordre
Lieu d'installation

Page 3 / 3
Date 04.08.2013



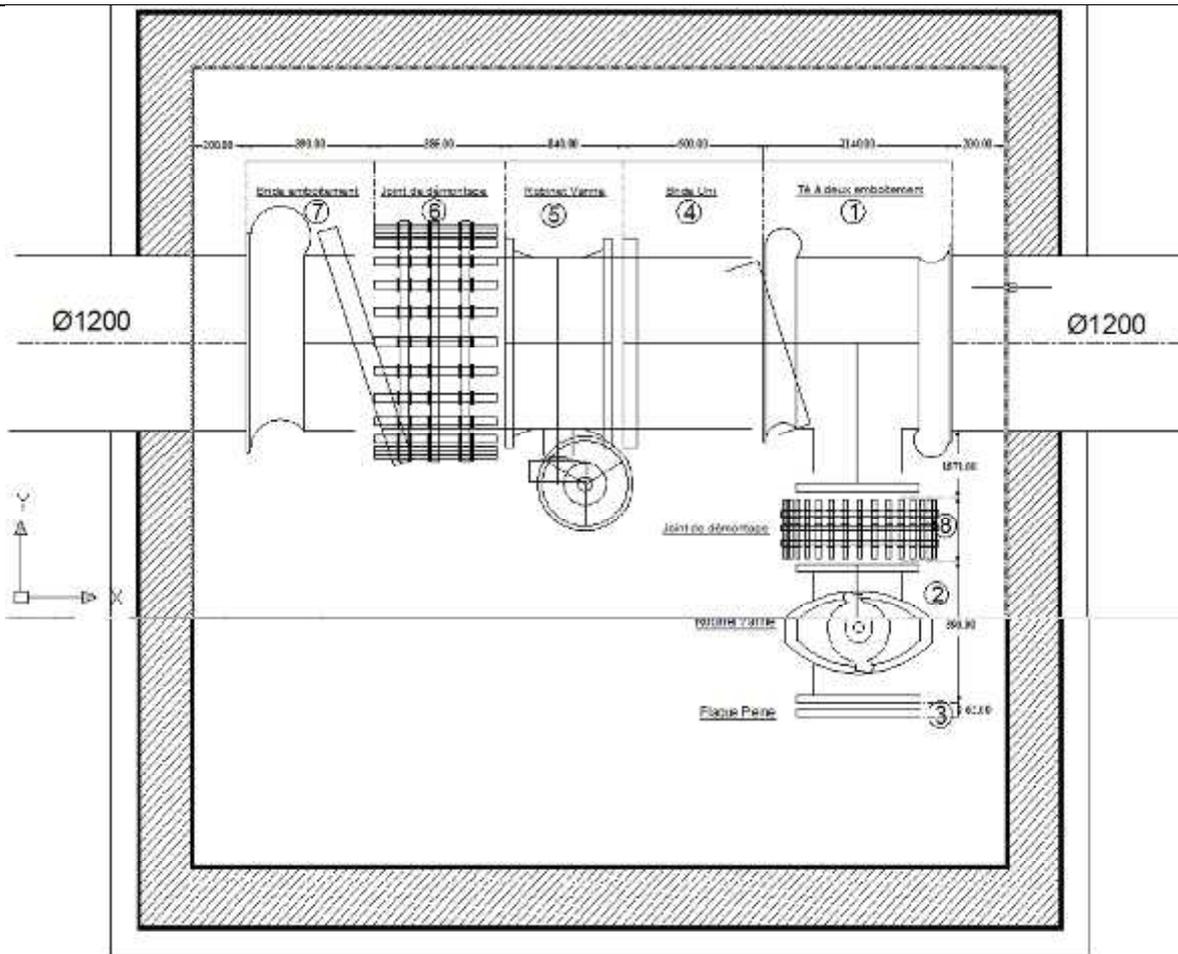
Standard

Côté aspiration DN 350/ PN 16
Côté refoulement DN 300/ PN 16

Dimensions mm

H3	318	L2	612	S2	320	DN2	300
H4	318	L	2103	Se	670	HA	669
L3	565	a	6	Sa	730		
L4	390	HP	1059	n	4		
L0	955	SL	1840	Ød	29		
L1	525	S1	315	DN1	350		

ANNEXE VII



8	Joint de démontage	Ft	600	01
7	BRIDE emboitement	Ft	1200	01
6	Joint de démontage	Ft	1200	01
6	Joint de démontage	Ft	1200	01
5	ROBINET VANNE	Ft	1200	01
4	BRIDE JUNI	Ft	1200	01
3	Plaque Pleine	Ft	600	01
2	ROBINET VANNE	Ft	600	01
1	Té a deux emboitements	Ft	1200/800	01
Repère	Désignation	Mat	Diamètre	Nbr

Annexe VII : accessoire et organes dans une chambre de raccordement