

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement en eau potable de la ville de Sidi bel Abbes à partir de la station de dessalement " Honaine " (w.Tlemcen) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-15

APA Citation (توثيق APA):

Bennia, Hicham (2015). Renforcement en eau potable de la ville de Sidi bel Abbes à partir de la station de dessalement " Honaine " (w.Tlemcen)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'AEP

THEME DU PROJET :

Renforcement en eau potable de la ville de Sidi Bel Abbes à partir de la station de dessalement « Honaine » (Tlemcen)

PRESENTE PAR :
BENNIA Hicham

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms		Grade	Qualité
Mr KHETTAL	Tahar	MCA	Président
Mr HEBBOUCHE	Abdelhamid	MAA	Examinateur
Mme Kadi	Latifa	MAB	Examinatrice
Mme TAFAT	Leila	MAA	Examinatrice
Mme MOKRANE	Wahiba	MAA	Promotrice

Session - 2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ
كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ أَفَلَا يُؤْمِنُونَ

صدق الله العظيم



Remerciements

Tout d'abord, je remercie ALLAH le tout-puissant qui a éclairé mon chemin.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à :

- *Mme. O.MOKRANE pour son soutien, sa gentillesse, sa présence, et ses conseils.*
- *Tous les membres du jury qui ont accepté de juger ce travail.*
- *Toute l'équipe de l'ADE d'Alger et tout particulièrement Mme Nacera Hatoum-Cherifi, pour m'avoir si bien accueilli et permis de travailler sur ce projet.*
- *Mme CHELGHOUM Fadila, et Mlle SEBAA Sihem pour leur aide précieuse dans l'attribution des données qui m'ont permis de réaliser cette étude.*
- *Mes enseignants de l'ENSH, pour les efforts qu'ils déploient sans cesse à réunir toutes les conditions nécessaires au bon déroulement de notre formation, mettant ainsi à notre portée : leur savoir, leur écoute et leur compréhension.*
- *Mme DJOUDAR, Mr BELLALI et Mme ADDOU pour nous avoir permis de vivre une magnifique expérience et de s'épanouir au sein du programme de la FIE.*
- *Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2015, à tous les bons moments que nous avons partagés : K.Hichem, R.Mehdi, B.Hassen, B.Abderrahman, S.Yahia, Chouchou, Rabi3, Moha, Houda, Zaki, Anis, Mahrez, et tous les autres*

Un Grand merci à vous tous.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- *Mon défunt grand-père El Hadj Lahcene, que Dieu lui offre paix et repos dans son éternel paradis.*
- *Mes chers et tendres parents qui n'ont jamais cessé de m'encourager et de me motiver. Les mots ne me viennent hélas, pas aussi facilement pour que je puisse vous exprimer mon amour, et tout simplement le bonheur et la fierté que j'éprouve à votre égard. Je t'aime papa, je t'aime maman, que Dieu vous récompense et vous garde longtemps.*
- *Mes grandes mères Daouia et Messaouda pour leurs amours, leurs soutient et leurs prières. Que Dieu les garde en bonne santé et leur donne longue vie*
- *Mes frères Mohamed, Tarek et à ma chère sœur Yasmine ma source de bonheur, d'équilibre, de réconfort et d'amour.*
- *Mes oncles Kamel, Brahim, Smail et leurs femmes.*
- *Toutes mes tantes et leurs maris.*
- *Toutes mes cousines et cousins particulièrement Mehdi et Khaled.*
- *Tous mes amis avec qui nous avons passé de merveilleux moments dans la vie estudiantine.*
- *Tous mes amis(e)s de la promotion 2015.*
- *Tous ceux ou celles qui me connaissent et qui m'aiment.*

ملخص:

الهدف من دراستنا هو تقوية شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لسيدي بلعباس انطلاقا من محطة تحلية المياه لحنين، نظرا لمعاناتها من نقص الموارد المستغلة ولتلبية حاجياتها المستقبلية. يدخل هذا المشروع في نطاق المشاريع المبرمجة من طرف الدولة الجزائرية للحفاظ على الثروة المائية. هذه الدراسة تتطرق إلى تحديد أبعاد الأنابيب، حجم الخزان و محطات الضخ، ووضع وسيلة لحماية الانابيب من التآكل و ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية، و تحديد طريقة انجاز المشروع مع تكلفته.

Résumé :

Notre projet a pour but de renforcer l'alimentation en eau potable de Sidi Bel Abbes à partir de la station de dessalement de Honaine, suite à grand déficit constaté dans la région, mais aussi et surtout pour satisfaire les besoins futurs de la région. Ce projet rentre dans le cadre des grands projets consentis par l'état Algérien sous la devise « *De l'eau pour tous* » pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner la population. Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris la station de pompage et des réservoirs de transition, mettre un dispositif de protection des conduites contre la corrosion et un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et son devis estimatif.

Abstract:

The purpose of our project is to strengthen the water supply of Sidi Bel Abbes from the desalination plant of Honaine, because this area suffers from a lack of drinking water and to satisfy the future needs of the region. This project comes within the framework of major projects initiated by the Algerian state in relation to the slogan "Water for all" in order to protect the water resources and supply for the population. This study consists in dimensioning the adduction system (including the pumping station and buffer tank), protect our conduits against corrosion and water hammer and implement an action plan for the execution of the project and its estimation.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

INTRODUCTION 2

I.1. Historique 2

I.2. Situation géographique 2

I.3. Délimitation de la zone d'étude 3

I.4. Situation topographique 4

I.5. Situation géologique et sismicité 5

I.5.1 Géologie 5

I.5.2 Sismicité 5

I.6. Situation climatique 6

I.7. Ressources en eau 7

Conclusion 10

Chapitre II : Estimation des besoins

INTRODUCTION..... 11

II.1- Situation démographique 11

II.2- Evolution de la population 13

II.2.1 Calcul du taux d'accroissement 13

II.3- Evolution des besoins en eau potable 18

II.4-Evaluation de la consommation moyenne journalière 18

II.4.1 Classification des agglomérations de la zone d'étude 18

II.4.2 Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2050 19

II.4.3 Calcul de la Consommation journalière maximale ($Q_{max,j}$)	22
II.5-Production en eau potable	24
II.6-Confrontation de la production en eau et des résultats	25
II.7-Présentation des éléments constituant le projet	27
II.7.1 System de transfert de Sidi Abdelli	27
II.7.2 SDEM Honaine – RT1 – RT2 – Sidi Abdelli	30
Conclusion	32

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction	34
III.1 Type d'adductions	34
III.1.1 Adduction gravitaire	34
III.1.2 Adduction par refoulement	34
III.1.3- Adduction mixte	34
III.2 Adduction et types d'écoulement	34
III.2.1- Ecoulement à surface libre	34
III.2.2- Ecoulement en charge	35
III.3 Choix du matériau des conduites	35
III.4 Etude géophysique de la bande de l'adduction	37
III.4.1 Appareillage et équipement	37
III.4.2 Principe de mesure de la résistivité	37
III.4.3 Corrosivité des sols	38
III.4.4 Résultats de la mesure de résistivité	39
III.5 Proposition et Choix des variantes	40
III .5.1 Adduction RT2 – Sidi Abdelli	40
III.5.2 BC3 – Sidi Abdelli	46
III.6 Calcul hydraulique	49
III.6.1- Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	49
III.6.2- Calcule des diamètres économiques des conduites gravitaires	53
III.7 Dimensionnement des adductions	54

III .7.1 Adduction RT2 – Sidi Abdelli	54
III.7.2- Adduction BC3 – Sidi Abdelli	57
Conclusion	58

Chapitre IV : Etude des reservoirs

INTRODUCTION.....	59
IV.1 Fonctions des réservoirs	59
IV.2 Prescriptions sanitaires	59
IV.3 Classification des réservoirs	60
IV.4 Dimensionnement des Réservoirs	60
IV.4.1 Réservoir de transit de la SP	61
IV.4.2 Réservoir à l’amont de la STE	65
IV.5 Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés	67
IV.6 Les principale scaractéristiques du réservoir	67
IV.7 Conception générale	67
Conclusion	69

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction	70
V.1Définition	70
V.2 Choix du type de Pompe	70
V.3 Couplage des pompes	70
V.4 Choix du nombre de pompes	71
V.5 Choix de la pompe	71
V.6 Courbes caractéristiques de la pompe	72
V.7 Courbe caractéristiques d’une conduite de refoulement	73
V.8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	75
V.8.1 Augmentation de la vitesse de rotation	77

V.9. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	79
V.9.1. Équipements en amont de la pompe	79
V.9.2 Équipements en aval de la pompe	80
V.9.3 Dimensionnement des équipements des pompes	80
V.10 Etude de la cavitation [3].....	81
V.11 Choix du moteur électrique	83
V.11.1 Critères de choix du moteur électrique	83
V.11.2 Vitesse de rotation du moteur	83
V.11.3 Puissance fournie par le moteur	83
V.11.4 Choix du moteur	84
V.12 Dimensionnement des bâtiments des stations	85
Conclusion	87

Chapitre VI : Protection des conduites

Introduction	88
VI.1. Protection des conduites contre la corrosion	88
VI.1.1. Définition	88
VI.1.2. Les différentes formes de corrosion	88
VI.1.3. Les facteurs de la corrosion	88
VI.1.4. Protection des conduites contre la corrosion interne	89
VI.1.5. Protection des conduites contre la corrosion externe	89
VI.1.6. La fonte ductile et la corrosion	91
VI.1.7. Nature du sol et choix de la protection	91
VI.1.8. Principe de la protection cathodique	91
VI.1.9. Dimensionnement mécanique de l'adduction	92
VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier [2], [1].....	93
VI.2.1. Définition	93
VI.2.2. Causes du coup de bélier	93
VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier	93
VI.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	95

VI.2.5. Calcul des réservoirs d'air	98
VI.2.6. procédé de la méthode de PUECH et MEUNIER	99
VI.2.7. Application de la méthode de PUECH et MEUNIER	100
VI.2.8. Coupe de bélier dans les conduites gravitaire:[7]	104
Conclusion	108

Chapitre VII : Accessoires et protection des conduites

Introduction	110
VII.1. Principe de pose de canalisations	110
VII.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	110
VII.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain	111
VII.4. Pose de canalisation en galerie	112
VII.5. Traversée d'une rivière	113
VII.6. Traversées spéciales des deux adductions	114
VII.7. Accessoires	115
VII.7.1 Robinets vannes	115
VII.7.2 Clapets anti retour [14]	116
VII.7.3 Ventouses [5].....	116
VII.7.4 Vannes de décharge	118
VII.7.5 Vannes de sectionnement	118
VII.7.6 Trou d'homme	118
VII.7.7 By-pass	118
VII.7.8 Poteaux d'incendie	118
VII.7.9 Crépines [8].....	119
VII.7.10 Déversoirs de trop plein	119
VII.7.11 Organes de mesure	119
Conclusion	120

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction	122
VIII.1. Les différents travaux sur chantier	122
VIII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	122
VIII.1. 2 Nivellement de la plate-forme de pose	122
VIII.1.3 Excavation des tranches	122
VIII.1.4 Pose de la canalisation	126
VIII.1.5 Aménagement du lit de pose	126
VIII.1.6 Introduction de la canalisation	126
VIII.1.7 Remblaiement des tranchées	126
VIII.1.8 Calcul du volume des travaux de la station de pompage	127
VIII.1.9 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	129
VIII.1.10 Volume des travaux du réservoir	130
VIII.2 Calcul des coûts des travaux	130
VIII.3 Planification des travaux	132
Conclusion	136

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

Figure I 1 : Localisation géographique de la zone d'étude	3
Figure I 2 : Délimitation de la zone d'étude.....	4
Figure I 3: Carte du zonage sismique en Algérie	6
Figure I 4: Température moyenne mensuelle	6
Figure II 5: Précipitation moyenne mensuelle	7
Figure II 6: Vue de la digue du barrage de Sidi Abdelli	8
Figure II 7: Situation du champ captant de Tenira	9
Figure II 8: Situation du champ captant de Sidi Ali Ben Youb	10

Chapitre II : Estimation des besoins

Figure II 1: Classification des communes en fonction de leur population	13
Figure II 2: Evolution de la production STE, sources et forages	25
Figure II 3: Plan de situation du transfert STE Sidi Abdelli vers Sidi Bel Abbes	29
Figure II 4: Schéma synoptique du système d'AEP	17

Chapitre III : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés

Figure III 1: : Dispositif de la prospection électrique	38
Figure III 2: Evolution des résistivitéssurl'adducteurRT2-STE SidiAbdelli	39
Figure III 3: Evolutiondesrésistivitéssurl'adducteurBC3 - STE SidiAbdelli	39
Figure III 4: Tracé des variantes étudiées	42
Figure III 5: VariantesdetransfertduBC3verslastationdeSidiAbdelli	47
Figure III 6: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	57

Chapitre IV : Etude des reservoirs

Figure IV 1: de travail de la station de pompage	61
Figure IV 2: Plan de situation du réservoir de la SP	62
Figure IV 3: coupe en plan et en travers du trop-plein DN700s.....	65
Figure IV 4: : Plan de situation du réservoir de la STE	66

Figure IV 5: Représentation graphique de la consommation et l'apport	66
--	----

Chapitre V : Organisation de chantier

Figure V 1: Couplage de deux pompes en série	71
Figure V 2: Couplage de deux pompes en parallèle	71
Figure V 3: Pompe de type RDLO	72
Figure V 4: Courbes caractéristiques de la pompe	73
Figure V 5: Point de fonctionnement des pompes avant réglage	75
Figure V 6: Point de fonctionnement des pompes après réglage	78
Figure V 7: Équipements en amont et en aval de la pompe	79
Figure V 8: Photo du moteur triphasé asynchrone	85

Chapitre VI : protection des conduite

Figure VI.1 : Corrosion interne dans une conduite	89
Figure VI.2: Corrosion externe d'une conduite en fonte	90
Figure VI 3: Echantillons de conduite en fonte ductile, celle du milieu possède un revêtement en polyéthylène contrairement aux deux autres	91
Figure VI 4: Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement	96
Figure VI 5: : Cheminée d'équilibre	96
Figure VI 6: Soupape de décharge	97
Figure VI 7 : Profil en long d'une conduite	99
Figure VI 8: Profil en long absolu de la conduite	102
Figure VI 9: Etape d'un cycle de variation de pression	104
Figure VI 10. Epure de BERGERON	107

Chapitre VII : Accessoires de protection des conduites

Figure VII.1: Pose de conduite dans un terrain ordinaire	111
Figure VII.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant	111
Figure VII.3: Pose de conduites dans un terrain agressif	112
Figure VII 4: Pose de conduites dans un terrain agressif	113
Figure VII.5: traversée d'une rivière	113
Figure VII.6: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)	115
Figure VII.7 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson	116
Figure VII.8 : Ventouse(D'après document Pont-à-Mousson).....	117
Figure VII.9 : Débitmètres	119

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VII.1 Différent types de chantiers	95
Figure VII.2: Différents engin utilisé sur chantier	102
Figure VII.3: Différents volumes de terrassement	105
Figure VII.4: Volumes des différents matériaux	105
Figure VII.5: Durées des différentes opérations	110

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

Tableau I 1: Production du champ de captage de Tenira	5
---	---

Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau II.1: Population par commune aux années de recensement 1998 et 2008.....	11
Tableau II.2: Répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement	16
Tableau II.3: Tableau de répartition de la population	17
Tableau II.4 : Typologie agglomérations/strates de population	18
Tableau II.5: Récapitulatif des consommations journalières domestiques	20

Tableau II.6.: Récapitulatif des consommations journalières domestique et autres usages	21
Tableau II.7: Consommations maximale journalière pour chaque commune	23
Tableau II.8: Evolution de la production STE Sidi Abdelli	24
Tableau II.9: Evolution de la production des sources et forages	24
Tableau II.10: Evolution de la production de la STE + sources et forages	24
Tableau II.11 : Evolution du déficit 1 ^{er} cas (Production STE + souterraine).....	26
Tableau II.12 : Evolution du déficit 2 ^{eme} cas (Production STE + 50 % souterraine).....	26
Tableau II.13 : Evolution du déficit 3 ^{eme} scénario (Production STE optimale)	27
Tableau II.14 Lacomparaisondesdifférents scénarios	27
Tableau II.15 : Bilan des prélèvements sur le Tronçon BC1-BC2	32
Tableau II.16 : Bilan des prélèvements sur le Tronçon BC2-BC3	32

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1: Classification de la corrosivité en fonction de la résistivité	30
Tableau III.2 : Comparaison des différentes variantes	45
Tableau III.3 : Comparaison entre les différentes variantes	48
Tableau III.4 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	52
Tableau III.5: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau	53
Tableau III.6: Calcul de la perte de charge (ΔH_T).....	56
Tableau III.7: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	56
Tableau III.8: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	56
Tableau III.9 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	57

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°1	63
--	----

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	74
Tableau.V.2: Pression atmosphérique en fonction de la côte	81
Tableau.V.3: Pression de vapeur en fonction de la température	81
Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance	84

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau VII.1: type de ventouse en fonction du diamètre de la conduite	117
---	-----

Chapitre VII : Accessoires et protection des conduites

Tableau II 39: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SBV N°3	58
Tableau II 40: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SBV N°4	59
Tableau II 41: Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour SBV N°5	60

Chapitre III :Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés

Tableau III 1: Les débits de dimensionnement.....	76
---	----

Chapitre IV : Aménagement hydraulique

Tableau IV 1: Caractéristique des seuils	80
Tableau IV 2: Pente de projet choisie	81
Tableau IV 3: Coefficient de rugosité.....	87
Tableau IV 4: Interprétation des résultats de calcul	88
Tableau IV 5: Le niveau normal des eaux dans le canal.....	89
Tableau IV 6: La profondeur final du canal	91

Chapitre V : Organisation de chantier

Tableau V 1: Différent types de chantiers	95
Tableau V 2: Différents engin utilisé sur chantier	102
Tableau V 3: Différents volumes de terrassement	105
Tableau V 4: Volumes des différents matériaux.....	105
Tableau V 5: Durées des différentes opérations	110
Tableau V 6: Devis estimatif et quantitatif.....	112

LISTE DES PLANCHES

Planche 1: Profile en long N° RT2 – STE de Sidi Abdelli (Partie gravitaire)

Planche 2: Profile en long N° RT2 – STE de Sidi Abdelli Gravitaire
refoulement

Planche 3: Vue en plan du réservoir et coupes. Et plan de l'ensemble des
tuyauteries

Planche 4: Vue en plan de la station de pompage

Planche 5: Traversées spéciales de l'adduction

Nomenclature

ADE : Algérienne des eaux.

A.C.L : Agglomération chef lieux.

A.S : Agglomérations Secondaires.

Z.E : Zones éparses.

RGPH: Recensement général de la population et de l'habitat

K_j : Coefficient d'irrégularité journaliere

PK : Point kilométrique

BC : Brise charge.

SDEM : Station de dessalement.

STE : Station de traitement.

SP : Station de pompage.

RT : Réservoir tampon.

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de frottement.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_{e_c} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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.

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

H_g : 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).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).
- Q : Débit à refouler (m^3/s).
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
- ε : Rugosité absolue de la conduite.
- P : puissance absorbée par la pompe (Kw).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement de la station de pompage (70 %).
- E : énergie consommée pendant une année (Kwh).
- P : puissance de pompage (Kw) .
- t : temps de pompage par jour (h).
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
- A : Frais d'amortissement (DA).
- i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$.
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.
- R_e : Nombre de Reynolds.
- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s).
- V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m³/h** (C'est un volume minimum).
- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%).
- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).
- S : section du réservoir (m^2).

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

H : hauteur totale du réservoir (m).

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).

η_{inst} _{ap,van} : Rendement de l'installation après le vannage (%).

η_{inst} _{av,van} : Rendement de l'installation avant le vannage (%).

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

R' : rendement de rognage (%).

m : coefficient de rognage..

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

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

r : marge de sécurité.

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e).

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Δh_{asp} : Pertes de charge totale du coté aspiration.

Δh_{asp}^{lin} : Pertes de charge linéaire à l'aspiration (m).

l_r : longueur de la conduite de refoulement,

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s).

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m).

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s).

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité.

Sch : Nombre Schedule

C : célérité d'onde (m/s) .

e : épaisseur de la conduite (mm).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

AWWA: American Water Works Association

HSP2 : Station de pompage 2 - Honaine

Introduction générale

L'eau n'est pas juste nécessaire à la vie : C'est la vie. Nous ne nous rendons pas compte de l'importance qu'elle revêt jusqu'au jour où elle vient à manquer, que ce soit pour nos besoins quotidiens, l'exploitation industrielle ou en des lieux où la sécheresse sévit.

Avec moins de 600 m³ par habitant et par an, l'Algérie se situe dans la catégorie des pays pauvres en ressources hydriques. Face à ces enjeux, les pouvoirs publics algériens ont engagé au début des années 2000 une série de grands projets, et mis en place une politique de gestion, dont l'objectif est de faire face au problème d'insuffisance en eau, d'améliorer la dotation des populations et de préserver les nappes contre la surexploitation, grâce à la mobilisation d'une ressource dite non conventionnelle « Le dessalement d'eau de mer ».

Dans ce mémoire de fin d'études, nous allons présenter l'étude du renforcement de Sidi Bel Abbes par une adduction à partir de la station de dessalement de Honaine (Wilaya de Tlemcen). Initialement, ce projet de dessalement d'eau de mer pour produire de l'eau potable était prévu pour la population de la wilaya de Tlemcen. Mais, il s'est avéré plus tard, que Tlemcen est devenue une wilaya autosuffisante, mieux lotie que les autres wilayas limitrophes avec tous les projets réalisés dans la région. Ce projet est donc de grande ampleur, et s'inscrit dans le cadre de la valorisation de la ressource hydrique et d'approvisionnement des populations lancé par le gouvernement Algérien.

Cette étude comportera cinq phases définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste en la collecte des données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de l'aire d'étude ;
- Une estimation des besoins en eau permettant le calcul du déficit pour lequel nous dimensionnerons notre adduction ;
- Une étude de conception du système de transfert proprement dit ;
- Une étude de conception des systèmes annexes : réservoir, station de pompage, anti bélier ;
- Et pour finir une étude de la gestion du projet, de la pose de canalisation et des différents accessoires, suivie du calcul du coût et de la durée du projet.

INTRODUCTION

La première partie de notre étude consiste à collecter les données de base, et a pour objectif de réunir l'ensemble des informations nécessaires pour synthétiser notre projet de la façon la plus précise possible.

I.1. Historique

La région de Sidi Bel Abbès est depuis très longtemps le creuset d'une population aux mœurs sédentaires préoccupée d'agriculture et d'irrigations. Les terres berbères de la contrée du Tessala, dénommées Astasilis à l'époque romaine, puis judicieusement terres du blé par les Arabes pour qualifier leur fertilité, sont couvertes de ruines antiques.

Au XI^e siècle, la région enregistre des mouvements de population considérables nés de la poussée des tribus *Beni Hillal* et de la domination des *Almoravides*. Au XVI^e siècle, les Espagnols qui veulent s'implanter dans le pays sont repoussés à plusieurs reprises, après avoir été tenu en échec par de multiples attaques dans la région de Sidi Bel Abbès qui leur coûtent plus de 1000 soldats. Leur refuge à *Oran* est pris d'assaut.

Sidi Bel Abbes el Bouzidi, le saint patron de la ville décédé vers 1780, est enterré sous la coupole d'une humble « *koubba* » qui se trouve sur la rive droite de la Mekerra.

La ville a été bâtie par les militaires français en 1843 sur les rives de la Mekerra, car il s'agit d'un endroit stratégique et bien irrigué. C'est le capitaine du Génie Prudon qui dessina la ville. Comme toutes les villes dessinées par le Génie militaire, Sidi-bel-Abbès fut construite sur un plan en damier avec des fortifications et des portes à chaque coin. Sa création fut officialisée par un décret de l'Etat daté du 5 janvier 1849.

Son premier nom fut Biscuit-ville puis, en 1859, elle prend le nom de Bel-Abbes-Napoléon un très court temps pour devenir Sidi-Bel-Abbes .

Aujourd'hui, il ne reste plus rien des fortifications et les portes laissent passer des avenues. Jusqu'à l'indépendance de l'Algérie, Sidi-Bel-Abbès abritait la maison-mère de la Légion étrangère, transférée à Aubagne en 1962 conformément aux Accords d'Évian. Actuellement, la caserne est occupée, pour partie, par l'école de la gendarmerie nationale et, de l'autre, par l'école de médecine militaire.

I.2. Situation géographique

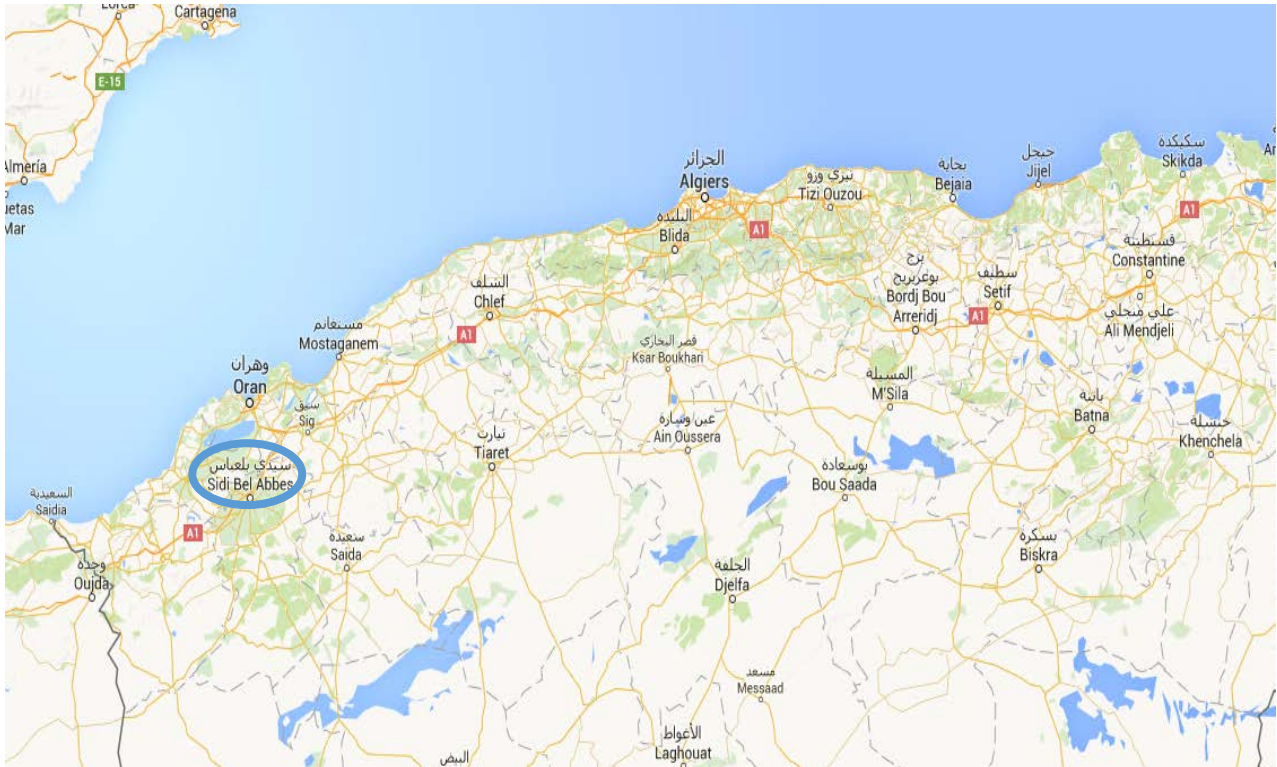
Elle est située sur la Mékerra, à 470 m d'altitude, au centre d'une vaste plaine comprise entre le djébel Tessala au Nord et les monts de Daya au Sud. Sidi-Bel-Abbes était connue comme base du 1er régiment de la légion étrangère.

La wilaya occupe une position centrale stratégique et s'étend sur environ 15% du territoire de la région Nord-Ouest du pays soit 9 150,63 km². Elle est considérée comme relais de par son emplacement privilégié dans la mesure où elle est traversée par les

principaux axes routiers de cette partie du pays.

Située au Nord-Ouest du pays, la wilaya de Sidi Bel Abbas est délimitée comme suit, au :

- Nord par la wilaya d'Oran.
- Nord-Ouest par la wilaya d'Ain Témouchent.
- Nord-Est par la wilaya de Mascara.
- Ouest par la wilaya de Tlemcen.
- Est par les wilayas de Mascara et Saida.
- Sud par les wilayas de Nâama et El-Bayad.
- Sud-Est par la wilaya de Saida.



(Source : Google Map)

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

I.3. Délimitation de la zone d'étude :

La zone d'étude s'étend sur 18 communes :

Sidi bel abbes, Tessala Sidi brahim, Sidi ali boussidi, Badreddine el mokrani, Amarnas, Tilmouni, Sidi lahcene, Ain trid, Hassi zahana, Ain kada, Zerouala, Lamtar, Sidi dahou de zairs, Sehala thaoura, Sidi yacoub, Ben badis, Hassi dahou.

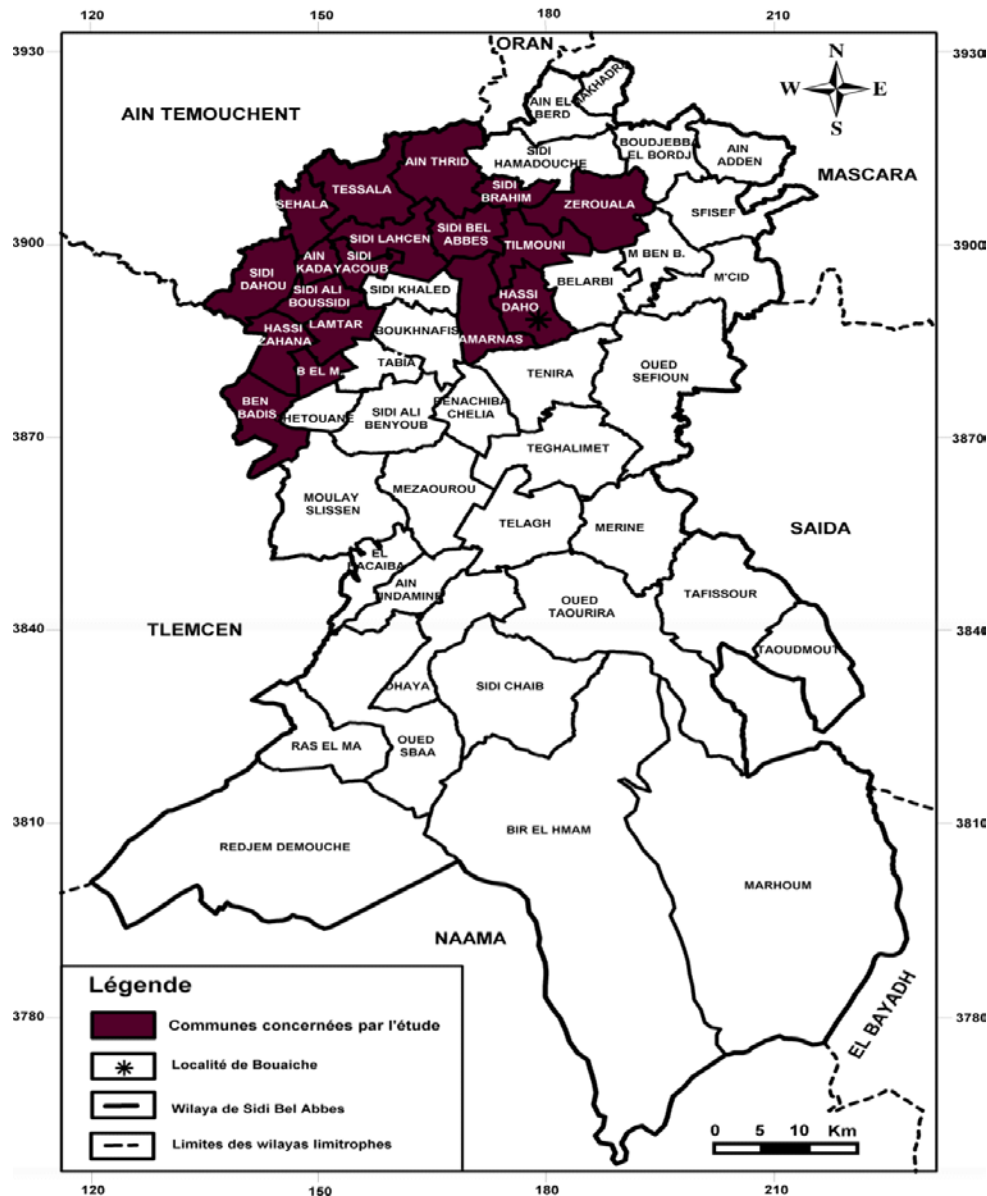


Figure I.2 : Délimitation de la zone d'étude

I.4. Situation topographique

Le relief peut être décomposé en trois grands ensembles naturels physiques distincts:

a) Les zones montagneuses :

Elles couvrent une superficie totale de l'ordre de 2.250,37 km² soit 24,59% de la wilaya. Elles occupent au nord, les monts de Tessala, de Beni Chougrane sur environ 864,20 km² et la partie centrale de la wilaya par les monts de Dhaya environ 1.386,16 km².

b) Les zones de plaine:

Elles couvrent une superficie totale de l'ordre de 3 239,44 km² soit 35,40% de l'espace wilaya. Elles sont représentées par la plaine de Sidi Bel Abbès environ 2

102,85 km² dont l'altitude varie entre 400 à 800 m et les hautes plaines de *Telagh* environ 1 136,59 km² dont l'altitude varie de 400 à 1 000 m.

c) Les zones de steppe:

Elles constituent le sud de la wilaya et occupent une superficie totale de l'ordre de 3 660,82 km² soit 40% de l'espace wilaya dont l'altitude varie de 1 000 à 1 400 m.

I.5. Situation géologique et sismicité

I.5.1 Géologie

La région d'étude est située dans les monts du *Tessala* qui fait partie du domaine externe de l'orogénèse nord Maghrébine. Au cours du miocène moyen, des unités essentiellement marneuses et d'origine septentrionales se sont superposées dans un bassin marin en subsidence à sédimentation continue.

Après une période d'érosion, la région a été recouverte par les dépôts du miocène supérieur (*Tortonien* supérieur et *Massinien*) dont il subsiste des niveaux de base. Par la suite la région est demeurée une zone haute sans caractère faiblement mamelonnée et déprimée dans sa partie centrale où se trouve la ville de Sidi Bel Abbès.

Elle est encadrée par la chaîne du *Tessala* segment occidentale de l'Atlas Tellien au nord et de la dépression sud Tellienne au sud.

I.5.2 Sismicité :

Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 classe l'Algérie en 4 zones de sismicité :

Zone 0 : sismicité négligeable.

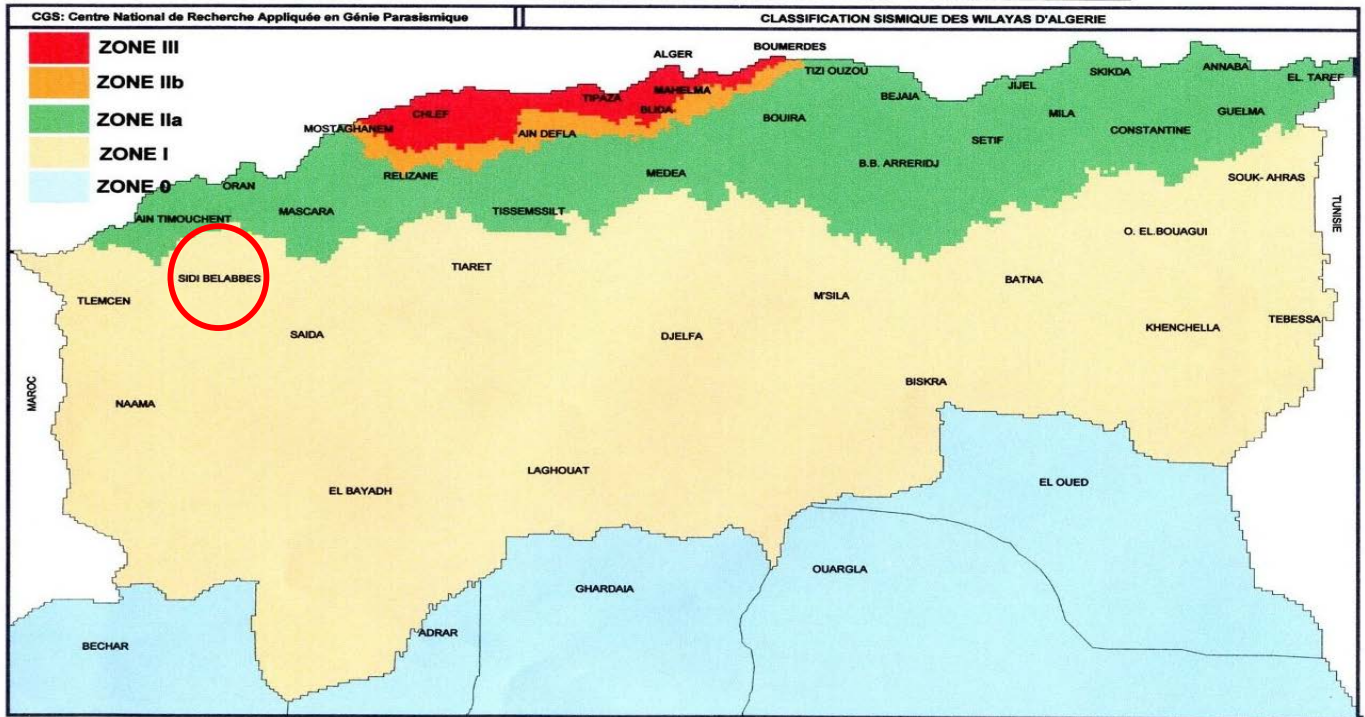
Zone I : sismicité faible.

Zones II.a et II.b : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

La région de Tlemcen – Sidi bel Abbès est classée en zone I correspondant à une sismicité faible comme l'illustre la carte ci-dessous.

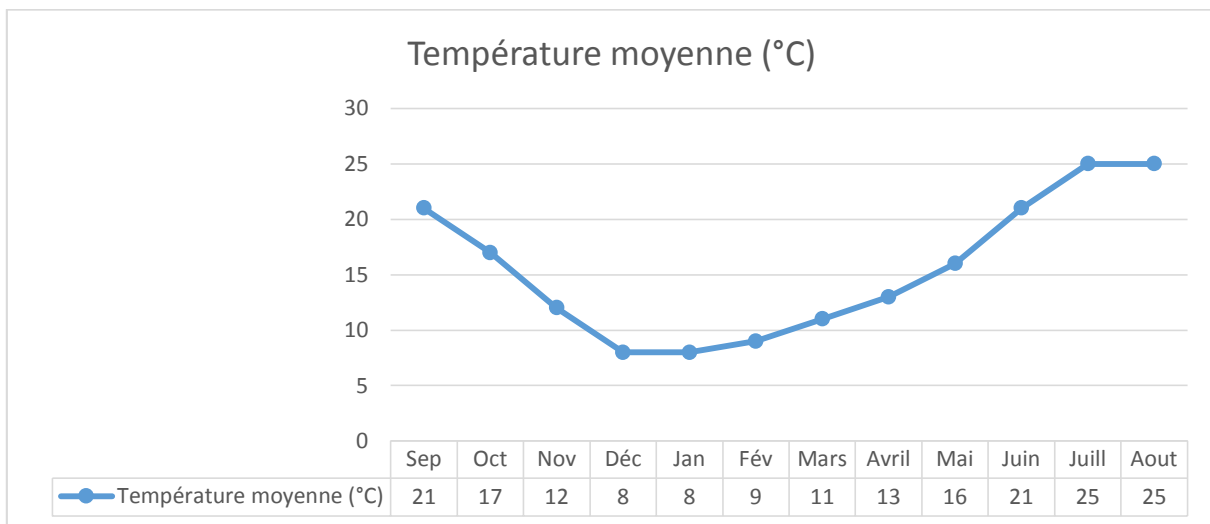
Figure I.3 : Carte du zonage sismique en Algérie



I.6. Situation climatique :

a) Température :

Le climat est de type continental froid et pluvieux en hiver et sec et chaud en été. Les amplitudes de températures annuelles sont importantes (0 à 40°) avec Juillet Août comme mois les plus chauds et Décembre et janvier comme mois les plus froids. Les écarts de températures sont également très importants dans la même journée. La température mensuelle est calculée à partir de 65 années (source : Weatherbase).



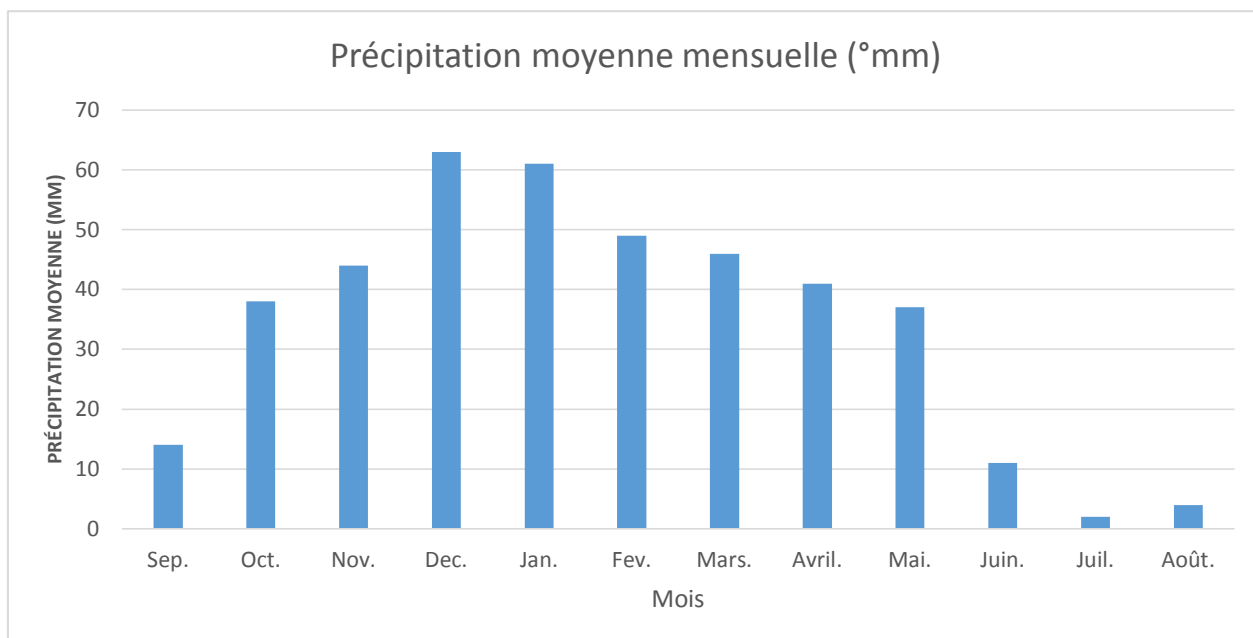
(Source : Weatherbase)

Figure I.4 : Température moyenne mensuelle.

b) Précipitations :

La pluviométrie annuelle varie entre 350 et 550 mm. Les mois les plus pluvieux de l'année s'étendent de novembre à Avril avec environ 80 % des précipitations. La période la plus sèche couvre les mois de mai à Octobre.

La pluviométrie mensuelle est calculée à partir des 77 années d'observation à la station 520 à Sidi Bel Abbès.



(Source : ANRH Oran)

Figure I.5 : Précipitation moyenne mensuelle.

I.7. Ressources en eau :

Les ressources exploitées pour l'alimentation en eau potable des localités concernées par l'étude, se composent d'eaux superficielles, et souterraines.

Il s'agit plus précisément des eaux en provenance du barrage de Sidi Abdelli, du champ de captage de *Ténira* et des eaux des sources d'*Ain Skhouna* et *Ain Mekharreg*.

a) Ressources en eaux superficielles :

Celles-ci proviennent du barrage de Sidi Abdelli qui est situé à l'extrême est de la wilaya de Tlemcen sur le territoire de la Wilaya de Tlemcen.

Initialement, il était prévu de transférer 100 000 m³/j. à partir de ce barrage.

Les caractéristiques principales de cet important ouvrage sont données ci- dessous.

Sbv :.....	1137 km ²
Hauteur :.....	60 m
Type :.....	Digue zonée en remblai
Capacité initiale de la retenue:	110 Hm ³
Volume régularisé initial :.....	38 hm ³
Volume régularisé actuel (PNE 2011)	30 hm ³
Date de mise en eau :.....	1985



Figure I.6 : Vue de la digue du barrage de Sidi Abdelli

b) Ressource en eau souterraines :

Les ressources en eau souterraines sont constituées de Forages et de sources.

b.1 Champ de captage de Tenira :

Situé au sud de Sidi Bel Abbes et est constitué par une batterie de huit (08) forages répartis :

- A l'Est : (T7- Sidi Mimoun- Dard Kaid, T5 – T6- F54)
- A l'Ouest (T8 et T4 du village de Ténira.

D'après RSW, les débits moyens fournis par ces forages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 : Production du champ de captage de Tenira

Ressources	Désignation	Capacité de production
		Débit moyen (l/s)
Champ de captage de Tenira	Forage T5	6
	Dard Kaid	ND
	Sidi Mimoun	30
	Forage T7	ND
	Forage T6	12,45
	Forage F54	6
	Forage T8	ND
	Forage T4	10

ND : information non disponible

Source : RSW

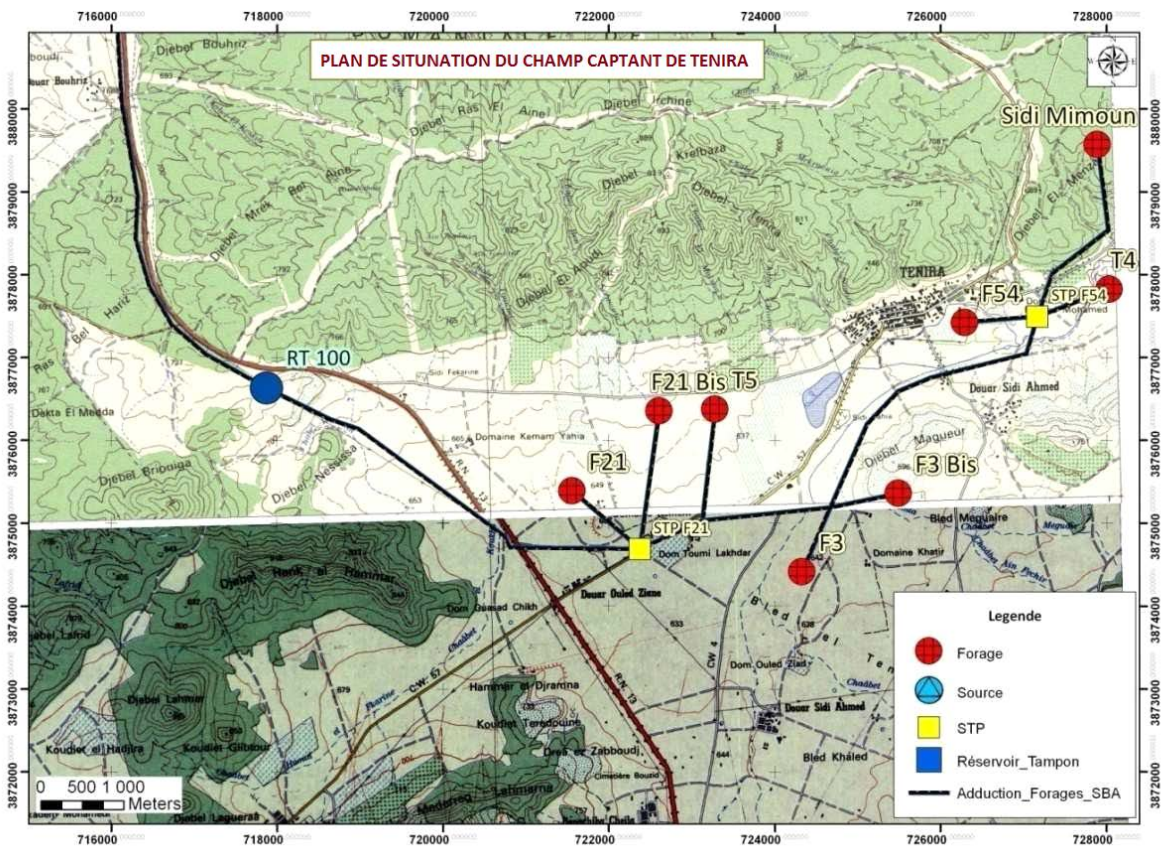


FIGURE 1.7 : Situation du Champ captant de Tenira. (Source : ADE)

b.2 Champ de captage de Sid Ali Benyoub:

Sid Ali Benyoub est constitué par deux sources et cinq (5) forages :
Source Aïn Mekharreg :

Cette source est localisée au Sud-Ouest de la ville de Sidi bel Abbès. Il s’agit en fait de trois sources connectées dans un bassin.

Un forage Ighti 2 déverse également dans ce bassin. L’eau provenant de la source est récupérée, puis canalisée vers un bassin.

Le débit moyen journalier mesuré au niveau de cette source selon (*RSW international inc Mars 2010*), est d'environ :

- ✓ 53.24 l/sec soit 4 600 m³/jour (été);
- ✓ 65.97 l/sec soit 5 700 m³/jour (hiver).

Source Aïn Skhouna :

Cette source a un débit important. Elle émerge dans une cuvette en forme de grande marre. L'eau s'engouffre ensuite dans deux canaux. Une partie de l'eau va vers l'oued Mekerra dans un canal en forme de rigole et l'autre partie est drainée vers la station de pompage d'Aïn Skhouna

La source est en exploitation depuis quarante-sept ans. Le débit moyen selon (*RSW international inc Mars 2010*), est d'environ :

- ✓ 100 l/sec (été) soit 8 640 m³/jour;
- ✓ 150 l/sec (hiver) soit 12960 m³/jour ;

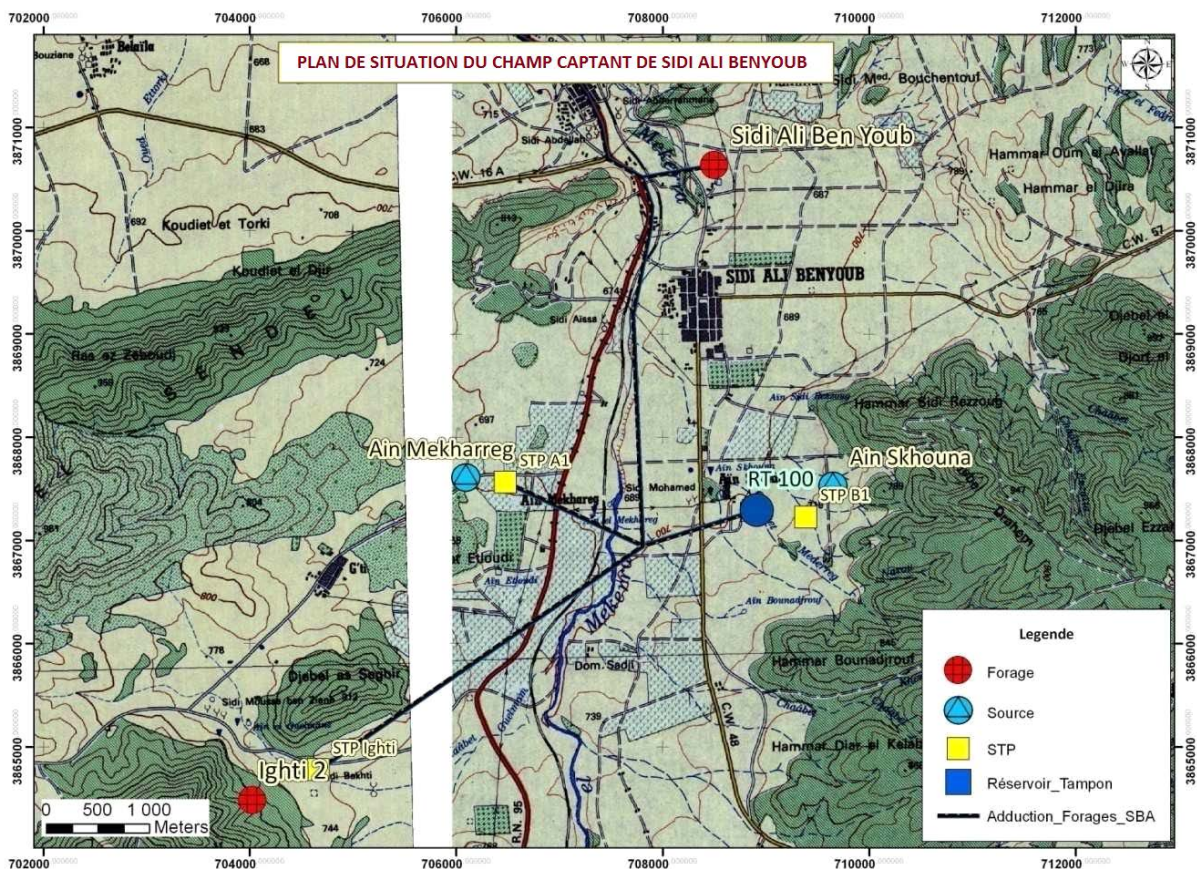


Figure 1.8 : Situation du champ captant de Sidi Ali Ben Youb. (Source : ADE)

Conclusion:

Dans ce chapitre, on a illustré les différentes conditions de notre région d'étude que ce soit sa situation tant sur le plan topographique, géologique ou climatique ainsi que les multiples ressources disponibles.

Introduction :

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des besoins en eau.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs dont l'évolution de la population et son niveau de vie, et diffère d'une agglomération à une autre.

Les résultats obtenus à la fin de ce chapitre serviront de calcul pour le reste de notre étude.

II.1 Situation démographique :

La première étape est de recueillir l'ensemble des données sur la population actuelle. Ces informations doivent être fiables afin de garantir une bonne projection sur l'horizon future.

Notre étude sera donc faite sur la base du recensement du RGPH dont les données présentent l'avantage

- ✓ D'être basée sur une méthodologie de travail validées qui constitue la base de référence concernant les analyses démographiques
- ✓ D'avoir une approche globale, y compris inter wilaya qui permet de prendre en compte certains phénomènes comme les flux migratoires
- ✓ D'être basée sur une étude officielle validée au niveau central et ayant pris les mêmes paramètres quel que soit la wilaya

La répartition de la population de la zone d'étude selon les résultats du RGPH 2008 est reprise dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1: Population par commune aux années de recensement 1998 et 2008

Commune	R.G.P.H - 1998			R.G.P.H - 2008		
	Agglomération	Type	Population	Agglomération	Type	Population
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES	A.C.L	184784	SIDI BEL ABBES	A.C.L	210146
	-	-	-	-	ZE	2789
	Total	2	184784	Total	1	212935
TESSALA	TESSALA	A.C.L	4533	TESSALA	A.C.L	5561
	-	-	-	-	ZE	1938
	Total	1	4533	Total	1	7499
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM	A.C.L	7199	SIDI BRAHIM	A.C.L	9111
	Bouacif Bouarnas (VSA)	A.S	1103	Bouacif Bouarnas (VSA)	A.S	1077
	-	-	-	-	ZE	183
	Total	2	8302	Total	2	10371
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI	A.C.L	8307	SIDI ALI BOUSSIDI	A.C.L	9545
	-	-	-	-	ZE	170
	Total	1	8307	Total	1	9715

Tableau II.1: Population par commune aux années de recensement 1998 et 2008 (suite)

Commune	R.G.P.H - 1998			R.G.P.H - 2008		
	Agglomération	Type	Population	Agglomération	Type	Population
BADREDDINE EL MOKRANI	BADREDDINE EL MOKRANI	A.C.L	5192	BADREDDINE EL MOKRANI	A.C.L	5356
	Kedadra	A.S	731	Kedadra	A.S	770
	-	-	-	-	ZE	74
	Total	2	5923	Total	2	6200
AMARNAS	AMARNAS	A.C.L	4923	AMARNAS	A.C.L	8892
	-	-	-	-	ZE	2401
	Total	3	4021	Total	3	11293
TILMOUNI	TILMOUNI	A.C.L	2976	TILMOUNI	A.C.L	4111
	-	-	-	-	ZE	4838
	Total	1	2976	Total	1	8949
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE	A.C.L	12201	SIDI LAHCENE	A.C.L	17623
	Douar Djouaher	A.S	586	Douar Djouaher	A.S	673
	-	-	-	-	ZE	2703
	Total	2	12787	Total	2	20999
AIN TRID	AIN TRID	A.C.L	1226	AIN TRID	A.C.L	1495
	-	-	-	-	ZE	878
	Total	1	1226	Total	1	2373
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA	A.C.L	6747	HASSI ZAHANA	A.C.L	7143
	-	-	-	-	ZE	283
	Total	1	6747	Total	1	7426
AIN KADA	AIN KADA	A.C.L	1776	AIN KADA	A.C.L	1895
	-	-	-	-	ZE	90
	Total	1	1776	Total	1	1985
ZEROUALA	ZEROUALA	A.C.L	3788	ZEROUALA	A.C.L	4663
	-	-	-	-	ZE	127
	Total	1	3788	Total	2	4790
LAMTAR	LAMTAR	A.C.L	6125	LAMTAR	A.C.L	7134
	-	-	-	-	ZE	396
	Total	1	6125	Total	1	7530
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS	A.C.L	3701	SIDI DAHOU DE ZAIRS	A.C.L	3778
	-	-	-	-	ZE	1255
	Total	1	3701	Total	1	5033
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA	A.C.L	1935	SEHALA THAOURA	A.C.L	2006
	-	-	-	-	ZE	332
	Total	1	1935	Total	1	2338
SIDI YACCOUB	SIDI YACCOUB	A.C.L	3406	SIDI YACCOUB	A.C.L	4393
	-	-	-	-	ZE	92
	Total	1	3406	Total	2	4485
BEN BADIS	BEN BADIS	A.C.L	15403	BEN BADIS	A.C.L	18067
	Safsaf	A.S	2181	Safsaf	A.S	2195
	-	-	-	-	ZE	84
	Total	2	17584	Total	2	20346
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU	A.C.L	1425	HASSI DAHOU	A.C.L	5560
	-	-	-	-	ZE	483
	Total	2	4154	Total	2	6043
	TOTAL			TOTAL		

(Source RGPH)

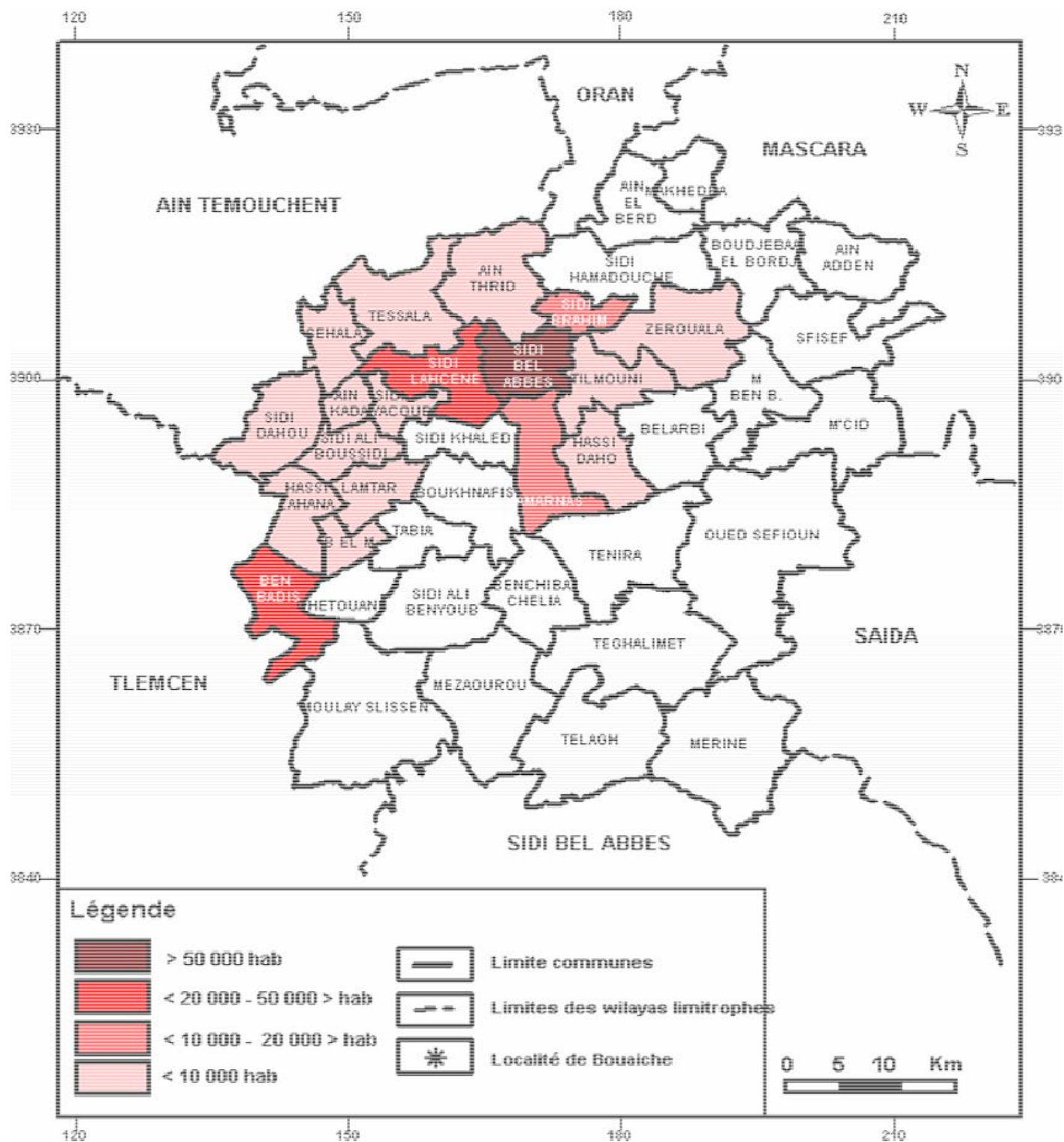


Figure II.1: Classification des communes en fonction de leur population

II.2 Evolution de la population :

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable jusqu'à l'horizon 2050.

L'évolution démographique par commune suit la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon (**Habitants**) ;

P_0 : Population de référence (**Habitants**) ;

τ : Taux d'accroissement démographique ;

n : Le nombre d'année séparant l'année de référence de l'horizon.

II.2.1 Calcul du taux d'accroissement :

a- Pour les A.C.L et les A.S

$$\alpha = \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/n} - 1$$

Avec :

α : taux d'accroissement annuel.

P_1 : Population à l'année t1

P_2 : Population à l'année t2

$n = t_2 - t_1$

b-Zones éparses

Les zones éparses de notre aire d'étude présentent des taux d'accroissement négatifs et cela est expliqué par une migration de la population rurale vers les zones développées.

Le Plan National de l'Eau actualisé en 2010, propose une hypothèse directrice que les populations éparses évolueront à partir de 2008 autour d'un taux moyen annuel de 1%, dont voici un extrait de cette hypothèse :

Zones éparses

Une grande partie de ces populations éparses sont constituées en hameaux périphériques à des agglomérations secondaires et/ou chef-lieu : la réalisation des infrastructures socioéconomiques dans ces zones favorisera une sédentarisation des populations sur des taux de croissance plus importants qu'en milieu urbain.

En parallèle à ces hypothèses, ces hameaux périphériques seront à moyen et long terme «absorbés » par ces agglomérations.

Cette interaction des hypothèses d'évolution des zones éparses nous a conduits à fixer comme hypothèse directrice que les populations éparses, à l'échelle du pays, évolueront à partir de 2008 autour d'un taux moyen annuel de 1%.

Extrait du PNE 2010

c- Les A.S présentant un taux négatif :

Et pour les agglomérations secondaires de notre zone d'étude qui présentent un taux négatif, nous avons appliqué un taux de 1.5% d'après le PNE 2010.

D'après le recensement général de la population et de l'habitant de wilaya de Sidi Bel Abbas (**RGPH2008**), et le PNE 2010 le taux d'accroissement des communes concernées sont données dans le **tableau II.2**

Tableau II.2: Répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement.

Commune	Dispersions	α (%)
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES (A.C.L)	1.29
	ZE	1
TESSALA	TESSALA (A.C.L)	2.06
	ZE	1
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM (A.C.L)	2.38
	Bouacif Boubarnas (VSA) A.S	1.5
	ZE	1
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI (A.C.L)	1.4
	ZE	1
BADREDDINE EL MOKRANI	BADREDDINE EL MOKRANI (A.C.L)	0.31
	Kedadra A.S	0.52
	ZE	1
AMARNAS	AMARNAS (A.C.L)	6.06
	ZE	1
TILMOUNI	TILMOUNI (A.C.L)	3.28
	ZE	1
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE (A.C.L)	3.75
	Douar Djouaher A.S	1.39
	ZE	1
AIN TRID	AIN TRID (A.C.L)	2
	ZE	1
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA (A.C.L)	0.57
	ZE	1
AIN KADA	AIN KADA (A.C.L)	0.65
	ZE	1
ZEROUALA	ZEROUALA (A.C.L)	2.1
	ZE	1
LAMTAR	LAMTAR (A.C.L)	1.54
	ZE	1
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS (A.C.L)	0.21
	ZE	1
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA (A.C.L)	0.36
	ZE	1
SIDI YACOUB	SIDI YACOUB (A.C.L)	2.58
	ZE	1
BEN BADIS	BEN BADIS (A.C.L)	1.61
	Safsaf A.S	0.06
	ZE	1
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU (A.C.L)	2.96
	ZE	1

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3: Tableau de répartition de la population :

Commune	R.G.P.H - 2008	α (%)	2008	2015	2030	2040	2050
	Agglomération						
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES (A.C.L)	1.29	210146	229873	278603	316702	360012
	ZE	1	2789	2990	3472	3835	4236
TESSALA	TESSALA (A.C.L)	2.06	5561	6414	8709	10679	13094
	ZE	1	1938	2078	2412	2665	2943
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM (A.C.L)	2.38	9111	10742	15286	19340	24468
	Bouacif Boubarnas (VSA) A.S	1.5	1077	1195	1494	1734	2013
	ZE	1	183	196	228	252	278
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI (A.C.L)	1.4	9545	10521	12960	14893	17115
	ZE	1	170	182	212	234	258
BADREDDINE EL MOKRANI	BADREDDINE EL MOKRANI (A.C.L)	0.31	5356	5473	5733	5914	6100
	Kedadra A.S	0.52	770	798	863	909	957
	ZE	1	74	79	92	102	112
AMARNAS	AMARNAS (A.C.L)	6.09	8892	13450	32647	58963	106494
	ZE	1	2401	2574	2989	3301	3647
TILMOUNI	TILMOUNI (A.C.L)	3.28	4111	5153	8362	11547	15945
	ZE	1	4838	5187	6022	6652	7348
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE (A.C.L)	3.75	17623	22803	39611	57240	82714
	Douar Djouaher A.S	1.39	673	741	912	1047	1202
	ZE	1	2703	2898	3364	3716	4105
AIN TRID	AIN TRID (A.C.L)	2	1495	1717	2311	2817	3434
	ZE	1	878	941	1093	1207	1333
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA (A.C.L)	0.57	7143	7433	8094	8568	9069
	ZE	1	283	303	352	389	430
AIN KADA	AIN KADA (A.C.L)	0.65	1895	1983	2185	2332	2488
	ZE	1	90	96	112	124	137
ZEROUALA	ZEROUALA (A.C.L)	2.1	4663	5393	7366	9068	11162
	ZE	1	127	136	158	175	193
LAMTAR	LAMTAR (A.C.L)	1.54	7134	7940	9985	11634	13555
	ZE	1	396	425	493	544	601
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS (A.C.L)	0.21	3778	3834	3956	4040	4126
	ZE	1	1255	1346	1562	1726	1906
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA (A.C.L)	0.36	2006	2057	2171	2250	2333
	ZE	1	332	356	413	456	504
SIDI YACOUB	SIDI YACOUB (A.C.L)	2.58	4393	5250	7694	9926	12805
	ZE	1	92	99	115	126	140
BEN BADIS	BEN BADIS (A.C.L)	1.61	18067	20204	25674	30120	35336
	Safsaf A.S	0.06	2195	2204	2224	2238	2251
	ZE	1	84	90	105	115	128
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU (A.C.L)	2.96	5560	6820	10563	14141	18930
	ZE	1	483	518	601	664	734
Total			339017	392494	511199	622385	774637

À l'horizon 2050, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **774637 Habitants.**

II.3 Evolution des besoins en eau potable :

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

- **Besoins domestiques :**

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée, mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. À cela s'ajoute la consommation des petites industries (cafés, stations d'essence...).

- **Besoins industriels :**

Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville.

- **Besoins administratifs:**

C'est la consommation des bureaux, casernes, écoles, souks, abattoirs...

- **Besoins d'incendie :**

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

II.4 Evaluation de la consommation moyenne journalière :

II.4.1 Classification des agglomérations de la zone d'étude:

Pour classer les différents secteurs de l'aire d'étude en statut social de l'agglomération, nous utilisons les définitions de l'Etude d'Actualisation du Plan National de l'Eau 2010 :

Tableau II.4 : Typologie agglomérations/strates de population

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS/STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACRERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger, Oran, Constantine, Annaba
Les métropoles	Ville de plus de 300 000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100 000 < pop ≤ 300 000 habitants
L'urbain	20 000 < pop ≤ 100 000 habitants
Semi urbain	5 000 < pop ≤ 20 000 habitants
Semi rural	3 000 < pop ≤ 5 000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitation) < pop ≤ 3 000 habitants
Rural épars	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation)

(Source PNE 2010)

II.4.2 Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2050 :**a. Débit moyen journalier domestique :**

Pour le calcul des besoins moyens journaliers domestique en utilise la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec :

Q_{moy,j}: Débit moyen journalier domestique (**m³/j**);

Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N : Nombre d'habitants ;

Remarque :

Les dotations et le taux de majoration pour les autres usagés mentionnés dans le reste du chapitre ont été utilisés pour le calcul des besoins de l'horizon 2050.

Les dotations et Taux de majorations utilisés pour le calcul des besoins actuels et à moyen terme sont joints en (Annexe II.1).

Tableau II.5: Récapitulatif des consommations journalières domestiques.

Commune	Dispersion	Dotation l/j/hab	Besoin en eau domestique par commune m ³ /j			
			2015	2030	2040	2050
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES (A.C.L)	120	24137	33432	38004	43201
	ZE	100	224	347	383	424
TESSALA	TESSALA (A.C.L)	100	513	871	1068	1309
	ZE	90	156	217	240	265
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM (A.C.L)	110	859	1681	1934	2691
	Bouacif Boubarnas (VSA) A.S	90	96	134	156	181
	ZE	60	12	14	15	17
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI (A.C.L)	100	894	1296	1489	1711
	ZE	60	11	13	0	15
BADREDDIN E EL MOKRANI	BADREDDINE EL MOKRANI (A.C.L)	100	438	573	355	610
	Kedadra A.S	90	60	78	82	86
	ZE	60	5	6	6	7
AMARNAS	AMARNAS (A.C.L)	110	1076	3591	5896	11714
	ZE	100	193	299	330	365
TILMOUNI	TILMOUNI (A.C.L)	100	386	836	1155	1595
	ZE	100	389	602	665	735
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE (A.C.L)	110	1938	4357	6296	9099
	Douar Djouaher A.S	90	56	82	94	108
	ZE	100	217	336	372	411
AIN TRID	AIN TRID (A.C.L)	100	129	231	254	343
	ZE	90	71	98	109	120
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA (A.C.L)	100	595	809	942	907
	ZE	60	18	21	23	26
AIN KADA	AIN KADA (A.C.L)	90	149	197	210	224
	ZE	60	6	7	7	8
ZEROUALA	ZEROUALA (A.C.L)	100	431	737	907	1116
	ZE	60	8	9	10	12
LAMTAR	LAMTAR (A.C.L)	100	635	999	1163	1355
	ZE	90	25	44	33	54
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS (A.C.L)	100	307	396	404	413
	ZE	90	101	141	155	172
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA (A.C.L)	90	154	195	203	210
	ZE	60	21	25	27	30
SIDI YACOUB	SIDI YACOUB (A.C.L)	100	420	769	993	1281
	ZE	60	7	7	8	8
BEN BADIS	BEN BADIS (A.C.L)	110	1616	2824	3313	3887
	Safsaf A.S	90	165	200	201	203
	ZE	60	5	6	7	8
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU (A.C.L)	100	546	1056	1555	1893
	ZE	90	31	36	40	66
Total			37101	54590	69578	86879

b. Les besoins en eau des autres usages :

D'après le plan national de l'eau (PNE-2010), les besoins en eau des autres usages représentent une majoration des besoins domestiques ; ils sont ici directement reliés à l'importance de la population agglomérée, qui est réputée corrélée au statut de l'agglomération et donc à son niveau d'équipement, ce tableau est valable donc à l'horizon du projet.

En appliquant les taux de majorations des autres usages aux dotations unitaires domestiques, nous avons estimé les besoins en eau domestiques et des autres usages aux horizons 2050, qui sont représentés au tableau II.6.

Tableau II.6.: Récapitulatif des consommations journalières domestique et autres usages

Commune	Dispersion	Taux de majoration (%)	Besoin en eau domestique et autres usages (m ³ /j)			
			2015	2030	2040	2050
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES (A.C.L)	60	36205	45969	60807	69122
	ZE	25	258	434	479	529
TESSALA	TESSALA (A.C.L)	35	641	1176	1442	1768
	ZE	15	179	250	276	305
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM (A.C.L)	40	1160	2064	2611	3768
	Bouacif Boubarnas (VSA)	15				
	A.S		110	155	180	208
	ZE	0	12	14	15	17
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI (A.C.L)	35	1207	1750	2011	2310
	ZE	0	11	13	0	15
BADREDDINE EL MOKRANI	BADREDDINE EL MOKRANI (A.C.L)	35	591	774	479	823
	Kedadra	15				
	A.S		69	89	94	99
	ZE	0	5	6	6	7
AMARNAS	AMARNAS (A.C.L)	50	1453	5028	7960	17572
	ZE	25	222	309	380	456
TILMOUNI	TILMOUNI (A.C.L)	35	522	1129	1559	2153
	ZE	35	525	813	898	992
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE (A.C.L)	40	2714	6100	8815	12738
	Douar Djouaher	15				
	A.S		64	94	108	124
	ZE	25	250	421	465	513
AIN TRID	AIN TRID (A.C.L)	25	148	239	292	429
	ZE	15	81	113	125	138
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA (A.C.L)	35	803	1093	1272	1224
	ZE	0	18	21	23	26
AIN KADA	AIN KADA (A.C.L)	15	149	273	241	257
	ZE	0	6	7	7	8
ZEROUAL A	ZEROUALA (A.C.L)	35	582	994	1224	1507
	ZE	0	8	9	10	12
LAMTAR	LAMTAR (A.C.L)	35	857	1348	1571	1830
	ZE	15	25	30	33	62
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS (A.C.L)	25	383	495	505	516
	ZE	15	116	162	179	197

Tableau II.6.: Récapitulatif des consommations journalières domestique et autres usages (suite)

Commune	Dispersion	Taux de majoration (%)	Besoin en eau domestique et autres usages (m ³ /j)			
			2015	2030	2040	2050
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA (A.C.L)	15	177	225	233	241
	ZE	0	21	25	27	30
SIDI YACOUB	SIDI YACOUB (A.C.L)	35	525	1039	1340	1729
	ZE	0	7	7	8	8
BEN BADIS	BEN BADIS (A.C.L)	40	2263	3954	4473	5442
	Safsaf A.S	15	190	230	232	233
	ZE	0	5	10	7	8
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU (A.C.L)	35	737	1426	1909	2556
	ZE	15	31	36	40	76
Total			53332	78321	103504	130049

D’après le tableau II.6 le débit moyen journalier est égal à **130049 m³/j** c’est-à dire :

$Q_{moy,j}=1505 \text{ l/s}$

II.4.3 Calcul de la Consommation journalière maximale (Q_{max,j}) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière et noté K_j. Ainsi nous pouvons écrire :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

Q_{max,j}: Consommation maximale journalière (m³/j);

Q_{moy,j}: Consommation moyenne journalière (m³/j);

Avec : **K_{max,j} ∈ [1,1 –1,3]**.

D’où : **Q_{max,j}=1,3× Q_{moy,j}**

Tableau II.7: Consommations maximale journalière pour chaque commune.

Commune	Dispersion	k _{max j}	Q _{max,j} (m ³ /j)			
			2015	2030	2040	2050
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES (A.C.L)	1,2	43446	55163	72968	82947
	ZE	1,3	335	564	623	688
TESSALA	TESSALA (A.C.L)	1,3	834	1528	1874	2298
	ZE	1,3	233	325	359	396
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM (A.C.L)	1,3	1508	2683	3394	4899
	Bouacif Boubarnas (VSA) A.S	1,3	143	201	233	271
	ZE	1,3	15	18	20	22
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI (A.C.L)	1,25	1509	2187	2513	2888
	ZE	1,3	14	17	0	20
BADREDDINE EL MOKRANI	BADREDDINE EL MOKRANI (A.C.L)	1,3	768	1006	623	1070
	Kedadra A.S	1,3	90	116	122	129
	ZE	1,3	6	7	8	9
AMARNAS	AMARNAS (A.C.L)	1,3	1888	6536	10348	22843
	ZE	1,3	289	402	494	593
TILMOUNI	TILMOUNI (A.C.L)	1,3	678	1468	2026	2798
	ZE	1,3	683	1057	1167	1290
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE (A.C.L)	1,3	3528	7930	11459	16559
	Douar Djouaher A.S	1,3	83	123	141	162
	ZE	1,3	325	547	604	667
AIN TRID	AIN TRID (A.C.L)	1,3	193	311	379	558
	ZE	1,3	106	147	162	179
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA (A.C.L)	1,3	1044	1421	1654	1592
	ZE	1,3	24	27	30	34
AIN KADA	AIN KADA (A.C.L)	1,3	193	355	314	335
	ZE	1,3	8	9	10	11
ZEROUALA	ZEROUALA (A.C.L)	1,3	757	1293	1591	1959
	ZE	1,3	11	12	14	15
LAMTAR	LAMTAR (A.C.L)	1,3	1115	1752	2042	2379
	ZE	1,3	33	38	42	81
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS (A.C.L)	1,3	498	643	657	670
	ZE	1,3	151	210	232	256
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA (A.C.L)	1,3	231	292	303	314
	ZE	1,3	28	32	36	39
SIDI YACoub	SIDI YACoub (A.C.L)	1,3	683	1350	1742	2247
	ZE	1,3	10	9	10	11
BEN BADIS	BEN BADIS (A.C.L)	1,3	2942	5140	5815	7074
	Safsaf A.S	1,3	247	299	301	303
	ZE	1,3	7	8	9	10
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU (A.C.L)	1,3	957	1854	2482	3322
	ZE	1,3	40	47	52	99
Total			65651	97127	123653	162037

D'après le **tableau II.7** le débit moyen journalier à l'horizon 2050 est égal à **162037 m³/j**
c'est-à-dire :

$$Q_{\max,j}=1875 \text{ l/s}$$

II.5 Production en eau potable :

Les données sur la production ont été fournies par le service exploitant ADE, pour les cinq (5) années, à savoir de 2009 à 2013.

Tableau II.8: Evolution de la production STE Sidi Abdelli

Années	2009	2010	2011	2012	2013
TOTAL - M ³ /an	10 218 175	15 276 710	13 204 605	14 256 535	15 798 295
TOTAL - M ³ /j	27 995	41 854	36 177	39 059	43 283

Tableau II.9: Evolution de la production des sources et forages

Années	2009	2010	2011	2012	2013
TOTAL - m ³ /an	8 679 335	4 811 795	5 251 255	6 126 525	8 362 515
TOTAL - m ³ /j	23 779	13 183	14 387	16 785	22 911

Tableau II.10: Evolution de la production de la STE + sources et forages

Années	2009	2010	2011	2012	2013
TOTAL – M ³ /an	18 897 510	20 088 505	18 455 860	20 383 060	24 160 810
TOTAL – M ³ /j	51 774	55 037	50 564	55 844	66 194

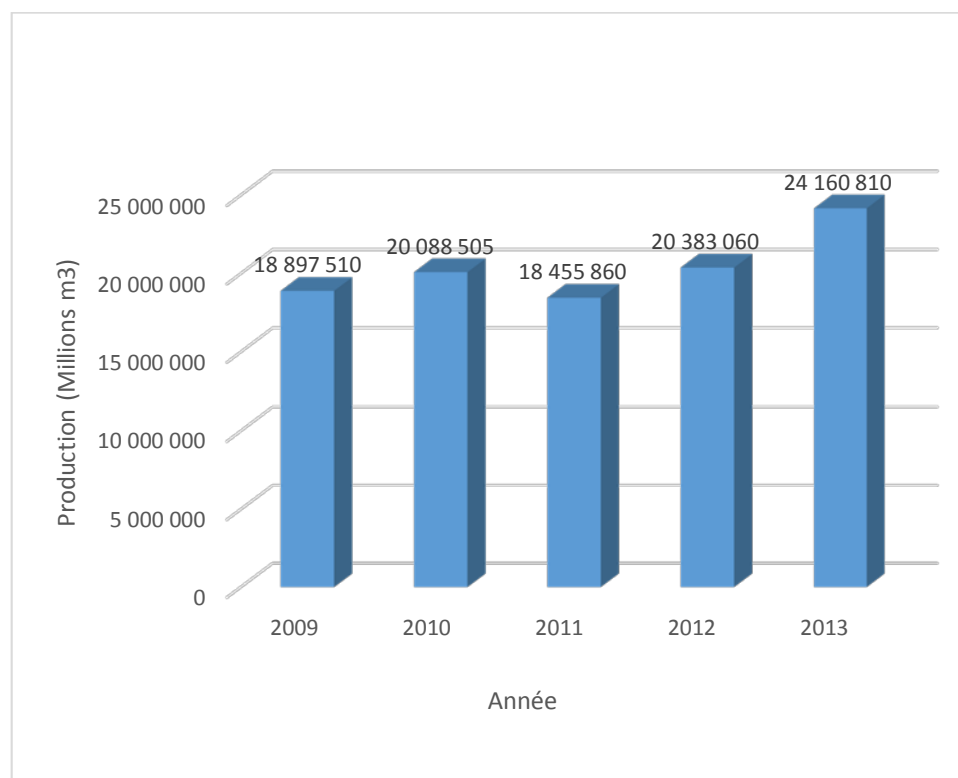


Figure II.2 Evolution de la production STE, sources et forages.

II.6 Confrontation de la production en eau et des résultats :

On va maintenant procéder à une confrontation des besoins en eau aux capacités de production, suivant plusieurs scénarios.

Les ressources disponibles sont :

- Ouest : Ressources en eau superficielles – transfert des eaux du barrage de Sidi Abdelli
- Sud : Ressources en eau souterraines provenant des champs captant de Ténira et Sidi Ali Ben Youb.

Par ailleurs le transfert Chott el Gharbi devra aussi apporter un volume additionnel vers le réservoir en cours de construction de *Benbadis* au Sud-ouest de la zone d'étude. Le taux d'avancement des travaux dépassant les 70% et devra être opérationnel en 2016.

Plusieurs scénarios ont été envisagés avec des hypothèses sur la disponibilité à long terme des ressources souterraines, ainsi que sur la capacité d'améliorer la qualité des eaux du barrage de Sidi Abdelli en surmontant le problème d'eutrophisation du lac.

On note qu'à long terme les eaux souterraines suffiront juste à satisfaire les besoins des agglomérations limitrophes aux champs captant d'une part et d'autre part, il est important de préserver cette ressource en évitant la surexploitation de la nappe.

Les calculs ont été menés avec une majoration de 25% pour tenir compte de la fiabilité des réseaux aussi bien d'adduction que de distribution.

Le scénario 1 :

On considère que les ressources actuelles aussi bien souterraines que superficielles seront maintenues. Les volumes de production au-delà de 2013 ne sont pas disponibles et seront pris constants et équivalents à ceux de 2013. Par ailleurs on considère que le renforcement de *Ben Badis* à partir de *Chott El Gharbi* se fera à partir de 2015.

Tableau II.11 : Evolution du déficit 1^{er} cas (Production STE + souterraine)

Horizons	Unités	2015	2030	2040	2050
Besoins	m3/j	65651	97127	123653	162037
Besoins majorés de 25%	m3/j	82064	121409	154566	202546
Production STE + souterraine	m3/j	66 194	66 194	66 194	66 194
Renforcement Ch Gherbi	m3/j	0	4 147	4 147	4 147
Déficit	m3/j	-15 870	-51 068	-84 225	-132 205

Le scénario 2 :

On considère que les ressources sont constituées de la totalité de la ressource superficielle et de 50 % des ressources souterraines (production 2013), pour les horizons postérieurs à 2013. Par ailleurs on considère que le renforcement de *Ben Badis* à partir de *Chott El Gharbi* se fera à partir de 2015.

Tableau II.12 : Evolution du déficit 2^{ème} cas (Production STE + 50 % souterraine)

Horizons	Unités	2015	2030	2040	2050
Besoins	m3/j	65651	97127	123653	162037
Besoins majorés de 25%	m3/j	82064	121409	154566	202546
Production STE	m3/j	43 283	43 283	43 283	43 283
Production 50% R. Souterraines	m3/j	11 456	11 456	11 456	11 456
Renforcement Ch Gherbi	m3/j	0	4 147	4 147	4 147
Déficit	m3/j	-27 325	-62 523	-95 680	-143 660

Le scénario 3 :

On considère que la ressource superficielle atteint un niveau de 60 000 m3/j (ce qui est semble-t-il le cas actuellement) en souhaitant la résolution partielle du problème d'eutrophisation du barrage de Sidi Abdelli, pour les horizons postérieurs à 2013. Par ailleurs on considère que le renforcement de *Ben Badis* à partir de *Chott El Gharbi* se fera à partir de 2015.

Tableau II.13 : Evolution du déficit 3^{ème} scénario (Production STE optimale)

Horizons	Unités	2015	2030	2040	2050
Besoins	m3/j	65 651	97 127	123 653	162 037
Besoins majorés de 25%	m3/j	82 064	121 409	154 566	202 546
Production STE	m3/j	60 000	60 000	60 000	60 000
Renforcement Ch Gherbi	m3/j	0	4 147	4 147	4 147
Déficit	m3/j	-22 064	-57 262	-90 419	-138 399

Tableau II.14 La comparaison des différents scénarios

Scenarios	Unités	2015	2030	2040	2050
1	m3/j	-15 870	-51 068	-84 225	-132 205
2	m3/j	-27 325	-62 523	-95 680	-143 660
3	m3/j	-22 064	-57 262	-90 419	-138 399

Interprétation des résultats:

L'analyse de ces tableaux révèle, qu'à l'horizon de l'étude soit 2050, le déficit sera de 138 399 m³ si on ramène la station de traitement à un niveau de production acceptable avec une majoration de 25%, ce qui semble-t-il le cas actuellement.

On voit clairement que la situation actuelle de la région est critique vu le grand déficit pour l'année en cours, c'est pourquoi de grands moyens sont employés par l'ADE pour réaliser le renforcement de cette zone en un temps record.

II.7 Présentation des éléments constituant le projet :

L'objectif de notre étude vise à renforcer le système d'alimentation en eau potable de Sidi Bel Abbés.

- L'étude principale reposait sur le transfert des eaux de la station de dessalement de *Honaine* (Wilaya de Tlemcen) vers le système *Sidi Abdelli*.
- Une autre alternative a été étudié afin d'exploiter au mieux l'excédent en eau présent sur l'adduction BC1 – BC3 – *Sidi Abdelli*.

II.7.1 System de transfert de Sidi Abdelli :

Ce système, très important, contribue dans une très large mesure à assurer l'alimentation en eau du chef-lieu de la Wilaya ainsi que les communes situées sur le tracé.

La construction des ouvrages ainsi que de l'adduction s'est terminée au début de 2004 et sa mise en service en 2008.

Le système de transfert comporte outre le barrage et la station de pompage au pied du barrage les installations suivantes :

- Une station de traitement (STE)
- Trois (3) stations de pompage
- Environ 150 km d'adduction tous diamètres confondus
- Une série de réservoirs de stockage et de transit

II.7.2 SDEM Honaine – RT1 – RT2 – Sidi Abdelli

II.7.2.1 SDEM de Hoanine :

Cette station implantée au bord de la mer en rive gauche d'un petit oued a une capacité de 200 000 m³ par jour. La prise d'eau est faite au large avec une station de pompage au bord de la mer pour refouler les eaux prélevées vers la SDEM située légèrement plus à l'amont.

La saumure est rejetée directement dans le lit de l'oued qui les ramène vers la mer. Toutes les installations sont à l'état neuf.

II.7.2.2 Réservoir RT1 :

Le réservoir RT1 est situé juste à l'aplomb de la SP1, à la cote 402.10 (CTP= 407.60). Il alimente par gravité le RT2 situé beaucoup plus au nord par le biais d'une adduction DN 1200 mm en acier enrobé et d'une longueur de 21 428.60 ml. Cette conduite passe par un point bas situé à la cote 76.40 m NGA.

II.7.2.3 Réservoir RT2 :

Le réservoir RT2, dont les travaux sont en cours de finition est situé au sud de *Remchi* à la cote 289.10 m NGA (CTP=294.80). Ce réservoir dessert la branche qui va vers Mansourah - *Lalla Seti* (Tlemcen) avec 3 stations de pompage SP2, SP3 et SP4 ; réservoir de *Lalla Setti* d'une capacité de 30 000m³. La charge résiduelle au niveau de ce réservoir avoisine les 52 m.

L'adduction provenant du RT1 alimente le RT2 mais continue en DN800 sur 7137.38 m pour desservir le réservoir de Sikkak (10 000m³). Celui-ci alimente également Tlemcen-réservoir de Mansourah par le biais de 3 stations de pompage dont la première est au pied du barrage de Sikkak.

Ce réservoir alimente également *Remchi* par le biais d'une adduction DN500

II.7.2.4 RT1 – RT2 – Sidi Abdelli :

Le projet repose sur le transfert des eaux de la station de déminéralisation de Honaine (Wilaya de Tlemcen) vers le système Sidi Abdelli. Les eaux de la SDEM sont actuellement en cours de transfert vers Tlemcen via deux réservoirs RT1 et RT2 et plusieurs stations de pompage.

L'objet de cette étude consiste donc à relier le RT2 au système de transfert de Sidi Be Abbas dominé par la Station de traitement de Sidi Abdelli.

II.7.2.1 BC1 – BC3 – Sidi Abdelli:

Au droit du BC1, arrivent les eaux de la SDEM de *Souk Tleta* par le nord-ouest, les eaux du barrage de *Béni Bahdel* par le biais de la STE de Bouhallou par le Sud et enfin, les eaux de la SDEM de Honaine également par le Nord.

A partir du BC1, part l'adduction de *Béni Bahdel* en direction du BC 2 et du BC 3 qui alimente la STE de Sidi Abdelli.

La conduite BPAT 1200 mm, tronçon BC1 – BC3, véhiculerait un débit avoisinant les 100000 m³/j. Il n'existe pas de comptage : ni à la sortie du BC1, ni du BC2.

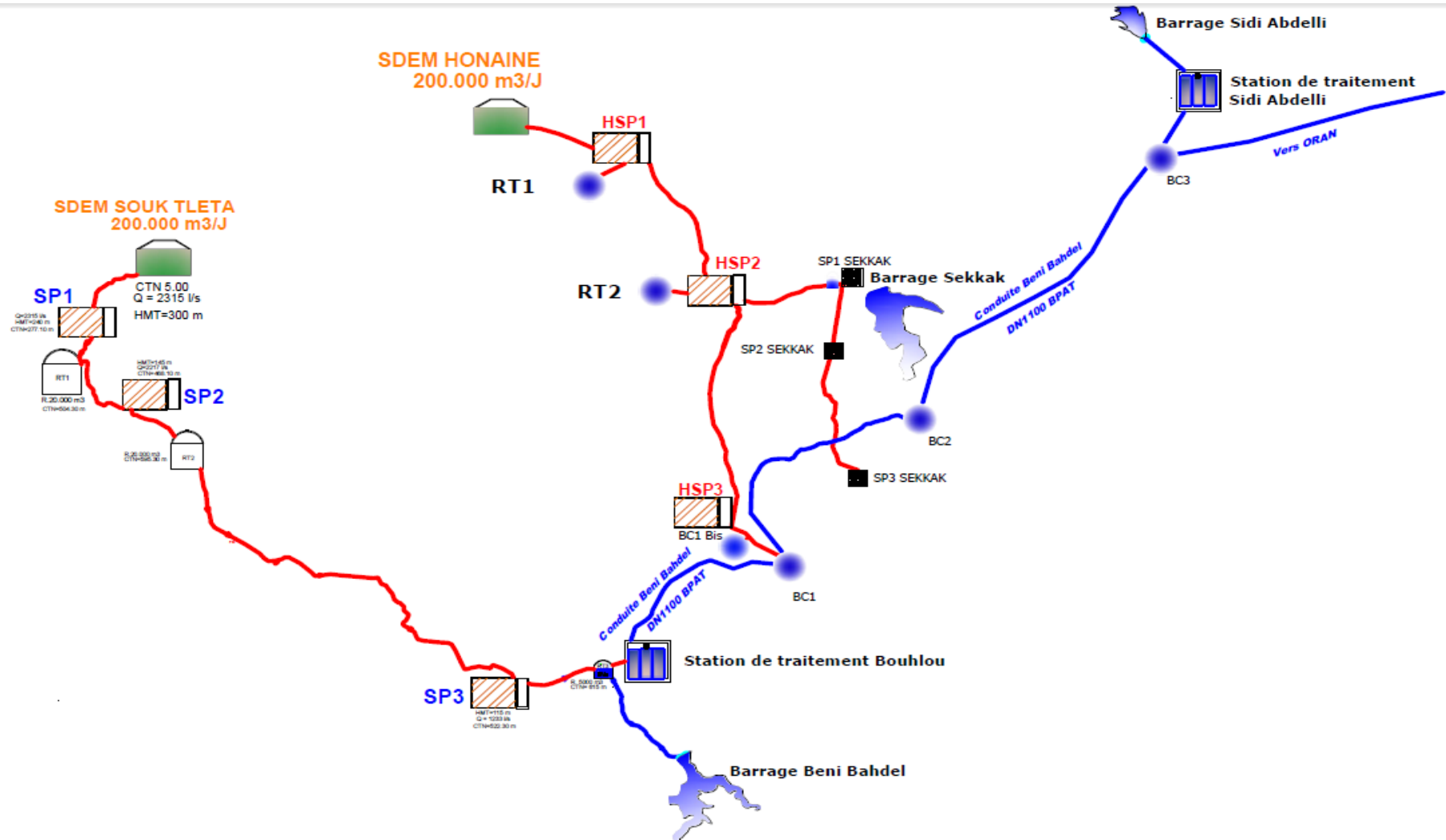


Figure II.4 : Schéma synoptique du système d'AEP

c.1) Bilan des prélèvements sur l'adduction BC1-BC3 (source ADE) :

Tableau II.15 : Bilan des prélèvements sur le Tronçon BC1-BC2

Désignation du piquage	DN	Debit (l/s)	Commune	Remarque
Situation actuelle				
Piquage Tlemcen				Fermé
<i>Beni Mester</i>	200	20	Beni Mester	
<i>O.Boussaid</i>	150	1.5	Beni Mester	
<i>O.Benhamou</i>	150	3	Beni Mester	
<i>Hennaya</i>	300	10		
<i>Remchi</i>	250	20		
<i>Oudjellida</i>	200	30	GU Tlemcen	
<i>Ain El Houtz</i>	100	10	GU Tlemcen	
<i>Piquage BC2</i>	250	70	GU Tlemcen	
Projets à très court terme				
Augmentation du débit vers BC2		45.74		
Total		210.24		18 164.80 m3/j

(source ADE)

Tableau II.16 : Bilan des prélèvements sur le Tronçon BC2-BC3

Piquage	DN	Débit (l/s)	Commune	Remarque
Situation actuelle				
Base chinoise	50	1	GU Tlemcen	
O. Alla	60	3	Amieur	
Laribat	60	1.5	Amieur	
Castor	60	2	Amieur	
Bordj	50	2	Amieur	
Amieur	100	5	Amieur	
St Service Naftal	80	3	Amieur	
Bensekrane	150	45		
Sidi Abdelli	250	21		
Projets à très court terme				
Renforcement Amieur		33.50		
AEP Couloir Sud Est		231.48		
Total		348.48		30 108.80 m3/j

(source ADE)

Conclusion :

Au total les prélèvements actuels s'élèvent à $18164.80 + 30108.80 = 48\ 274\ \text{m}^3/\text{j}$.
L'excédent restant à transférer du BC3 vers le réservoir de la STE Sidi Abdelli est de **$51\ 726\ \text{m}^3/\text{j}$**

c.3) Adduction existante

Il y a une adduction venant du BC 3 qui est en fait une ancienne adduction par refoulement qui reliait l'ancienne STE monobloc située au pied du barrage vers le BC3. Après désaffectation de la station monobloc et la réalisation de la nouvelle STE sur le plateau, cette adduction sert aujourd'hui à ramener les eaux dans le sens inverse c'est-à-dire du BC3 vers la STE avec un piquage en bordure de route au sud de la STE et l'installation d'une vanne à l'aval du point de piquage.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'analyser avec précision l'évolution de la population de notre zone d'étude à l'horizon 2050 et ainsi déterminer ses besoins futurs en eau en se basant sur l'hypothèse tendancielle du PNE 2010.

Après une confrontation entre les ressources disponibles et ceux des besoins futurs, on a pu déterminer le déficit à combler, qui est de $138\ 400\ \text{m}^3/\text{j}$.

D'autre part on a trouvé que le débit excédentaire de l'adduction BC1-BC3 est de **$52\ 000\ \text{m}^3/\text{j}$** .

Donc le débit de dimensionnement de l'adduction RT2 – Sidi Abdelli aurait été de **$86\ 400\ \text{m}^3/\text{j}$** , mais le volume envisagé par l'ADE est de **$100\ 000\ \text{m}^3/\text{j}$** , Car ils prévoient de faire des piquages le long de l'adduction.

Donc pour la suite de notre étude on retiendra :

- ✓ Un débit de **$52\ 000\ \text{m}^3/\text{j}$** pour le dimensionnement de l'adduction BC3 – Sidi Abdelli.
- ✓ Un débit de **$100\ 000\ \text{m}^3/\text{j}$** pour l'adduction RT2 – Sidi Abdelli.

Cependant pour pouvoir prendre en charge les ressources supplémentaires et satisfaire les besoins des agglomérations de la zone d'étude le système de transfert devra être remis à niveau à partir de 2030.

Introduction

Dans ce chapitre on va étudier différentes variantes et en choisir une pour chaque adduction, après une étude technico-économique.

On choisira aussi le matériau de la conduite après une exploitation des données géophysique et de la résistivité puis on entamera un calcul plus rigoureux des éléments constituant la variante choisie.

III.1 Type d'adductions :

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir.

III.1.2 Adduction par refoulement :

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

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3 Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, nous avons une adduction mixte (gravitaire – refoulement). Et une adduction gravitaire.

III.2 Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulements :

- Ecoulement à surface libre.
- Ecoulement en charge.

III.2.1 Ecoulement à surface libre :

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

III.2.2 Ecoulement en charge :

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

III.3 Choix du matériau des conduites :

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le polyéthylène haut densité (PEHD).

➤ Fonte ductile:

La fonte ductile a une très bonne résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures. Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse. Lorsque l'eau est très agressive, les revêtements sont renforcés. Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (6 mètres pour les grands diamètres). Ces joints permettent des orientations angulaires importantes mais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction. L'installation de la fonte nécessite un remblai plus soigné que pour l'acier.

Donc La fonte ductile est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions et il est peu sensible à la corrosion.

Néanmoins il présente un nombre de joints important et nécessite des butées "béton" lors des changements de direction pour les joints standards, les coûts de manutention sont aussi plus chers surtout pour les grands diamètres ; car la fonte est très lourde.

Les avantages des canalisations en fonte ductile sont :

- ✓ Résistance aux pressions élevées ;
- ✓ Bonne résistance aux forces internes ;
- ✓ 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;

➤ Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout s'il s'agit d'un sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

L'assemblage réalisé par soudure assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints contrairement à la fonte. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide que celle de la fonte.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- ✓ Découpable, soudable ;
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Résistant aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- ✓ Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- ✓ Disponibilité sur le marché national;
- ✓ Moins d'accessoires (pas de joints) ;

Inconvénient :

- Leur inconvénient majeur est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

➤ Le polyéthylène à haute densité (PEHD) :

Les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- ✓ Résistance à toutes agressions chimiques ou électriques,
- ✓ Canalisations robustes, rapides et faciles à poser,
- ✓ Conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

Néanmoins son prix devient très onéreux et présente un grand risque d'ovalisation pour les grands diamètres et nécessite des accessoires spéciaux.

Conclusion :

Pour résumer : l'acier est généralement employé pour les lignes de grande dimension (supérieures à DN600), pour le passage en fortes pentes, des terrains très accidentés et des zones de haute pression où le choix de l'acier est incontestable, tant sur le plan technique que financier.

En revanche, les tuyaux en fonte ductile sont particulièrement intéressants pour les diamètres courants (DN300 à 600 mm), les tronçons moins accidentés et les lignes droites du tracé où la fonte ductile offre un coût de revient sensiblement inférieur à l'acier.

L'emploi du PVC et du PEHD se limite généralement aux réseaux de distribution locaux.

Dans notre adduction on a choisi des conduites en acier vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui est relativement accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction, mais aussi et surtout lorsqu'on a de grands diamètres et un long tracé le choix de l'acier s'impose par rapport à la fonte.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

Et seront revêtus intérieurement par la résine époxy pour protection contre la corrosion

Extérieurement, ils recevront un revêtement tri-couche :

- Une couche de résine époxy appliquée par poudrage électrostatique ;
- Un adhésif copolymère appliqué par extrusion ;
- Une troisième couche en polyéthylène également appliqué par extrusion.

Mais ce revêtement extérieur, d'aussi bonne qualité soit-il peut être blessé lors du transport ou de la pose. C'est pourquoi, il est impératif de mettre en place une protection cathodique.

La protection cathodique s'impose aussi ; car le sol a une faible résistivité et donc le matériau sera dans un terrain agressif. (Le résultat des mesures de la résistivité sera discuté dans la prochaine section)

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

III.4 Etude géophysique de la bande de l'adduction :

La géophysique s'intéresse aux propriétés électriques des sols et des roches. Ces propriétés électriques peuvent être mesurées de plusieurs façons.

La méthode de prospection mise en œuvre est adaptée aux objectifs recherchés. Les sondages électriques ont porté sur des profondeurs de 1 à 5 m le long du tracé selon la nature des sols et les zones à eaux.

La prospection a été réalisée par sondages électriques. Le nombre de stations de mesure a été déterminé en fonction de la géologie et de la dispersion des valeurs des résistivités entre les stations.

La prospection du tracé de l'adduction et des sites d'implantation des stations de reprise permet :

- ✓ La détermination des propriétés électriques des sols du tracé de l'adduction ;
- ✓ L'interprétation des résultats sur l'agressivité spécifique des sols du tracé prospectés.
- ✓ Définir les caractéristiques physiques et mécaniques de tous les faciès traversés aussi bien pour les adductions que pour les terrains de fondations des ouvrages lourds

III.4.1 Appareillage et équipement

Les mesures ont été exécutées avec un dispositif Wenner.

Jeux d'électrodes et accessoires (divers câbles et enrouleurs, électrodes...etc.).

III.4.2 Principe de mesure de la résistivité [6]

On installe deux électrodes A et B en surface, on injecte par A et on recueille le courant par B. On mesure grâce à un voltmètre la différence de potentiel entre deux points en surface M et N. L'intensité du courant injecté est mesurée grâce à un ampèremètre sur le circuit AB-sol (Figure III.1).

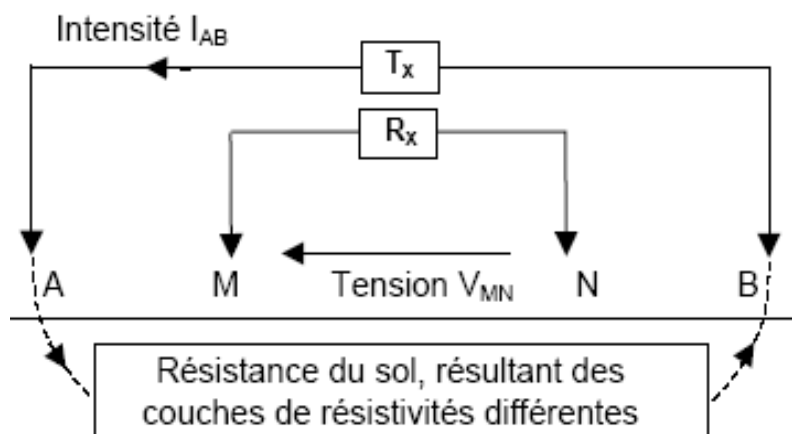


Figure III.1 : Dispositif de la prospection électrique

La résistivité ρ est la résistance R d'un cube unité pour un courant s'écoulant entre deux faces opposées, la résistance d'un bloc rectangulaire de matériau est proportionnelle à la distance x que le courant doit parcourir et inversement proportionnelle à l'aire A de la section :

$$\rho = R (A/x)$$

La résistivité est mesurée en ohms-mètres ($\Omega.m$).

Sur l'adduction RT2-STE d'une trentaine de kilomètres de long, 75 mesures ont été effectuées avec un pas de 200 à 500 m en moyenne.

Sur l'adducteur BC3-STE, les 20 mesures ont été réalisées avec un pas de 140 à 300 m en moyenne sur les 3.5 kilomètres de long.

Les résultats de mesure sont illustrés dans les **Figure III.2** et **Figure III.3**.

III.4.3 Corrosivité des sols

La corrosivité des conduites enterrées constituées de matériau métallique en fonction de la résistivité des sols est donnée dans le tableau III.1 (*Normes : ASTM G57-95*):

Tableau III.1: Classification de la corrosivité en fonction de la résistivité.

Résistivité du sol ($\Omega.m$)	Corrosivité
< 5	Très élevée
5 à 20	Elevée
20 à 50	Moyenne
50 à 100	Faible
> 100	Très faible

III.4.4 Résultats de la mesure de résistivité : (source TASSILI ENGINEERING)

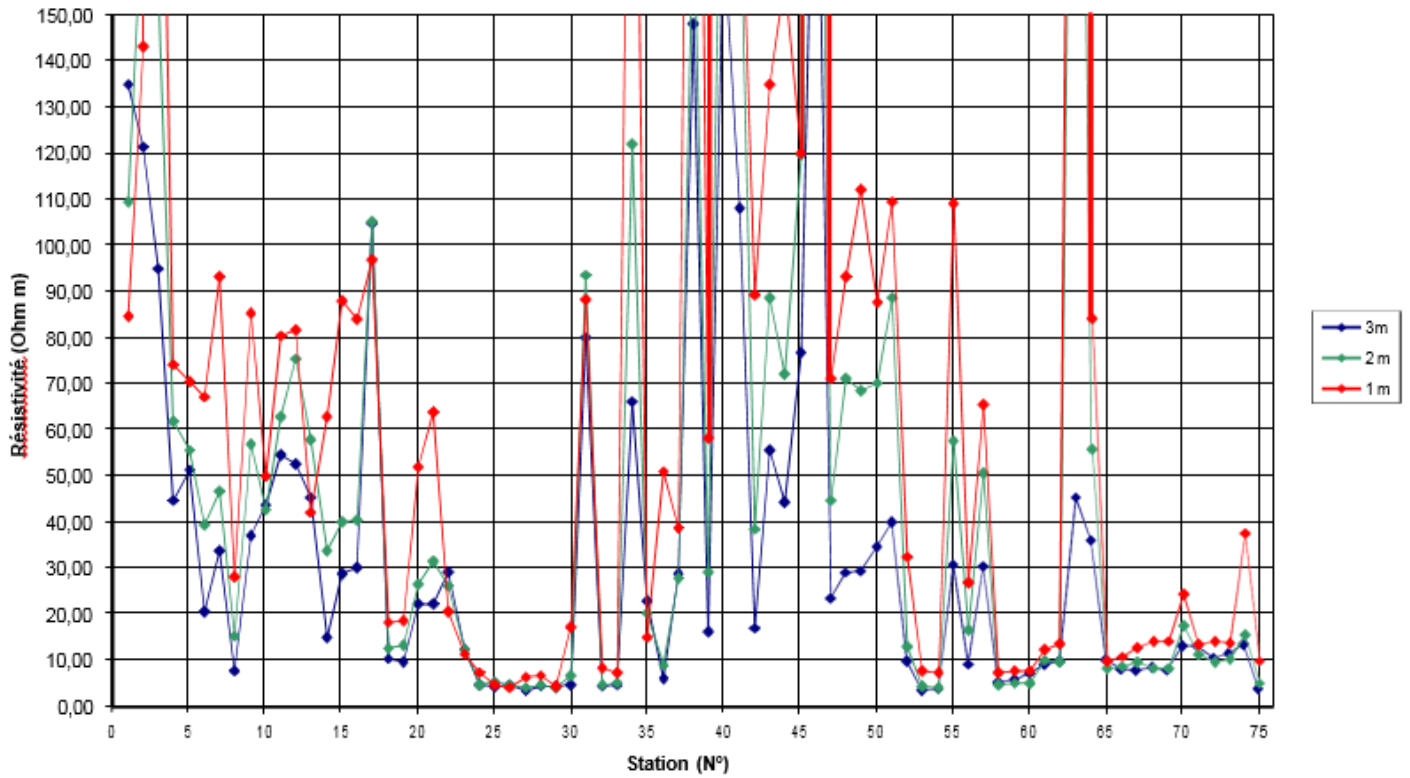


Figure III.2 : Evolution des résistivités sur l'adducteur RT2 - STE Sidi Abdelli

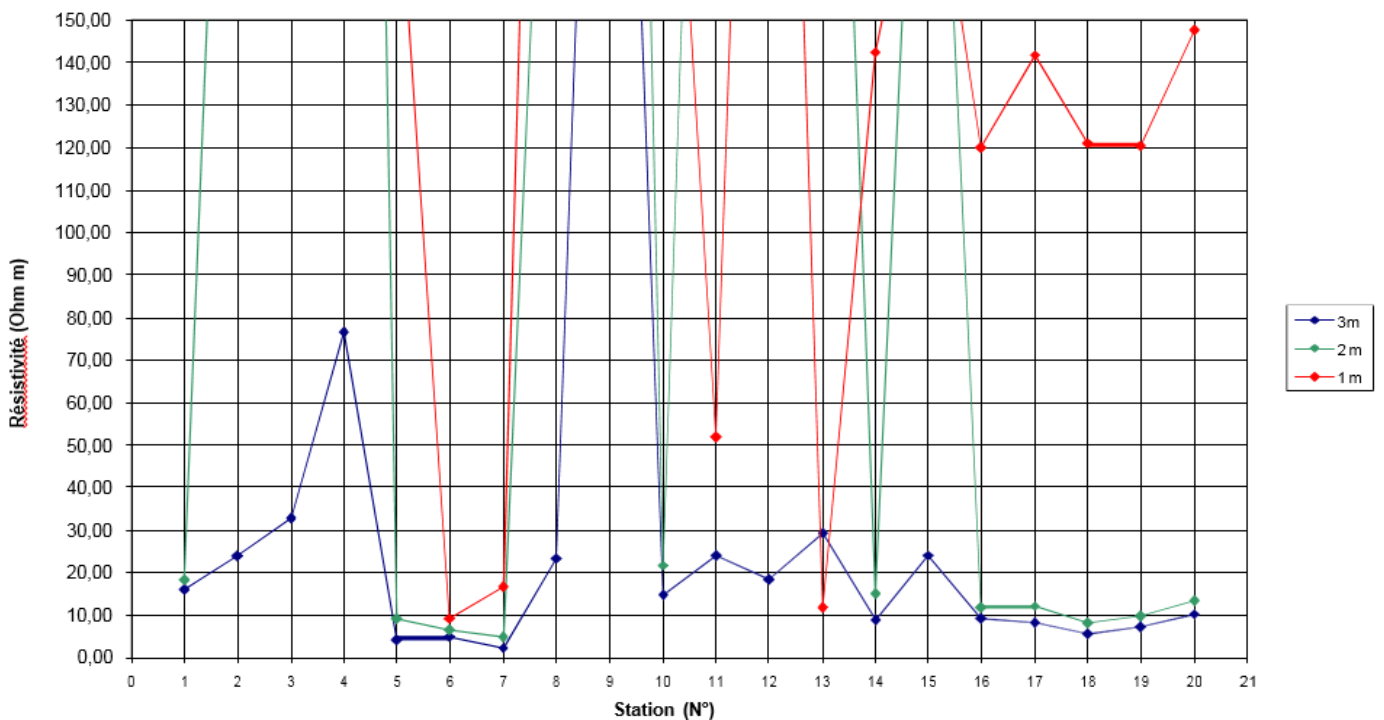


Figure III.3 : Evolution des résistivités sur l'adducteur BC3 - STE Sidi Abdelli

Interprétation**➤ Adduction RT2 – Sidi Abdelli**

Sur les 75 stations de mesures la résistivité moyenne est de 54 Ohm.m mais elle n'est en aucun cas significative vu que 4 mesures sont inférieures à 5 Ohm m, 29 sont comprises entre 5 et 20 Ohm, 14 indiquent une agressivité moyenne et enfin 28 sont supérieures à 50 Ohm.m

Les plus faibles valeurs de résistivité sont situées de part et d'autre du site de la station de pompage. La première près du site de la SP (R24 à R30), la seconde vers la fin de l'adduction. Ces deux zones se développent sur des faciès marneux et argileux probablement plus humides. Elles sont à fort potentiel de corrosivité.

➤ Adduction BC3 – Sidi Abdelli

L'adduction traversera en général des terrains cohérents assez homogènes à potentiel de corrosion électrochimique faible, à moyen parfois fort, surtout à 2 et 3 m de profondeur. Sur les 20 stations de mesures de résistivité effectuées, près de 08 ont une corrosivité élevée.

Conclusion :

Les résultats de mesures confirment nos prescriptions sur la protection à adopter.

III.5 Proposition et Choix des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source et le réservoir ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

Nous étudierons d'abord les variantes de la RT2 – Sidi Abdelli en faisant le choix de la variante adéquate.

Ensuite on étudiera l'adduction BC3 – Sidi Abdelli

III .5.1 Adduction RT2 – Sidi Abdelli :**III.5.1.1 Proposition des variantes :****a) Variante 1 :**

Elle prend naissance au Pk 7 + 150 km, sur la rive gauche de la Tafna juste avant le Douar Ouled Chiha, cote 190 m NGA. Elle suit une piste vers l'est, traverse l'oued Tafna, ensuite la RN22, puis continue pour rejoindre la CW 104 qui mène vers Sbaa Chioukh, qu'elle longe par le Sud, puis par le nord pour rejoindre le point 620-630 m NGA en passant par un autre point haut (548 m NGA). Elle redescend en suivant des pistes et passant au sud d'Ain Takbalet après avoir traversé l'oued Tiloua, l'oued Isser à l'aval du barrage de Sidi Abdelli et remonte ensuite vers la station de traitement.

b) Variante 2 :

Cette alternative qui démarre à partir d'un piquage situé à l'amont de l'entrée du RT2 sur la conduite RT1-RT2 (DN1200). Elle longe le CW 71 et CW 19 par le Sud, après avoir recoupé l'oued Sikkak, et l'oued Amieur, elle remonte toujours en longeant le CW 71 vers Bensekrane

en contournant par le Sud cette importante agglomération. Ce contournement est très problématique dans cette variante car elle reste très proche des habitations. L'adduction rejoint la route à Si Abderrahmane à l'amont d'une zone instable importante. Elle longe ensuite la route (CW19) avec tous ses lacets jusqu'à l'agglomération de Sidi Abdelli qu'elle contourne par le Sud pour rejoindre la STE.

c) Variante 3 :

Cette variante démarre au même titre que la variante précédente à l'amont du RT2. Elle suit par le nord le long de la piste d'exploitation le tracé de l'adduction existante RT2 – réservoir Sikkak. Elle recoupera celle-ci juste avant l'entrée au réservoir. Elle traverse l'oued Sikkak à l'aval du barrage puis l'oued Amieur puis longe la rive droite de cet oued pour rejoindre un plateau situé à la cote 320 environ. Elle rejoint la RN2 qui relie Bensekrane à Amieur. Après l'avoir recoupé à deux reprises, elle rejoint le CW 19 en évitant les zones instables qui longent cette route à la sortie de Bensekrane sur plusieurs km. Elle longe ensuite le CW 19 à proximité (au nord) de l'adduction existante reliant le BC3 vers Bensekrane dont plusieurs regards sont visibles le long de la route. Après avoir traversé l'oued Isser elle passe par le nord à l'aval du barrage de Sidi Abdelli et au pied d'une grosse antenne téléphonique pour aller rejoindre la Station de traitement.

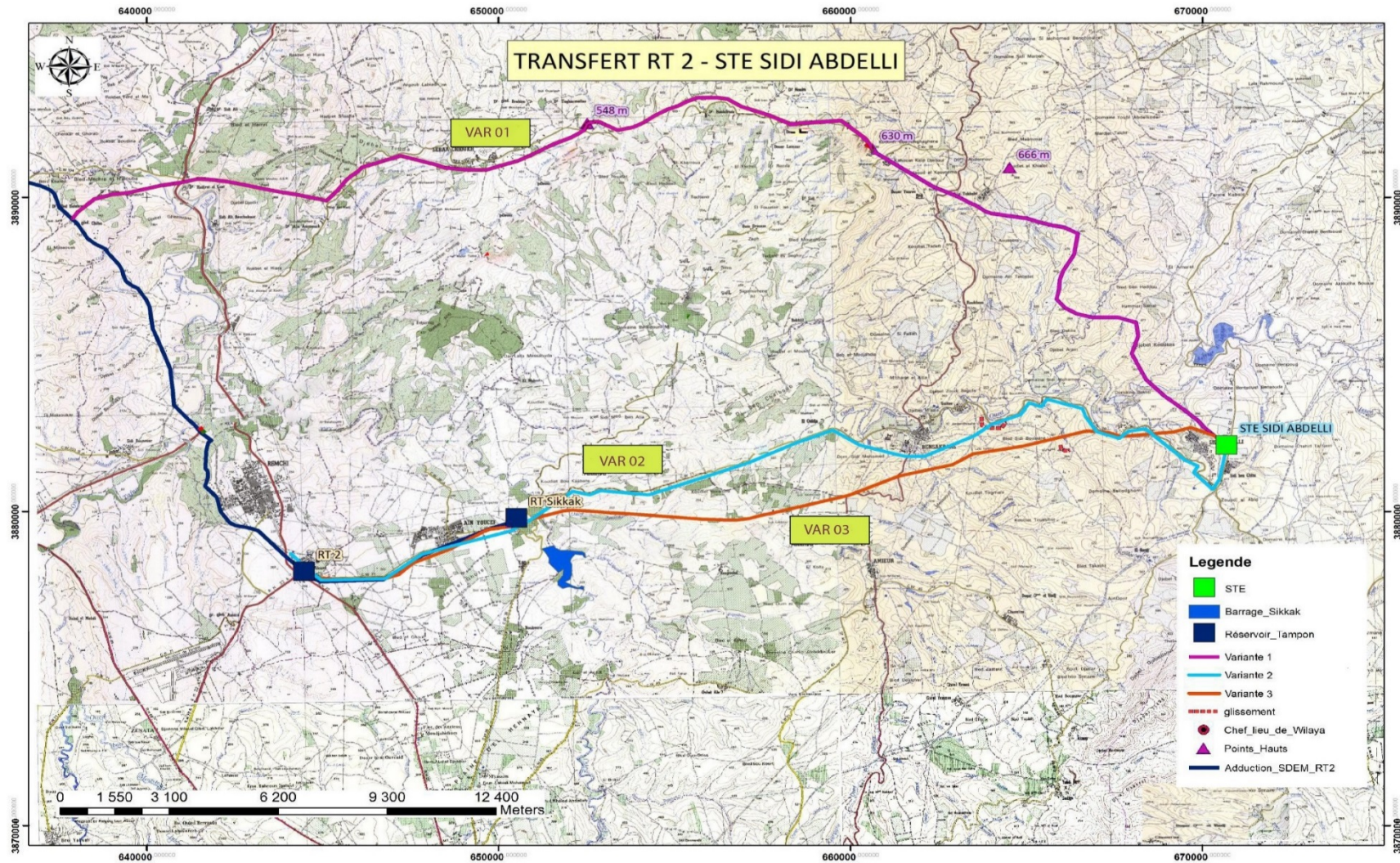


Figure III.4: Tracé des variantes étudiées.

III.5.1.2 Choix de la variante

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles, et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

Donc on va dimensionner le diamètre économique et avantageux pour chaque variante ainsi que le calcul de la HMT, cela dit le calcul exact du diamètre est laborieux, donc pour pouvoir départager les variantes on va opter pour l'une des formules simplifiées du calcul du diamètre économique, et notre choix porte sur l'application de la formule de Bonin avec :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{III.1}$$

Les cotes piézométriques des points de raccordement sur la conduite sont prélevées sur le profil piézométrique du niveau minimal du transfert élaboré par l'entreprise de réalisation et qui nous a été remis par l'ADE.

Le débit de calcul est pris égal à **100 000 m³/j**.

A) Variante 1 :

C'est une adduction mixte *gravitaire-refoulement* puis *refoulement-gravitaire*, donc le dimensionnement des parties doit être étudié à part, de plus il faut dimensionner le réservoir d'équilibre reliant les deux adductions.

A.1) Gravitaire N°1:

Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont respectivement H piézo Amont = 386.4 et H aval 360 m d'où une dénivelée de 26.4 m, en appliquant la formule de pertes de charges

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots \text{III.2}$$

Avec K'=0,00179, β=2 et m=5,3

Donc on calcule le diamètre :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots \dots \dots \text{III.3}$$

$D_{av} = 1.019 \text{ m}$

❖ On adopte un diamètre avantageux de 1000 mm.

A.2) Refoulement :

Comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que :

❖ D= 1000mm

$$\diamond \Delta H_i = 299 \text{ m}$$

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots \text{III.4}$$

$$\text{D'où } H_{mt} = 270 + 29 = 299 \text{ m}$$

A.3) Gravitaire N°2 :

Le calcul du diamètre avantageux nous donne :

$$\diamond D = 800 \text{ mm.}$$

Le piquage se fera sur le transfert de la SDEM Honaine entre le RT1 et le RT2 au PK 5+050 avec une cote piézométrique résultante de 386 m.

L'adduction de transfert comporte :

- ✓ Une partie gravitaire d'une longueur de 6 300 ml en DN 1000 mm.
- ✓ Une station de pompage d'une HMT = 299 m.
- ✓ Un réservoir pour la mise en charge de la station de pompage projetée
- ✓ Une conduite de refoulement DN 1000. L = 18 230 ml.
- ✓ Un réservoir de transit pour desservir par gravité la STE de Sidi Abdelli
- ✓ Une conduite par gravité d'une longueur de 16 416 ml en DN 1100 mm.

B) Variante 2 :

C'est une adduction mixte gravitaire-refoulement :

En appliquant la même méthode que pour la Variante N°1 on obtient :

B.1) Partie Gravitaire :

$$\diamond D_{av} = 1100 \text{ mm}$$

B.2) Partie Refoulement :

$$\diamond D_{ec} = 1000 \text{ mm}$$

$$\diamond H_{mt} = 168 + 18 + 10$$

Le piquage se fera sur le transfert de la SDEM Honaine avant l'entrée du RT2 :

- ✓ Une conduite par gravité d'une longueur de 19 530 ml en DN 1000mm.
- ✓ Une station de pompage d'une HMT = 196 m.
- ✓ Un réservoir de transit pour une mise en charge de la station de pompage projetée
- ✓ Une conduite de refoulement DN 1100, L = 11 292 ml .

Cette variante montre un écrêtement de la conduite d'où la nécessité de relever la Hmt de 10 mètres. (Annexe III.1)

C) Variante 3 :

C'est une adduction mixte gravitaire-refoulement :

En appliquant la même méthode que pour la variante 1 on obtient :

C.1) Partie Gravitaire :

❖ $D_{av} = 1000 \text{ mm}$

C.2) Partie Refoulement :

❖ $D_{ec} = 1100 \text{ mm}$

❖ $H_{mt} = 168 + 24 = 192 \text{ m}$

Le piquage se fera sur le transfert de la SDEM Honaine avant l'entrée du RT2.

L'adduction de transfert comporte :

- ✓ Une conduite par gravité d'une longueur de 11 930 ml en DN 1000 mm.
- ✓ Une station de pompage d'une HMT = 192 m.
- ✓ Un réservoir de transit pour mise en charge de la station de pompage projetée
- ✓ Une conduite de refoulement DN 1000, L = 15 420 ml.

III.5.1.3 Discussion des résultats

On a fait une étude préalable des différentes variantes qui est loin d'être méticuleuse mais qui va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet et sur laquelle on fera une étude détaillée.

Tableau III.2 : Comparaison des différentes variantes.

Variantes	Linéaire de la conduite (m) – Diamètre (mm) (Gravité)	Linéaire de la conduite (m) – Diamètre (mm) (Refoulement)	Nombre de réservoirs	Hmt (m)
1	6300 - 1000 16416 - 1100	18230 - 1100	2	299
2	19530 - 1100	11292 - 1100	1	196
3	11930 - 1000	15420 - 1100	1	192

On constate que la variante nord 1 présente un linéaire presque double des variantes sud avec des stations de pompage d'HMT importantes supérieures à 299 m. Elle nécessite également la réalisation d'un réservoir de transit important installé au point haut afin de dominer la partie gravitaire.

Les variantes sud qui sont relativement proches se différencient surtout par le linéaire et la capacité de la station de pompage. **Le tableau III.3** compare les linéaires ainsi que le nombre de réservoirs et la Hmt de la station de pompage. On a donc pu éliminer la variante N°2 qui présente un risque d'écrêtement avec aussi une plus grande Hmt et un plus grand linéaire.

Donc grâce à cette étude de prédimensionnement et sans rentrer dans le détail des estimations financières, on constate que la variante N°3 est la plus intéressante du fait que tous les éléments de comparaison ont des caractéristiques plus réduites ; longueur, nombre de

réservoir à réaliser et HMT (moins d'énergie à consommer), et elle engendrera un volume de travaux nettement plus faible et donc un coût des travaux également plus bas.

La variante choisie est donc la N°3. C'est-à-dire qu'on va étudier méticuleusement une adduction mixte qui est constituée d'une partie gravitaire et une autre de refoulement, et un réservoir de transition reliant les deux parties.

III.5.2 BC3 – Sidi Abdelli :

III.5.2.1 Proposition des variantes :

a) Variante 1 :

Suivre le tracé de l'adduction actuelle en restant du côté gauche (Ouest) afin d'éviter de traverser l'adduction existante plus d'une fois. Le tracé de cette variante est décrit précédemment.

b) Variante 2 :

Un tracé alternatif au tracé de l'adduction existante a été reconnu. Il prend son point de départ par un piquage à 10 mètres de la sortie du BC3 sur la conduite reliant BC3 – BC2 . Elle prend une direction Nord , passe à travers champs sans aucun obstacle, pour rejoindre le tracé de l'adduction existante au delà de la route asphaltée (CW53). A partir de la, le tracé reste parallèle à celui de l'adduction existante. Il sera inscrit sur le côté opposé de la route.

A la sortie de l'agglomération de Sidi Abdelli, le tracé traverse la route et va ensuite rejoindre le site du réservoir projeté.

c) Variante 3 :

Cette variante de tracé suit le CW 19, sur le côté gauche de la chaussée. Il va rejoindre le tracé de l'ancienne adduction après l'intersection avec la CW 53.

Le point de prélèvement des eaux est situé juste avant, à l'endroit où l'adduction BC3-BC2 croise la route asphaltée (CW19).

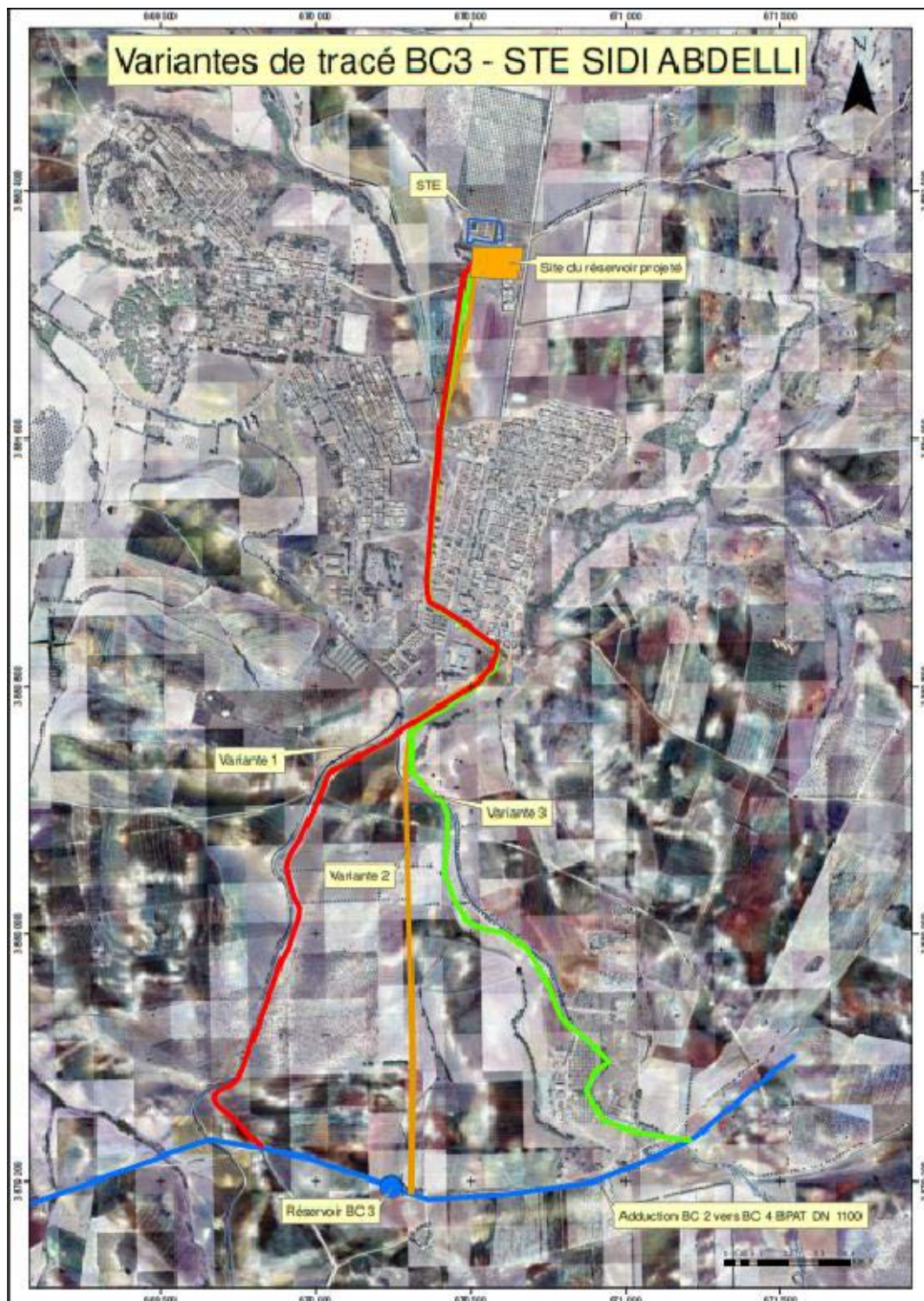


Figure III.5 : Variantes de transfert du BC3 vers la station de Sidi Abdelli

III.5.2.2 Choix de la variante :

Une première comparaison présentée sous forme d'un tableau permet une vision claire des avantages et inconvénients de chaque variante.

Tableau III.3 : Comparaison entre les différentes variantes

Eléments de comparaison	Variante N°1	Variante N°2	Variante N°3
Tracé	Suit le tracé de l'ancienne adduction STE monobloc – BC3 Longe CW 53	A travers champ	Longe le CW 19 sur le coté gauche (Ouest)
Forme du tracé	Légèrement sinueuse	En ligne droite	Sinueuse
Longueur - ml	3 517	3 280	3 548
Avantages	Piste de chantier existante, Terrains probablement expropriés Plus court que la variante 3	Tracé légèrement plus court	
Inconvénients	Légèrement plus long que la variante 1, mais plus court que la V3	Traverse des terrains à fort rendement agricole dans sa partie médiane. Il sera très difficile de convaincre les propriétaires de céder leurs terrains.	Tracé plus long Terrains à exproprier

Comme on le constate les linéaires des variantes analysées sont proches et n'ont pas une grande influence sur le cout de la canalisation.

Sans rentrer dans le détail des estimations financières, le choix est porté sur la variante N°1 du fait des avantages que procure cette dernière, qui sont principalement les suivants :

- ✓ Piste de chantier existante ;
- ✓ Terrains expropriés ;
- ✓ Moins de difficultés avec le voisinage ;

III.6 Calcul hydraulique :

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

III.6.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

✓ Formule de BRESSE :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.5)$$

✓ Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m);

Q : Débit véhiculé (m³/s).

1. Calcul des pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue ε exprimée en (mm) ;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_L = j \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

V: Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_L : Pertes de charge linéaires en (m) ;

j: Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

✓ Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec :

ϵ : Rugosité de la conduite en mm (0.1mm) ;

D: Diamètre de la conduite en (mm).

✓ Formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec : $\lambda=f(Re, \epsilon/D)$

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

V: Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D: Diamètre de la conduite en mètre (m) ;

g: Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;

Re: Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS ;

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337.t+0,000221.t^2)} \dots\dots\dots(III.10)$$

t: Température de l'eau en degrés (on prend l'eau à 20°C).

$$\nu = 1,004 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

2. Calcul des pertes de charge singulière :

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc.

Dans notre cas les pertes de charge singulières représente **10%** de celle linéaire :

$$\Delta H_S = 0,10 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(III.11)$$

3. Calcul des pertes de charge Totale :

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,10 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale en (m) ;

ΔH_S : Perte de charge singulière en (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m).

4. La hauteur manométrique totale HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration (m), Dans notre cas $\Delta H_a = 0,5m$;

ΔH_r : Perte de charge au refoulement (m).

5. Puissance des pompes :

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \times Q \times H_{MT}}{\eta} \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

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

Q : Débit à refoulé (m^3/s) ;

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

η : Rendement du pompage (75%).

6. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec :

E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh) ;

P : Puissance absorbée (Kw) ;

T: Temps de pompage en (heure). T= 20h

7. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \dots\dots\dots (III.16)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DZD) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie selon le tarif choisit

Tableau III.4 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DZD)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	1,911
Heures de pointes	17 à 21 h	4	7,267
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	1,064

(Source SONALGAZ 2015)

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

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

$$\delta = \frac{1.911 * 12,5 + 1.064 * 7,5}{20} \Rightarrow \delta = 1,59 \text{ DZD}$$

8. Frais d'exploitation :

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

$$F_{\text{exp}} = E \times e \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (DZD) ;

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kw) ;

e: Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. (e=1.59 DZD)

9. Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (III.18)$$

Avec :

P_{rc}: Prix de la conduite en (DZD) ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots (III.19)$$

Avec :

i: Taux d'annuité (i = 8%);

n: Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n = 30 ans.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i = \frac{0,1}{(1+0,1)^{30} - 1} + 0,1 = 0,0888 = 8,88\%$$

III.6.2. Calcule des diamètres économiques des conduites gravitaires :

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

$$\Delta H = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (III.2)$$

De cette formule on va tirer le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

L: Longueur de la conduite (m) ;

ΔH : Charge disponible (m) ;

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

K', β, m: Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

Tableau III.5: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

matériau	K'	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Plastique	0,001052	4,774	1,77

III.7 Dimensionnement des adductions :

III .7.1 Adduction RT2 – Sidi Abdelli :

III.7.1.1 Partie gravitaire :

Ce tronçon relie le point de piquage au (réservoir tampon) qui est situé à une cote de 345,3m NGA et un réservoir de transition qui sera projeté à une cote de 301 m NGA.

Le dimensionnement de ce tronçon se fera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible H_d .

Par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (IV.2):

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \times 1,1 \times 11930 \times 1,339}{44,3}} = 0,937 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 937 mm mais il faut le normaliser, puis vérifier si les vitesses sont admissibles et si la ligne de charge engendrée par le diamètre unique et qui est une ligne droite reliant les deux réservoirs, écrête le terrain naturel.

DN= 1000 mm.

III.7.1.2 Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

Ce tronçon relie la station de pompage et la STE, il s'étale sur une longueur de 15 420m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

H_g = Côte STE - Côte station de pompage

$$H_g = 466 - 298 = 168 \text{ m}$$

Le calcul des coefficients de frottements λ sera moyennant la formule de COLEBROOK, en prenant une rugosité nominale $\varepsilon=0,4$ mm.

Comme dit précédemment, on peut avoir une approximation du diamètre économique grace aux formules de BONIN et BRESSE et donc obtenir un intervalle.

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{1,389} = 1,179 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{1,389} = 1,76 \text{ m}$$

Les calculs hydrauliques sont conduit pour un pompage t avec arrêt de pompage lors des heures de pointe soit 20h /24).

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

Tableau III.6: Calcul de la perte de charge (ΔH_T).

D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)
800	2,765	2202797,09	0,0160	15420	119,8689	11,9869	131,8558
1000	1,769	1762237,67	0,0154	15420	37,8053	3,7805	41,5858
1200	1,229	1468531,39	0,0150	15420	14,7865	1,4786	16,2651
1400	0,903	1258741,2	0,0147	15420	6,7095	0,6709	7,3804
1600	0,691	1101398,55	0,0145	15420	3,3940	0,3394	3,7334
1800	0,546	979020,93	0,0143	15420	1,8653	0,1865	2,0518

Tableau III.7: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D_{int} (mm)	ΔH_T (m)	H_g (m)	H_{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DZD)
800	131,8558	168	299,8558	5447,384	39765906,6	63227791,4
1000	41,5858	168	209,5858	3807,479	27794593,2	44193403,2
1200	16,2651	168	184,2651	3347,486	24436645,5	38854266,4
1400	7,3804	168	175,3804	3186,080	23258384,6	36980831,5
1600	3,7334	168	171,7334	3119,826	22774728,4	36211818,2
1800	2,0518	168	170,0518	3089,277	22551723,7	44193403,2

- **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau III.8: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D_{int} (mm)	Prix du ml (DZD)	L(m)	A (%)	F_{inv} (DZD)
800	34376	15420	8,88	47070919,3
1000	45183	15420	8,88	61868901,2
1200	71334	15420	8,88	97677360,9
1400	73015	15420	8,88	99979147,4
1600	85329	15420	8,88	116840658
1800	114537	15420	8,88	156835056

Source prix (Trouvay & Cauvin SPA)

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

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

Tableau III.9: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	F_{exp} (DZD)	F_{am} (DZD)	Bilan (DZD)
800	63,22	47,07	110,3
1000	44,19	61,67	106,06
1200	38,85	97,68	136,53
1400	36,98	99,98	136,96
1600	36,21	116,84	153,05
1800	44,19	156,84	198,29

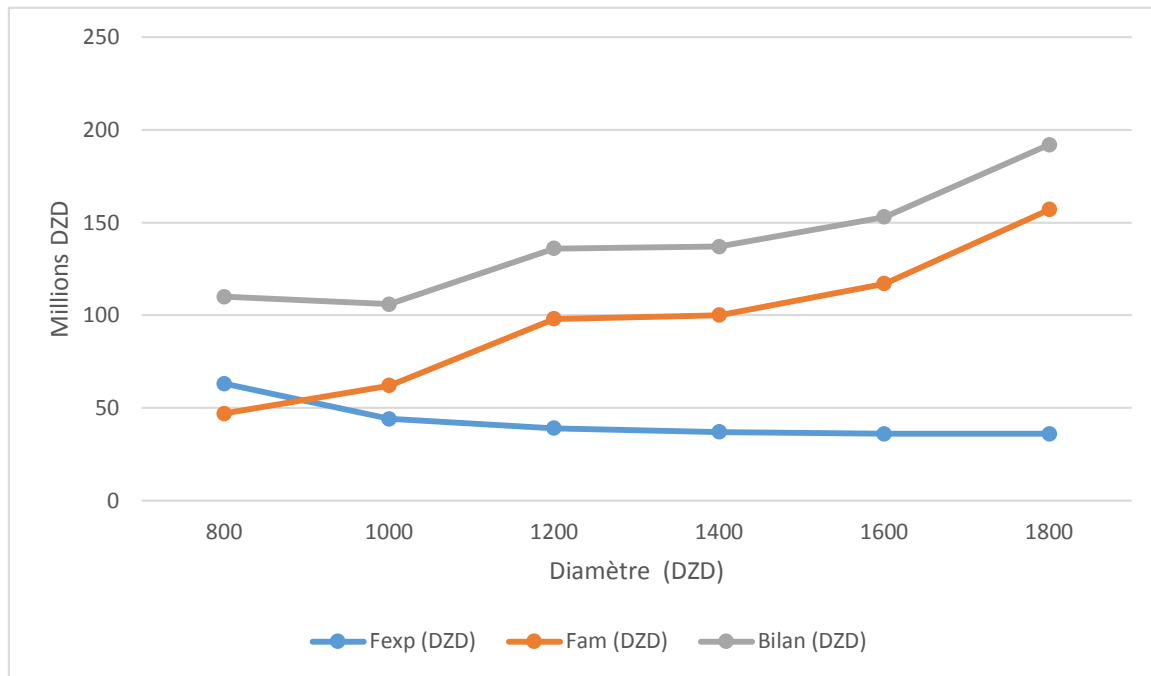


Figure III.6: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

Interprétation de la figure:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est 1000 mm pour un pompage de 20h par jour avec l'arrêt de la pompe pendant les heures de pointe.

III .8.2 Adduction BC3 – Sidi Abdelli :

On a une adduction gravitaire, son dimensionnement se fera donc par le calcul du diamètre avantageux en utilisant la formule de Darcy Weisbach

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

On aura donc :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,00179 \times 1,1 \times 3517 \times 0.362}{64.91}} = 0,582 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 582 mm mais il faut le normaliser, et vérifier si la ligne de charge engendrée par le diamètre unique ne va pas écrêter le terrain naturel, et si la vitesse que véhicule la conduite est admissible.

Vérification de la vitesse :

Ø600 → $V = 2,13 \text{ m/s} > 2 \text{ m/s}$

Ø800 → $V = 1,2 \text{ m/s}$

On préconise donc un diamètre DN 800 d'une conduite en Acier, pour laquelle on aura une charge résiduel de 57 mCe , et pas de risque d'écrêtement du terrain par la ligne de charge.

Conclusion :

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit :

- l'adduction RT2 - STE sera composée d'une partie gravitaire de **12 Km** de longueur et de **1000 mm** de diamètre et une partie refoulement de **15,4 Km** de longueur et un diamètre de **1000mm** avec une station de pompage et un réservoir.
- L'adduction BC3 – STE, elle comporte une adduction de **3,5 Km** et un diamètre de **800 mm**, qui achemine l'eau vers un réservoir projeté à l'amont de la STE.

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent bien remplir les tâches pour lesquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement varié au cours du temps.

IV.1 Fonctions des réservoirs [5] [4]:

✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

IV.2 Prescriptions sanitaires [5]:

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.

- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3 Classification des réservoirs :

✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Sur sol;
- Sur tour (château d'eau).

✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée:**

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

- **Circulaire:**

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

IV.4 Dimensionnement 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** : Qu'on a utilisée pour dimensionner le premier réservoir. (Réservoir de la SP)
- ✓ **La méthode graphique** : Utilisée pour le dimensionnement du second réservoir (Sidi Abdelli).

IV.4.1 Réservoir de transit de la SP :

La station de pompage sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant gravitairement du RT2, avant d'être refoulée vers la STE de Sidi Abdelli.

Ce réservoir a pour principale vocation d'assurer un volume de régulation nécessaire au bon fonctionnement de la station de pompage : le débit refoulé est 1.20 fois supérieur à celui venant de RT2 du fait d'un arrêt de pompage de 4 heures durant les heures de pointe.

Le régime de travail de la station de pompage est tel que le montre la **figure IV.1**.

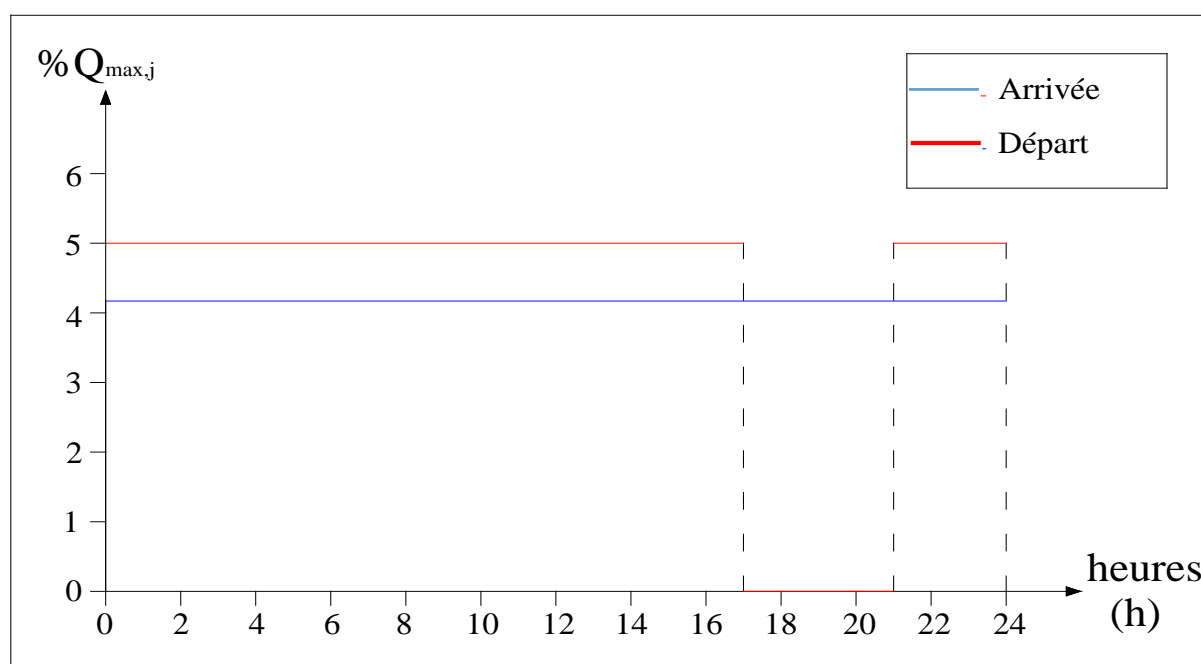


Figure IV.1: Régime de travail de la station de pompage

IV.4.1.1 Localisation du Réservoir :

Le site proposé est situé à six (6) kilomètres de la localité de Ain Youcef , à environ 600 mètres sur la droite de la route menant (CW 71) vers Bensekrane. Il est situé sur un plateau dont l'altitude atteint une cote de 301 mNGA. Sa superficie est largement suffisante pour l'implantation du réservoir et de la station de pompage. La position du réservoir a été choisie d'une part en raison de la charge hydraulique disponible mais d'autre part, en raison des conditions d'accès et situation relativement proche par rapport à la ligne électrique MT ou HT.

Par ailleurs la topographie du site et sa géologie sont favorable à l'implantation d'un ensemble réservoir – station de pompage.

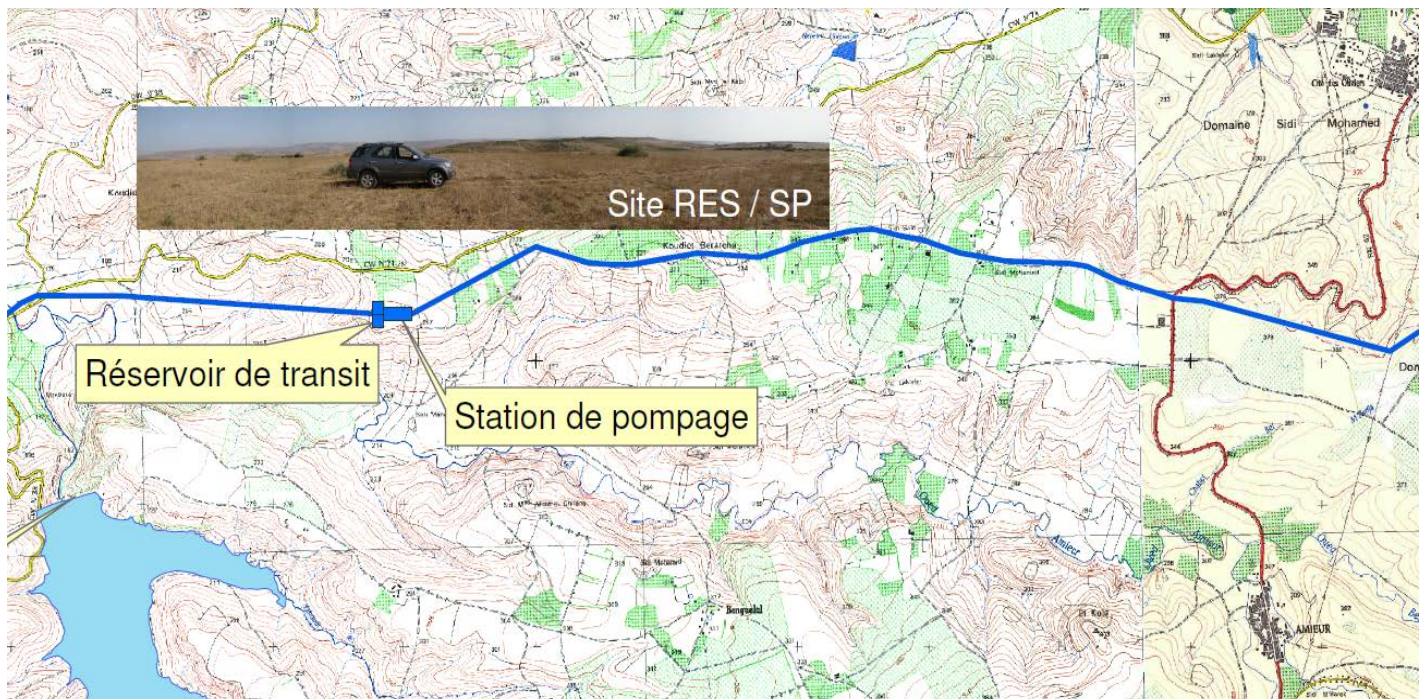


Figure IV.2 : Plan de situation du réservoir de la SP

IV.4.1.2 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots IV.1$$

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3/s$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots IV.2$$

a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage

Heure	Arrivée à la SP	Refoulement de la SP	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	5	--	0,83	13,36
1-2	4,17	5	--	0,83	12,53
2-3	4,17	5	--	0,83	11,70
3-4	4,17	5	--	0,83	10,87
4-5	4,17	5	--	0,83	10,04
5-6	4,17	5	--	0,83	9,21
6-7	4,17	5	--	0,83	8,38
7-8	4,17	5	--	0,83	7,55
8-9	4,17	5	--	0,83	6,72
9-10	4,17	5	--	0,83	5,89
10-11	4,17	5	--	0,83	5,06
11-12	4,17	5	--	0,83	4,23
12-13	4,17	5	--	0,83	3,40
13-14	4,17	5	--	0,85	2,55
14-15	4,17	5	--	0,85	1,70
15-16	4,17	5	--	0,85	0,85
16-17	4,17	5	--	0,85	0,00
17-18	4,17	0	4,17	--	4,17
18-19	4,17	0	4,17	--	8,34
19-20	4,17	0	4,17	--	12,51
20-21	4,17	0	4,17	--	16,68
21-22	4,17	5	--	0,83	15,85
22-23	4,17	5	--	0,83	15,02
23-24	4,17	5	--	0,83	14,19
Total	100%	100%	16,68%	16,68%	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,68 * 100000}{100} \Rightarrow V_r = 16\ 680\ m^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 16\ 680 + 120 \Rightarrow V_t = 16\ 800\ m^3$

Au regard de la caractéristique du transfert **1.39 m³/s**, le volume nécessaire à cette régulation peut être estimé à 20 000 m³.

Ce volume paraît suffisant pour assurer un fonctionnement correct de cette branche de l'adducteur

- La capacité normalisée sera : $V_n = 20\ 000\ m^3$.

IV.4.1.3 Choix du type de réservoir :

Vu l'importance du volume d'eau qui sera stockée, et en raison de la topographie des lieux d'implantation des ouvrages, le choix est tombé sur les réservoirs du type : rectangulaire.

Avantages :

- Economie sur les frais de construction ; Facilité du Coffrage;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;

IV.4.1.4 Dimensions du réservoir :

Calcul de la hauteur d'eau:

Pour le calcul de la hauteur d'eau dans les cellules, il faut avoir la surface nette ;

Surface totale hors œuvre du réservoir = 25,5 x 25,5= 650,25 m².

- Hauteur d'eau : $\frac{5000}{618,95} = 7,69\text{m}$

IV.4.1.5 Equipement hydraulique du réservoir 20000 m³ :

Le réservoir 20000 m³ qui est de forme rectangulaire à 4 cellules de même capacité, il est équipé des conduites suivantes :

- Une conduite d'arrivé d'alimentation principale DN 1000 .
- Une conduite de départ ou de distribution principale DN 1000.
- Une conduite de trop plein DN 700.

Généralement les grands ouvrages de stockage nécessitent le dimensionnement particulier, d'un déversoir de trop plein.

IV.4.1.6 Dimensions du déversoir du trop-plein DN700:

Ce déversoir prend aussi la forme rectangulaire.

La formule générale du débit passant à travers un déversoir est :

$$Q = m_0.L. \sqrt{(2g).H^{3/2}} \dots\dots\dots \text{IV.3}$$

Avec :

H : hauteur d'eau déversante.

m₀ : coefficient de débit.

g : accélération de la pesanteur.

L : largeur du déversoir.

On prend comme données de départ :

H : hauteur d'eau déversant =0,5 m

S : épaisseur du déversoir =0,10 m

p : hauteur de pèle = 7,69 m

Q = 1,389m³/s

$\frac{S}{H} = 0,33 < 0,67 \Rightarrow$ **déversoir à mince paroi.**

$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,0027}{H}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \left(\frac{H}{H+P}\right)^2\right)$ **Formule de BAZINIV.4**

$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,0027}{0,3}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \left(\frac{0,3}{0,3+7,69}\right)^2\right) = 0,41$

Il reste à déterminer la largeur du déversoir qui est l'inconnue.

Donc la largeur déversante L est égale à :

$$L = \frac{Q_1}{m_0 \cdot L \cdot \sqrt{(2g) \cdot H_3/2}} = \frac{1,389}{0,41 \cdot 4,43 \cdot 0,3^{3/2}} = 4,65 \text{ m}$$

Le déversoir aura une forme carrée de côté $lx=4,65$ m, pour une hauteur :

$$H_{\text{dev}} = \text{DN700} + 0,5\text{m} = 1,3\text{m}.$$

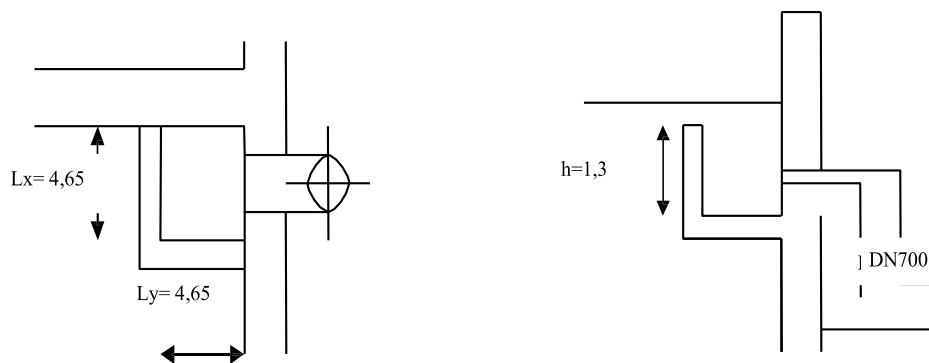


Figure IV.3 : coupe en plan et en travers du trop-plein DN700.

IV.4.2 Réservoir à l'amont de la STE :

Le réservoir prévu au droit de la STE a une double vocation :

- Assurer un volume de régulation nécessaire au bon fonctionnement de la station de pompage située sur la connexion RT2 – STE. En effet l'alimentation vers SBA fonctionne en 24h/24, tandis que le pompage à partir de la station de projetée se fait en 20h/24. Le réservoir projeté devrait disposer d'un volume permettant à la station de pompage de Sidi Abdelli de fonctionner en continu, même durant l'arrêt de pompage de 4 heures durant les heures de pointe de la station de transit acheminant les eaux de la SDEM de Honaine.
- Assurer un stockage pour les eaux provenant du BC3

IV.4.2.1 Localisation du réservoir:

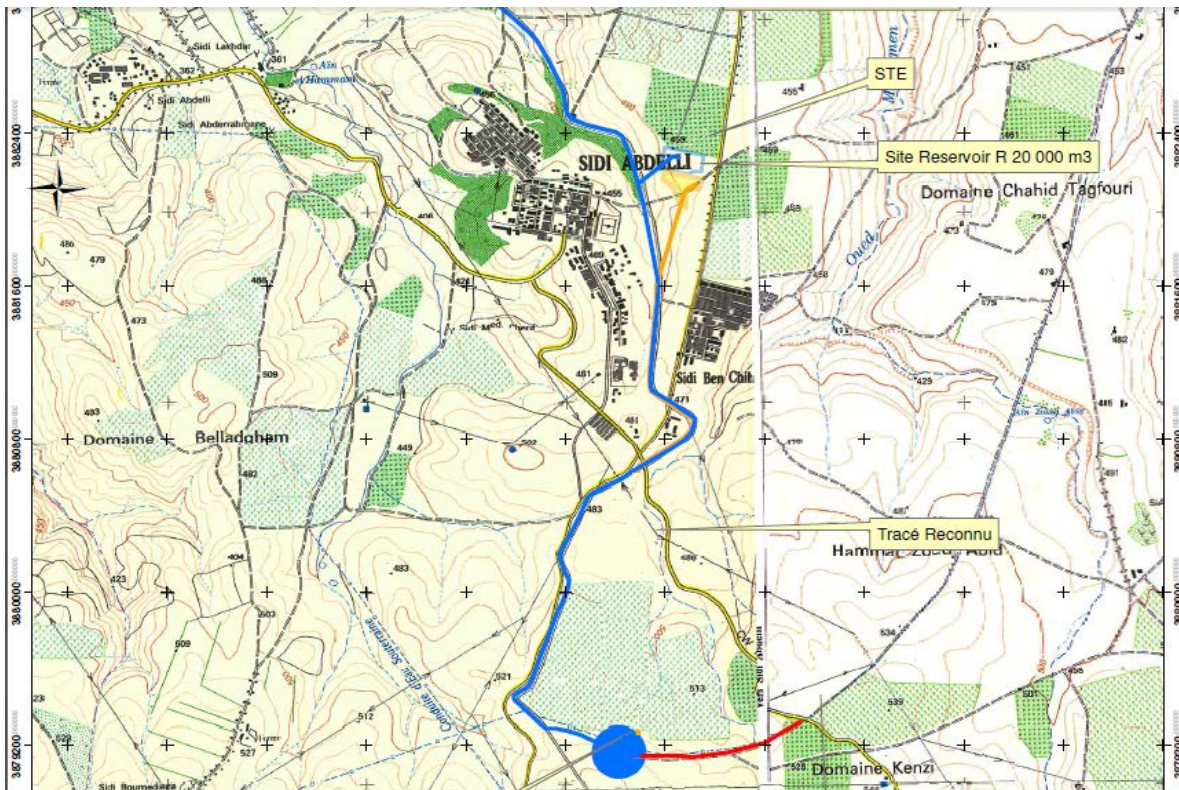


Figure IV.4 : Plan de situation du réservoir de la STE

Pour la détermination du volume du réservoir, nous avons établi un diagramme prenant en compte les volumes entrants et ceux sortants. Il ressort un excédent de 15 833 m³ à 19 heures et un déficit de 833 m³ à 23 heures.

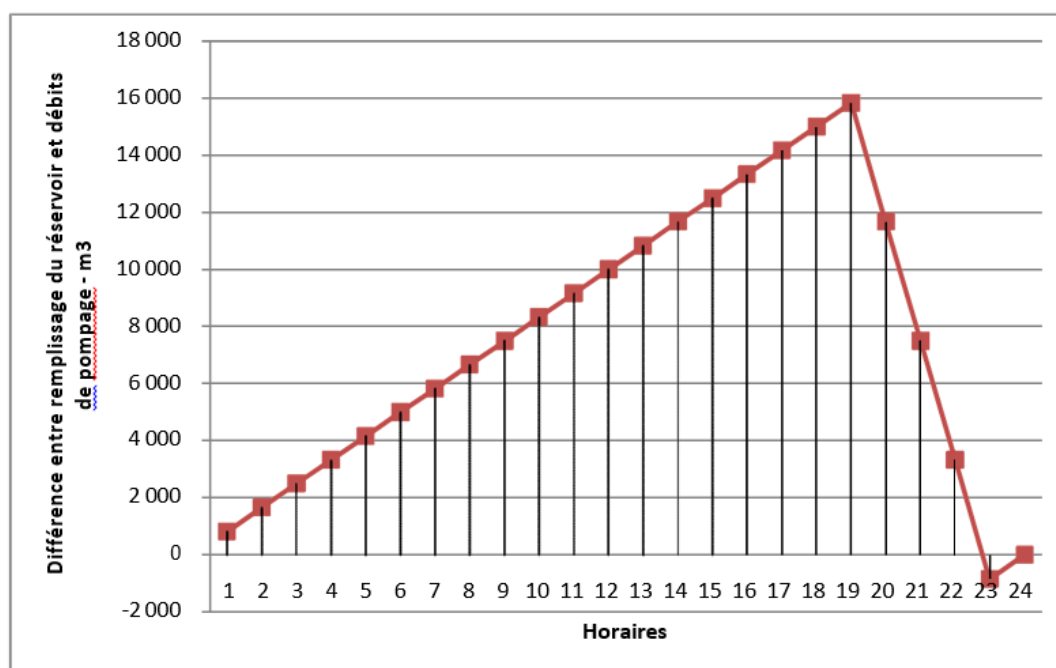


Figure IV.5: Représentation graphique de la consommation et l'apport

Le volume nécessaire pour la régulation est de 16 667 m³.

Au regard de la caractéristique du transfert (1.39 m³/s), le volume nécessaire à cette régulation peut être estimé à **20 000 m³** – capacité normalisée du réservoir.

Ce volume paraît suffisant pour assurer un fonctionnement correct de la station de pompage de la STE de Sidi Abdelli.

IV.4.2.2 Dimensions du réservoir :

Vu le volume du réservoir qui est égale à celui du premier et que les conditions géologiques et topographiques sont similaire ce réservoir sera identique au premier. Avec un déversoir d'une largeur déversante de 2,02 m

IV.5 Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés :

On aura donc pour notre étude deux réservoirs qui seront divisés en 4 cellules ayant la même capacité de 5000 m³; ce qui nous donne une réserve totale de $5000 \times 4 = 20000$ m³.

Un tel choix, nous permettra :

- Une maintenance plus simplifiée ;
- Cerner d'éventuels problèmes ou désordres sur les réservoirs plus facilement.
- Partager la réalisation en plusieurs entreprises, afin de réduire le temps de réalisation.

IV.6 Les principales caractéristiques du réservoir :

Matériaux utilisés :	Béton armé.
Capacité :	20000 m ³ .
Forme géométrique :	Carrée (4 cellules symétriques de 25,5*25,5m).
Dimension du bassin :	51 ×51 m ² .
Hauteur de l'ouvrage :	8,5 m.
Hauteur d'eau utile	7,69 m.
Sismicité	zone 3.

IV.7 Conception générale

L'ensemble des équipements et tuyauteries nécessaires au bon fonctionnement du réservoir seront localisés dans une chambre des vannes accolée au réservoir.

La conception du réservoir et des ouvrages associés devra pouvoir répondre aux exigences suivantes :

- Limiter le temps de séjour de l'eau dans le réservoir : le dimensionnement réalisé précédemment pour déterminer la capacité de stockage a permis de montrer que celle-

ci permettra un renouvellement de l'eau suffisant pour éviter une dégradation de la qualité.

- Assurer un brassage de l'eau pour éviter la création de zones d'eau morte : en effet la conception des réservoirs doit permettre d'éviter la création de zones d'eau stagnante qui occasionne une chute de la teneur en chlore et donc une prolifération des germes. Le positionnement des conduites d'arrivée et de départ sera donc judicieusement choisi pour éviter ce phénomène. A cet effet un système de chicane sera projeté.
- Permettre l'évacuation des eaux excédentaires en cas de défaillance du système de contrôle (trop plein)
- Mises-en en place d'un système de trop plein dans le réservoir. Il permettra d'éviter la mise en charge du réservoir en cas de défaillance du système de contrôle de l'alimentation en eau.
- Assurer un renouvellement d'air en empêchant toute pénétration d'élément extérieur ; il sera aménagé dans la toiture du réservoir, un dispositif d'évents qui permettra d'assurer une bonne ventilation à l'intérieur du réservoir. Ces événements seront équipés de tamis à maille fine (en acier inoxydable ou en matière plastique) permettant d'éviter l'intrusion des insectes voire de petits animaux.
- Assurer un accès aisé pour des opérations d'entretien et de maintenance : il sera aménagé dans la toiture du réservoir des trappes d'accès de taille suffisante pour la manutention du matériel nécessaire au nettoyage ou à la maintenance. Un système d'échelle permettra l'accès au radier du réservoir.
- Limiter l'éclairage naturel pour éviter la prolifération d'algue : les systèmes d'aération et les trappes d'accès seront dimensionnés pour limiter l'entrée de lumière naturelle qui favorise le développement algal.
- Faciliter les opérations de vidange : Une pente sera aménagée sur le radier des réservoirs afin de favoriser les opérations de vidange et de nettoyage. Une fosse sera aménagée au droit de la vidange pour assurer une évacuation complète des eaux.
- Permettre le comptage des volumes entrants : les canalisations d'adduction seront équipées d'un débitmètre, localisé dans la chambre des vannes. Ce débitmètre permettra de comptabiliser les volumes fournis et également de réaliser un contrôle différentiel par rapport au comptage en sortie de station de pompage qui permettra de déceler l'existence de fuites significatives sur l'adducteur.
- Permettre la régulation des niveaux dans le réservoir et le suivi du marnage : la canalisation d'adduction à l'arrivée dans le réservoir sera équipée d'une vanne

altimétrique. Celle-ci permettra de contrôler le niveau du remplissage en s'ouvrant lorsque le niveau dans le réservoir passera sous un seuil bas et en se fermant lorsque le niveau atteindra un seuil haut.

- En complément de ces organes, il sera prévu une vanne de sectionnement sur la canalisation d'adduction permettant d'isoler le réservoir.
- Concernant le suivi des niveaux dans le réservoir, il faut prévoir la mise en place d'un capteur de niveau doublé d'une poire de sécurité.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons déterminé la capacité des deux réservoirs nécessaire au bon fonctionnement de la SP et de la STE.

On a ensuite procédé à leurs dimensionnements et obtenu deux réservoirs rectangulaires semi-enterrés d'une capacité de 20 000 m³ chacun, pour lesquelles on a prévu un déversoir de trop plein vu leur tailles.

Introduction :

Dès l'antiquité, il y a toujours eu le problème d'acheminement de l'eau d'un point bas vers un point d'altitude plus élevé, avec le temps l'homme a su dompter la science et utiliser la technologie de son temps pour faire face à ce problème, d'où l'utilisation de machine à caractère hydraulique permettant la transformation de l'énergie électrique ou mécanique en énergies potentielles pour élever la quantité d'eau voulue à la hauteur requise.

Ce chapitre a donc pour but, l'étude et le choix du système pompage idéal adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projeté le long de l'adduction.

Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix des moteurs qui vont avec, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

V.1 Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H .

Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

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 ;
- Etre 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.

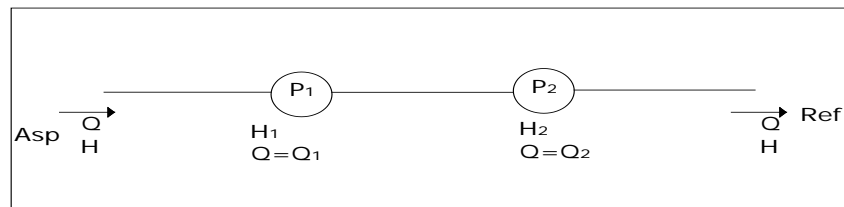


Figure V.1: Couplage de deux pompes en série

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

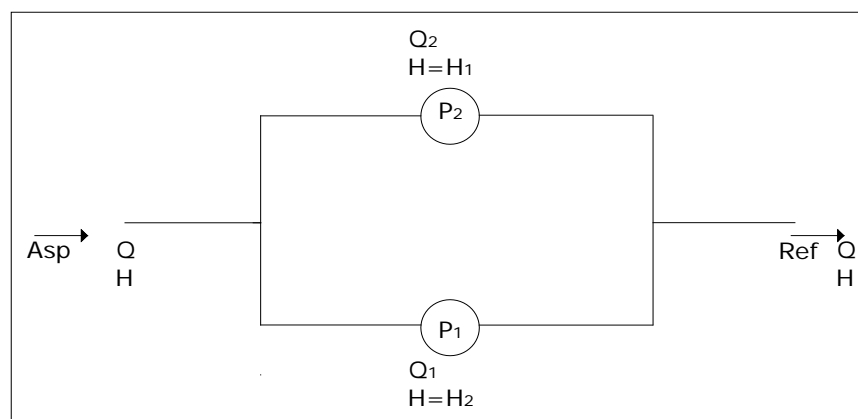


Figure V.2: Couplage de deux pompes en parallèle

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 Choix de la pompe :

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de $5000 \text{ m}^3/\text{h}$ et la Hauteur manométrique totale nécessaire est de 209 m .

Le choix de la pompe s'est porté sur les pompes du constructeur Allemand KSB de référence (**RDLO 500--860 B**) à l'aide du logiciel KSB EasySelect.

C'est une Pompe à volute monocellulaire à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, avec roue radiale à double flux, brides de raccordement suivant normes DIN, ISO, BS ou ANSI. Applications : stations de relevage, d'assèchement et d'irrigation, centrales, distribution d'eau, construction navale, transport d'eaux propres, brutes, industrielles et d'eau de mer. Matériaux suivant DIN ou ASTM.



Figure V.3 : Pompe de type RDLO

V.6 Courbes caractéristiques de la pompe :

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

$[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$ et $[(NPSH)_r - Q]$.

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur KSB.

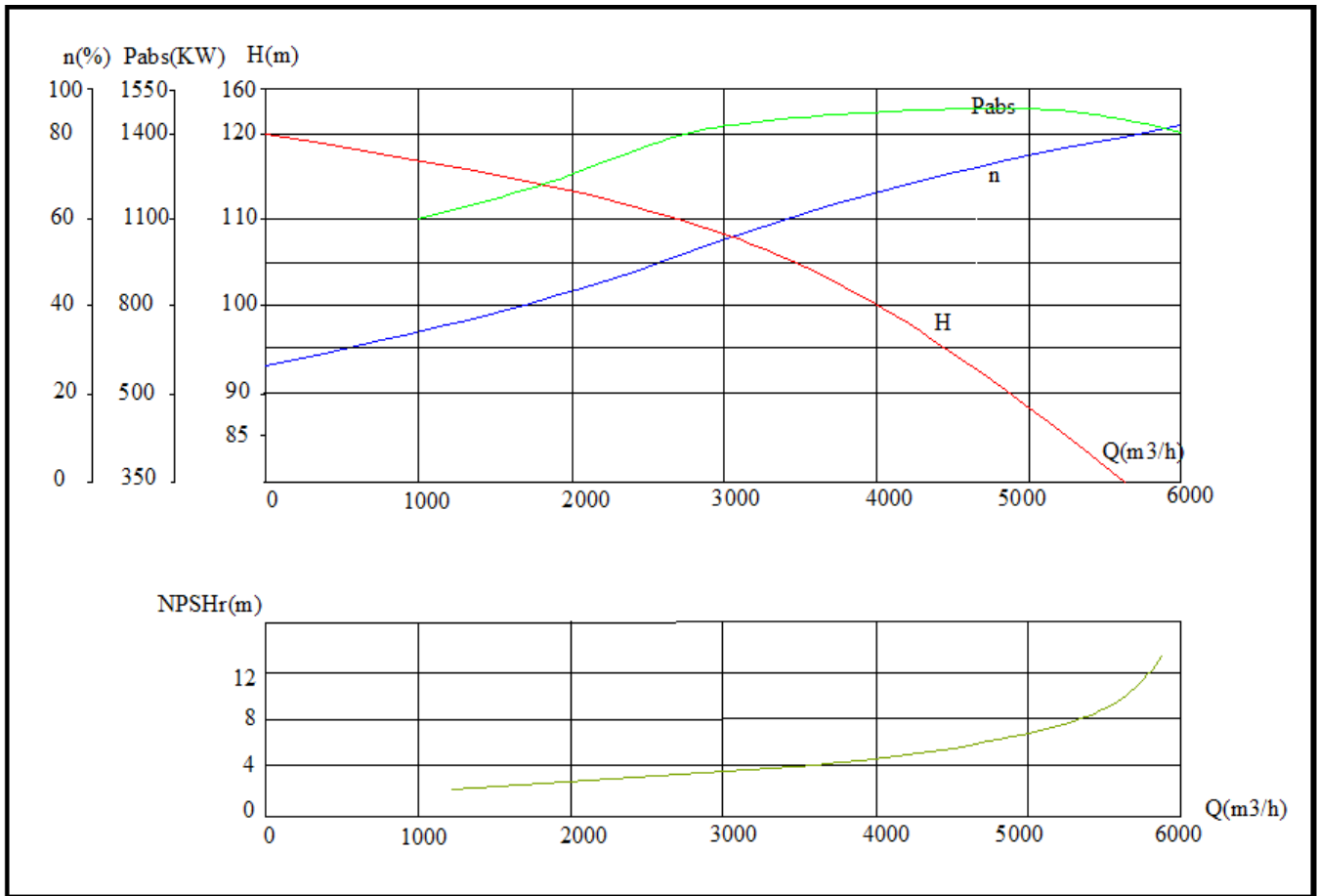


Figure V.4: Courbes caractéristiques de la pompe

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 plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

V.7 Courbe caractéristiques d'une conduite de refoulement

On appelle caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction de débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots V.1$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times 1,1 \times L}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}} \dots \dots \dots V.2$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge;
- L : Longueur de la conduite(m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81m².s⁻¹);
- D : Diamètre de la conduite(m).

Le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes fabriqués en séries n'est pas aisé, car il n'existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus. On devra donc faire un petit réglage afin d'adapter la pompe aux conditions de bon fonctionnement.

Tableau V.1: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_i (m)	H _c (m)
1	0	168	15420	1000	0,01545	0	168
2	0,4	168	15420	1000	0,01545	3,468	171,468
3	0,8	168	15420	1000	0,01545	13,87	181,872
4	1,2	168	15420	1000	0,01545	31,21	199,213
5	1,6	168	15420	1000	0,01545	55,489	223,489
6	2	168	15420	1000	0,01545	86,70	254,702

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure V.4).

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

$$\begin{cases} Q_A = 4199,84m^3 / h < Q_{app} = 5000m^3 / h \\ H_A = 197,21m < H_{app} = 209,6m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement inférieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

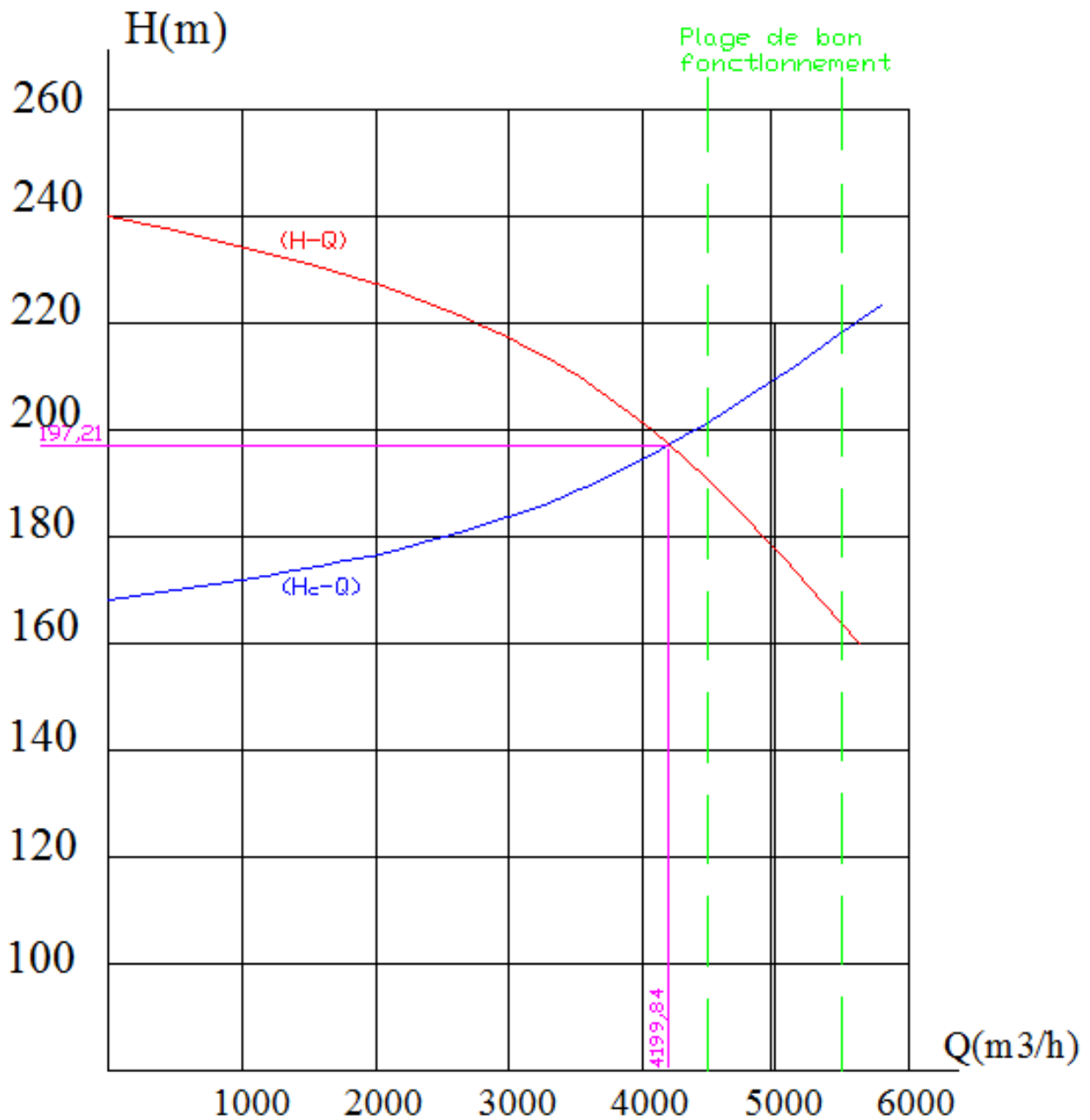


Figure V.5: Point de fonctionnement des pompes avant réglage

V.8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données:

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

Débit pompé > Débit demandé :

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

- a) **Réglage qualitatif** : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
- b) **Réglage quantitatif** : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots V.3$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : Différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \dots\dots\dots V.4$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).

- c) **Rognage** : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 \times D^2} = \frac{1}{m^2} \dots\dots\dots V.5$$

Avec :

- m** : Coefficient du rognage ;
- D** : Diamètre avant le rognage (m) ;
- Q** : Débit avant le rognage (m³/s) ;
- d** : Diamètre après le rognage (m) ;
- q** : Débit après le rognage (m³/s) ;
- H** : Hauteur d'élévation avant le rognage (m).
- h** : Hauteur d'élévation après le rognage (m) ;

On trace la droite (H = a × Q).

Tel que : a = $\frac{h}{q}$ et d=1-m<15%

Remarque :

Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

- d) **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
 e) **Diminution des heures de pompage.**

Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas-là, il faut faire soit :

1. Une augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

Ce procédé a pour but de trouver une vitesse N' de manière à ce que la courbe $H = a \times q^2$ passe par le point de fonctionnement désire avec :

$$a = \frac{h}{q^2} \dots \dots \dots V.6$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \dots \dots \dots V.7$$

$$\frac{H}{H'} = \frac{N^2}{N'^2} \dots \dots \dots V.8$$

De la formule (V.6) on a : $N' = \frac{N \times Q'}{Q}$

De la formule (V.7) on a : $N' = N \times \left[\frac{H'}{H} \right]^{\frac{1}{2}}$

2. Changement de type de pompe.

V.8.1 Augmentation de la vitesse de rotation :

Dans notre cas le Débit pompé est inférieur au Débit demandé.

On a donc opté pour une augmentation de la vitesse de rotation de **985 tr/min** jusqu'à **1173tr/min** ; pour obtenir le bon point de fonctionnement.

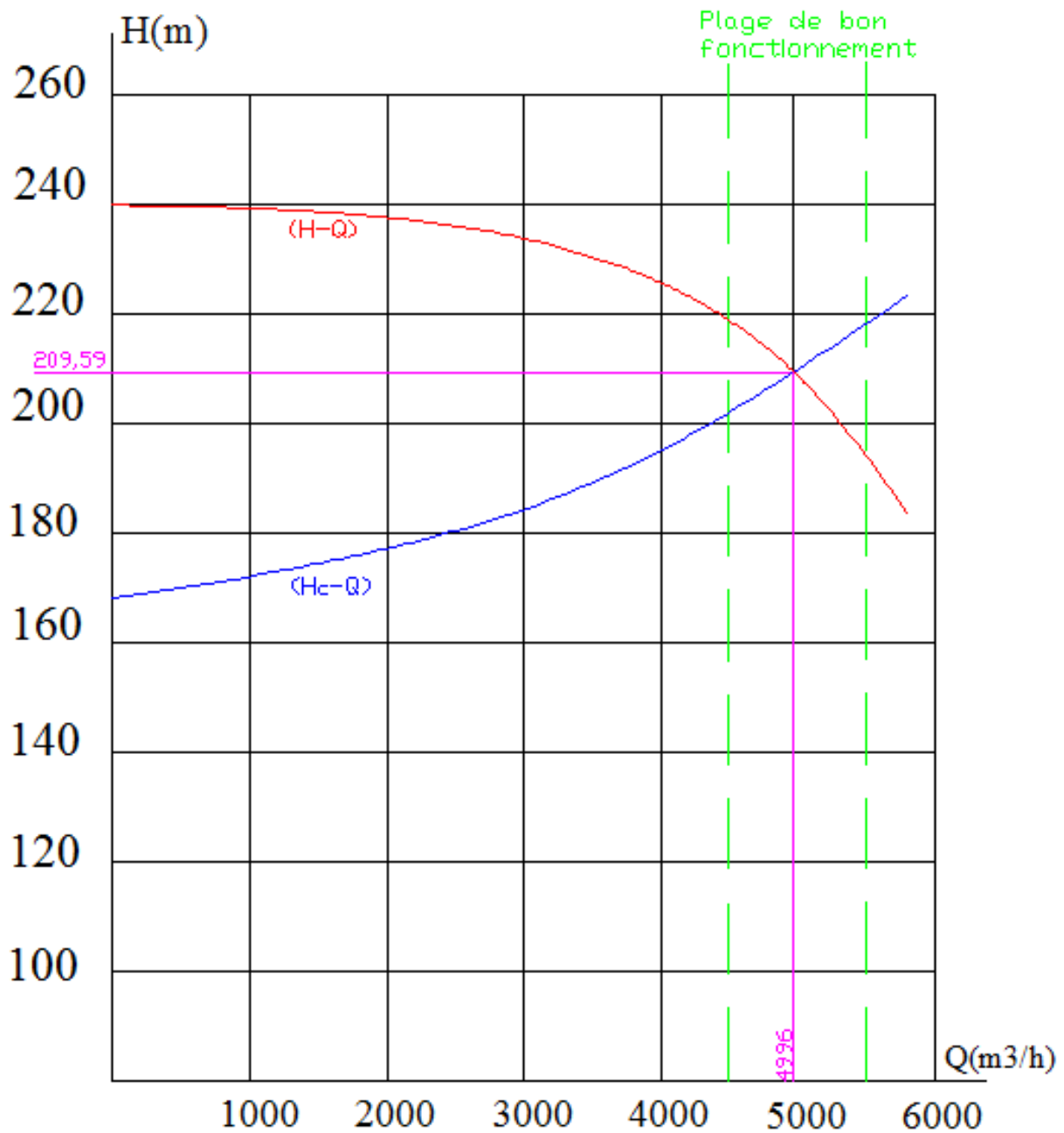


Figure V.6.: Point de fonctionnement des pompes après réglage

D'où :

- **Diamètre de roue :** 860,0 mm
- **Nombre d'étages :** 1
- **Hauteur de refoulement :** 105,00 m
- **NPSH requis:** 6,16 m
- **Puissance absorbée :** 1426,82 kW
- **Vitesse de rotation :** 1173 rpm
- **Rendement :** 90,15 %
- **Débit :** 5000,00 m³/h
- **Hauteur de refoulement :** 209,6 m

V.9. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

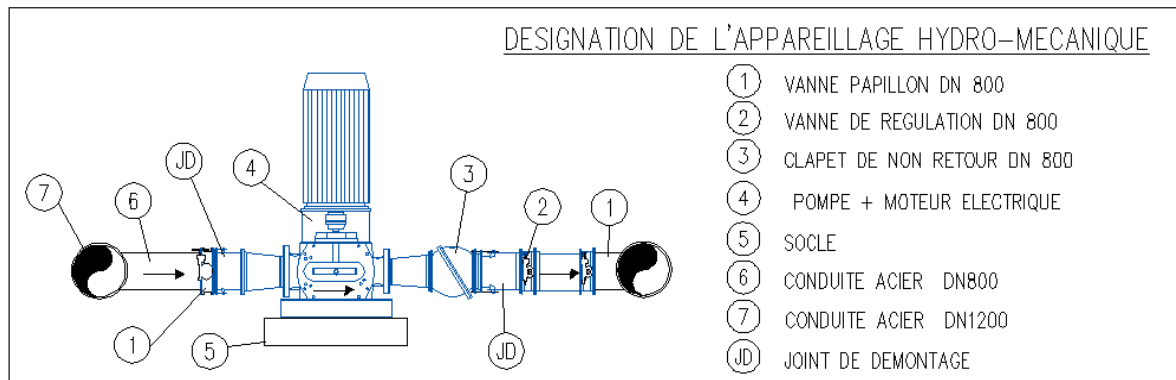


Figure V.7: Équipements en amont et en aval de la pompe.

V.9.1. Équipements en amont de la pompe

➤ conduite d'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.

➤ 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.

➤ Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

V.9.2 Équipements en aval de la pompe

➤ 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 conduite est égale à 1.3 fois d_a ($D_a = 1.3d_a$)

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé 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 se trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

V.9.3 Dimensionnement des équipements des pompes :

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1,2-1,5) d_a \dots \dots \dots \mathbf{V.9}$$

da : diamètre de la tubulure d’aspiration;

Nous prendrons 1.4 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$D_a = 800 \text{ mm}$$

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l’écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_{ca} \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq D_{ca} \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_{ca} > 800 \text{ mm}$$

En effet on trouve que $V = 1,77 \text{ m/s}$ donc le diamètre 1000 mm pour le collecteur d’aspiration est adopté

V.10 Etude de la cavitation [3]

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

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

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

$(NPSH)_r$: Charge nette d’aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d’aspiration disponible, elle est fournie par l’installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots \mathbf{V.10}$$

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

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

Tableau.V.2 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau.V.3 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \dots\dots\dots \mathbf{V.11}$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10.07$$

Avec :

H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots \mathbf{V.12}$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.1 (chapitre III).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_C^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots\dots\dots \mathbf{V.13}$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, L_r = 17 m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, l_r = 3,5 m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

➤ **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 aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots \mathbf{V.14}$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots \mathbf{V.15}$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

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) m.

- La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)_r = 6.13 m (**figure V.4**)
- La pression atmosphérique : P_{at} = 10,07 mce
- La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C : T_v = 0,24 mce

- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1000mm$
- La vitesse d'aspiration : $V_a = 1,77m/s$
- Diamètre du collecteur d'aspiration : $D_c = 1000mm$
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{17 * 1,389^2}{1^{5,3}} + \frac{3,5 * 1,389^2}{0,8^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1m$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 17 m$;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 3,5 m$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,115m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp} = 10,07 - 6,21 - 0,5 - 0,24 - \frac{1,77^2}{2 * 9,81} - 0,115 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 2,88m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 306,77 - 8,5 + 0,05 \Rightarrow \nabla_{min} = 298,32mNGA$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 298,32 + 2,88 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 300,93mNGA$

V.11 Choix du moteur électrique

V.11.1 Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

V.11.2 Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \dots\dots\dots \mathbf{V.16}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 1173 \text{ tr/min}$.

V.11.3 Puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \dots\dots\dots V.17$$

Où :

P_m : Puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, ϖ = 9810 N/m³ ;

Q_{app} : Débit refoulé par une pompe ;

HMT : Hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : Rendement de la pompe ;

η_{acc} : Rendement de l'accouplement, η_{acc} = 0,93 ;

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

On prend : η_m = 90 %.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance

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

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 90,13 %.
- La hauteur manométrique totale est : 210 m.
- Le débit d'une pompe est : 1,389 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 1426,82 Kw ⇒ K = 1,05.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 1.389 * 210 * 1,05}{0,901 * 0,93 * 0,90} \Rightarrow P_m = 3982,277 Kw.$$

Donc P_{abs} moteurs = 3982,277 KW

Cette puissance est celle de l'ensemble des moteurs donc il faut choisir autant de moteur qu'il y a de pompes c'est-à-dire 2 et donc la puissance de chacun sera P_{abs} /2.

P_{abs} moteur = **1991,38 KW**

V.11.4 Choix du moteur :

D'après les calculs on a trouvé que la puissance absorbée par le groupe est de 1991,38 KW et que la vitesse de rotation N= 1173 tr/min., et puisqu'on a deux pompes accouplées en série, et une de secours, on aura donc besoin de trois moteurs.

Les types de moteur électrique étant assez nombreux, pour notre installation le moteur qui convient est le moteur électrique asynchrone triphasé à refroidissement liquide de la marque **(VA-TECH-ELIN-EBG-Motoren)** du Groupe : **SIEMENS**.

En effet ce moteur a une gamme basse tension de 37 kilowatts à 6000 kilowatts et une vitesse de rotation de 1200 tr/min, donc le choix se porte sur deux de ces moteurs avec une fréquence de 50Hz

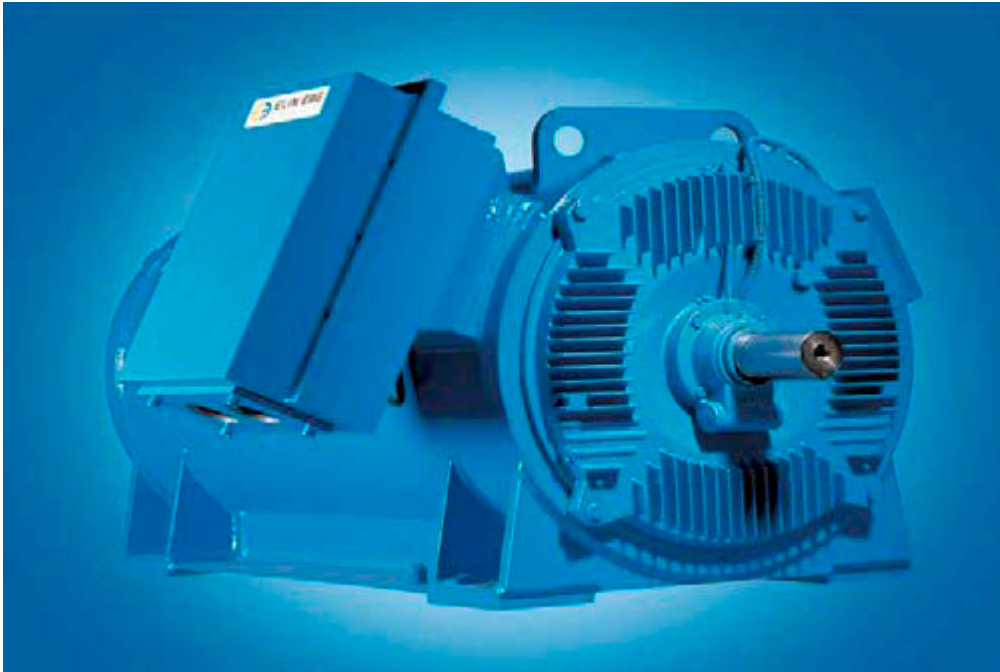


Figure. V.8: Photo du moteur triphasé asynchrone.

V.12 Dimensionnement des bâtiments des stations

A) Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots \mathbf{V.18}$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots \mathbf{V.19}$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = h_1 + h_3$ (voir Annexe) ;

$$\text{A.N : } H_p = 1200 + 775 \Rightarrow H_p = 1975 \text{ mm}$$

H_s : hauteur du socle de 0,2 à 0,6 m, $H_s = 0,6$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

$$\text{A.N : } H_5 = 1,975 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 2,775 \text{ m}$$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

$$A.N : H_b = 2,775 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 6,775m$$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m 7,2m 8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.)

On prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 7,2 m$.

B) Salle des Pompes :**Largeur du bâtiment :**

$$L = l_p + l_m + l_a + l_e \dots\dots\dots V.20$$

Avec

l_p : longueur de la pompe = **2,038 m**

l_m : Longueur du moteur = 2,482 m

l_a : Longueur accessoires = 6,55 m

l_e : Longueur entre le moteur et les locaux 3,75m

$$L = 14,82 m$$

C) Longueur du bâtiment :

La longueur de la salle des pompe = à la longueur des locaux techniques et d'exploitation
(Planche 4)

$$L_b = 37,45$$

D) Les locaux techniques et d'exploitation :**Largeur :**

$$L = 6 m$$

Longueur :

La réparation des longueurs s'effectuera selon les gabarits des pièces.

$$L_1 = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

l_1 : Longueur du local du transformateur.

l_2 : Longueur du local des commandes électriques

l_3 : Longueur des sanitaires.

l_4 : Longueur de l'atelier.

On prend

$$L_1 = 37,45$$

E) Dimensions des portes

✓ porte principale : 4×3,2

- ✓ porte secondaire : 2 × 2,2
- ✓ porte sanitaire et local commande électrique: 2 × 1.1

F) 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.

$$\sum S_f = 0,11 * 37,45 * 20,82 \Rightarrow \sum S_f = 58,9 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots \mathbf{V.21}$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, S_f = (1,5 * 3) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{22,2}{1,5 * 3} \Rightarrow \mathbf{n = 19 \text{ fen\^etres}}$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégralité d'une station de pompage, et vu le grand débit et la H_{tm} appelés notre choix s'est porté sur deux pompes en série de la marque KSB de type RDLO A, qui seront entraînées par des moteurs de marque SIEMENS, asynchrones triphasés.

Introduction:

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Et une conduite en acier est plus facilement corrodable et nécessite donc une attention et une protection particulière. Une bonne protection permet aussi une plus grande longévité de la conduite.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets pour préserver les tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1. Protection des conduites contre la corrosion :**VI.1.1. Définition:**

Le contact de l'eau avec les canalisations peut engendrer diverses altérations dont la plus fréquente est la corrosion qui est un phénomène de détérioration des métaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques. L'accélération de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte ou de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du métal.

VI.1.2. Les différentes formes de corrosion :**a) Corrosion chimique :**

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO₂ et l'O₂ 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.

VI.1.3. Les facteurs de la corrosion :

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due :

- ✓ 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.1.4. Protection des conduites contre la corrosion interne :

Elle est la conséquence des phénomènes chimiques apparaissant au contact des parois internes de la conduite avec l'eau. En effet, les eaux fortement minéralisées provoquent des dépôts, 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.

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord :

- ✓ D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné
- ✓ Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- ✓ Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.



Figure VI.1 : Corrosion interne dans une conduite

VI.1.5. Protection des conduites contre la corrosion externe :

VI.1.5.1. Corrosion externe :

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 conduites en acier.



Figure VI.2 : Corrosion externe d'une conduite en fonte

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

VI.1.5.2. 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

- ✓ Une couche de résine époxy
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane

VI.1.6. La fonte ductile et la corrosion :

On entend souvent que la fonte ductile résiste à la corrosion et qu'elle n'a pas besoin de protection spéciale ou cathodique.

Ceci n'est vrai que dans un sol de faible agressivité ou la vitesse de pénétration de la corrosion est faible.

Pour des terrains de résistivité $< 50 \text{ Ohm.m}$ c'est le revêtement en polyéthylène qui protège la conduite comme le montre la figure ci-dessous issue d'une expérience de l'AWWA où des conduites ont été exhumées après une exposition de 4 ans dans un terrain agressif.



Figure VI.3 : Echantillons de conduite en fonte ductile, celle du milieu possède un revêtement en polyéthylène contrairement aux deux autres. (Source AWWA)

De plus pour un terrain de résistivité $< 20 \text{ Ohm.m}$ les conduites en fonte ductile doivent impérativement recevoir un revêtement en **PE et une protection cathodique.**

VI.1.7. Nature du sol et choix de la protection

Comme on a vu au chapitre III, la conduite passe par des zones de faible résistivité et donc à fort potentiel corrosif. C'est pourquoi on a prévu des conduites en Acier avec à la fois un bon revêtement :

Intérieurement :

- Les conduites seront revêtues par la résine époxy

Et extérieurement :

- Une couche de résine époxy appliquée par poudrage électrostatique ;
- Un adhésif copolymère appliqué par extrusion ;
- Une troisième couche en polyéthylène également appliqué par extrusion.

De plus on prévoit *une protection cathodique*.

VI.1.8. Principe de la protection cathodique

La Protection Cathodique d'un ouvrage métallique en contact avec un électrolyte consiste à placer cet ouvrage à un potentiel électrique négatif tel que la corrosion devienne thermodynamiquement impossible.

Comme valeur de potentiel, au-dessous duquel l'acier ne peut se corroder dans un milieu ayant un pH compris entre 4 et 9, on admet le critère de -850mV, mesuré par rapport à l'électrode impolarisable au sulfate de cuivre en solution saturée.

Le principe de la Protection Cathodique trouve son application dans la pile élémentaire ou l'une des électrodes (anode) est toujours corrodée alors que l'autre ne l'est pas.

Deux méthodes sont utilisées pour rendre un ouvrage cathodique par rapport à une anode extérieure:

- l'anode sacrificielle appelée encore anode réactive.
- le soutirage de courant ou dispositif à courant imposé.

VI.1.9. Dimensionnement mécanique de l'adduction:

Le dimensionnement mécanique de l'adduction est la détermination des épaisseurs des conduites le long de l'adduction, ces épaisseurs ont une importance primordiale dans la protection de l'adduction et dans sa longévité.

La détermination des épaisseurs requises se fait suivant la norme **ANSI/ASME B36.10**. On détermine le nombre **Schedule** de l'acier auquel correspond une pression admissible et une épaisseur.

$$Sch = \frac{PMS \times 1000}{\sigma_{admi}} \dots \dots \dots \text{VI.1}$$

σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation.

$$\sigma_{admi} = 895.93 \text{ Bar (Pour un acier à moyenne résistance)}$$

PMS : étant la pression maximale de service.

- **Conduite refoulement :**

$$Sch = 23,4$$

On prend donc une conduite

- Schedule 30 (Sch/30, S/30) qui correspond à un PN 25 et dont l'épaisseur 15,88mm (**Annexe VI.1**)
e = 15,88 mm

D'où on trouve une épaisseur de 15,88 mm pour la conduite de refoulement.

- **Conduite Gravitaire RT2 - SP:**

$$Sch = 4,95$$

On prend donc une conduite

- Schedule 10 (Sch/10, S/10) qui correspond à un PN 16 et dont l'épaisseur 7,92mm (**Annexe VI.1**)
e = 7,92 mm

D'où on trouve une épaisseur de 7,92 mm pour les conduites gravitaires.

- **Conduite Gravitaire BC3 – STE Sidi Abdelli:**

Sch= 5.78

On prend donc une conduite

- Schedule 10 (Sch/10, S/10) qui correspond à un PN 16 et dont l'épaisseur 7,92mm (**Annexe VI.1**)
e = 7,92 mm

D'où on trouve une épaisseur de 7,92 mm pour les conduites gravitaires.

Remarque :

Si la valeur du coup de bélier est beaucoup trop grande, on recalcule une nouvelle épaisseur pour une pression $PMF = PMS + \Delta b$

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier [2], [1]

VI.2.1. Définition

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI.2.2. Causes du coup de bélier

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

- ✓ L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- ✓ La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- ✓ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- ✓ La modification de la vitesse d'une pompe.
- ✓ La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce , il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

a) État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VI.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les procédés de lutte contre le phénomène transitoire devront assurer :

- L'atténuation des surpressions et des dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- L'Alimentation de la veine liquide après arrêt du groupe.

Parmi les moyens de lutte contre le coup de bélier nous pouvons citer :

VI.2.4.2. Les réservoirs anti-bélier

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

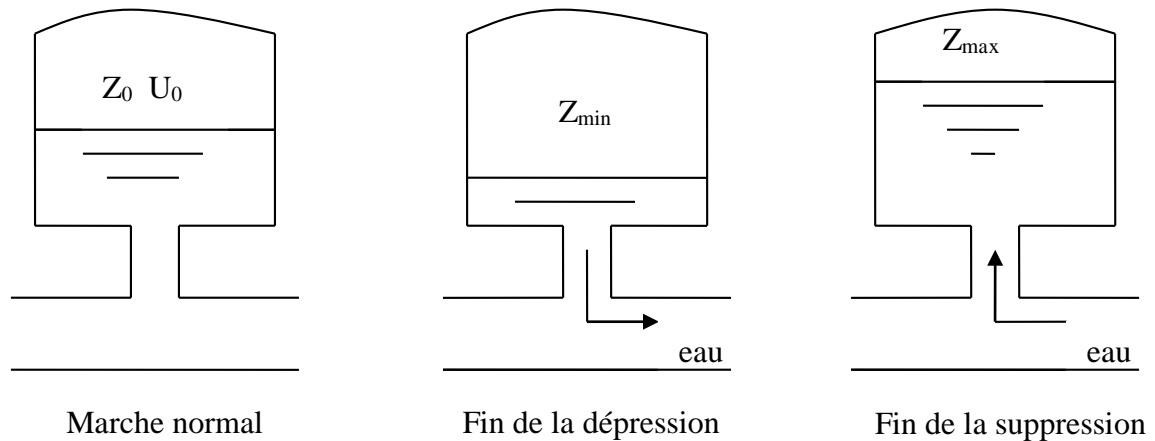


Figure VI.4 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

VI.2.4.2. Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre travaille avec le même principe que le réservoir d'air à la différence qu'il sera établi à la station de pompage et sera doté d'une ouverture à l'air libre, néanmoins dans le cas de hauteurs de refoulement moyennes nous arrivons rapidement à des réservoirs importants du moment que l'eau s'élèvera en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

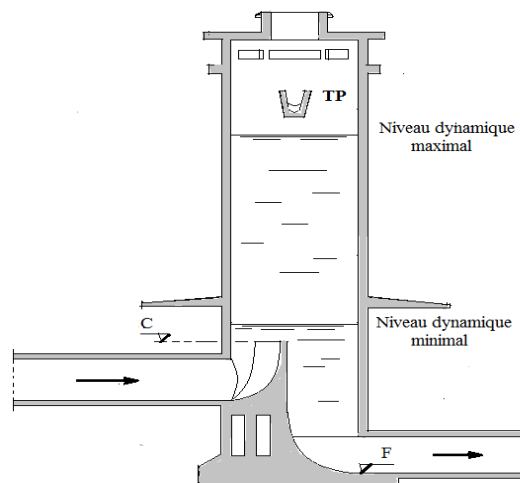


Figure VI.5 : Cheminée d'équilibre

VI.2.4.3. Soupape de décharge

Ce dispositif fait intervenir un ressort qui par sa compression, obture, en exploitation un orifice placé sur la conduite au point à protéger et où la surpression est maximale.

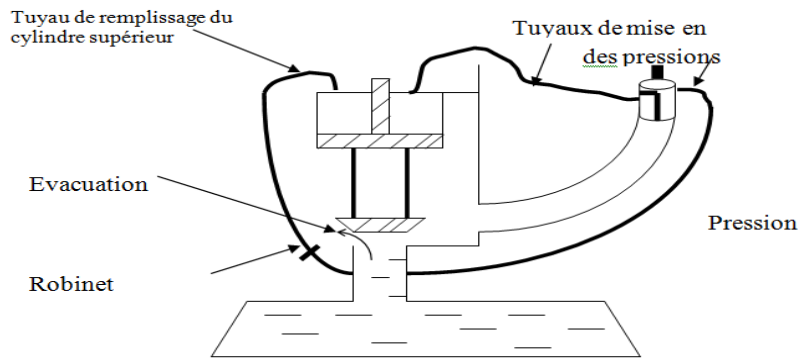


Figure VI.6 : Soupape de décharge

Tableau VI.1 : Comparaison entre les différents moyens de lutte contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> • Coût limité • Entretien et réglage facile • Ne consomme pas d'énergie • Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). • Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> • Pas de pertes d'eau; • Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement defectueux). • Importante durée de vie ; • Indépendante d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilités d'installation limitées. • Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement ; • Bonne sécurité ; • Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût élevé. • Entretien et réglage compliqués qui exigent du personnel qualifié. 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> • Dispositif économique • Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> • Consommation d'énergie supplémentaire. • Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. • Inapproprié dans les stations forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque :

Nous optons pour le réservoir d'air.

VI.2.5. 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 ce soit pour les petites ou pour les grandes installations, elle n'est cependant plus utilisée manuellement depuis les années 90 avec l'avènement du numérique.

✓ Méthode de PUECH et MEUNIER :

Cette méthode donne de bons résultats pour les moyennes et grandes adductions et repose sur la superposition de la courbe du profil en long sur les courbes de B existantes et fait intervenir trois (03) nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots \text{VI.2}$$

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} \dots \dots \dots \text{VI.3}$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \dots \dots \dots \text{VI.4}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{\text{abs}}} \times \frac{L.S}{U_0} \dots \dots \dots \text{VI.5}$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H₀ : pression statique absolue = H_g+10 (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)}. \dots\dots\dots \mathbf{VI.6}$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U₀ : volume d'air initial (m³).

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Remarque : Nous optons pour la méthode de PUECH et MEUNIER.

VI.2.6. procédé de la méthode de PUECH et MEUNIER

❖ **Protection contre la dépression**

Une fois les valeurs de A et K calculées nous superposerons le profil en long de la conduite à la famille des courbes B, nous choisirons par la suite la courbe qui laissera un minimum de 3m de pression absolue de sécurité au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B ainsi obtenus permettra de calculer aisément le volume du réservoir d'air.

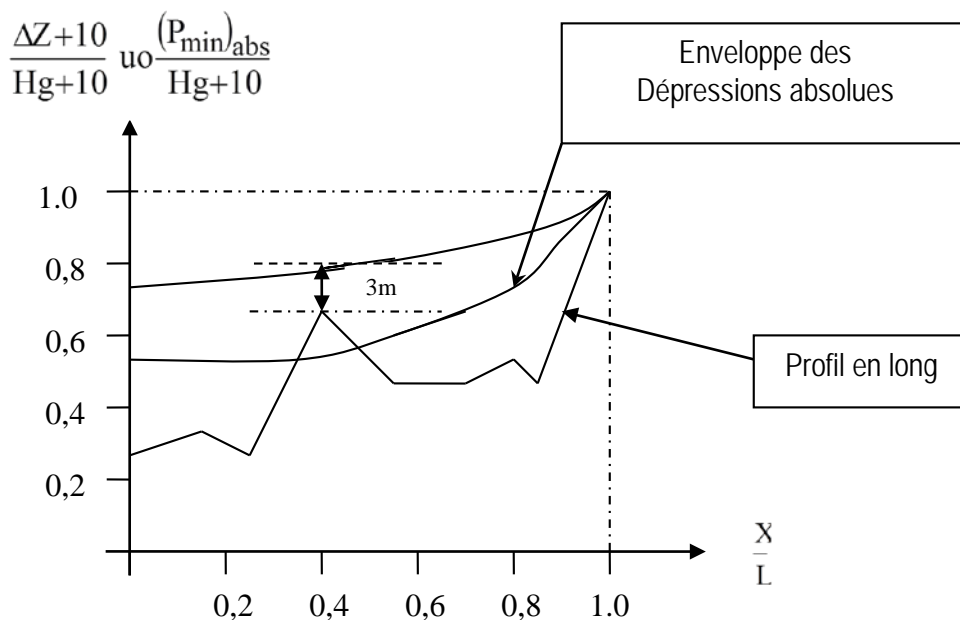


Figure VI.7: Profil en long d'une conduite.

Une fois le paramètre B calculé, il nous faudra trouver U₀ par la formule :

$$U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

Le plus grand volume d'air sera donc assimiler a la plus faible pression. Sur le graphique obtenu nous pouvons lire les coordonnées du point B donnant ainsi la valeur de $\frac{P_{min}}{H_0}$.

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, ainsi nous aurons :

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \dots\dots\dots \text{VI.8}$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \dots\dots\dots \text{VI.9}$$

U_{max} étant le volume d'air en fin de détente

La capacité totale du réservoir d'air est de :

$$V_{max} = 1,2 \times U_{max} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

❖ **Protection contre la surpression**

Il est recommandé d'utiliser un diaphragme à bord vif pour faire chuter la pression, ce dernier a un diamètre optimum nommé d :

Si $d = 0$, l'eau sera arrêtée et la surpression sera maximale.

Si $d = DN$, il n'y a plus de dispositif de limitation de pression.

Pour ce faire, nous allons utiliser l'abaque proposé par MM, DUBIN et GUENEAU (**Annexe VII.5**) permettant de calculer le diamètre optimum 'd' du diaphragme.

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par la formule :

$$\Delta b = \pm \frac{C * V_0}{g} \text{ (Formule de JOUKOWSKY) \dots\dots\dots VI.11}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + \Delta b$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - \Delta b$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 1,77 m/s.

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

VI.2.7. Application de la méthode de PUECH et MEUNIER

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par **Mr. SALAH. B** donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots(VII.12)$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 * 10^{11}$ Pa pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ Pa pour le PVC.

$E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier+fonte), $\nu_m = 0,46$ (PVC)

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).

On trouve pour la Célérité :

✓ $C = 994,55 \text{ m/s}$

❖ **caractéristiques de l'adduction**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le ci-dessous :

Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Acier	1000	0,785	1.77	15420	160

❖ **Calcul de la célérité d'onde C**

Donc on aura :

- $C = 994,55 \text{ m/s}$
- $\Delta b = \pm 179,44 \text{ m}$
- $H_s = 168 + 179,44 = 347,44 \text{ m}$
- $H_d = 168 - 179,44 = -11,44 \text{ m}$

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C calculés par la formule (VII.12):
 La valeur maximale du coup de bélier :

$$\Delta b = \pm \frac{994,55 * 1,77}{9,81} \Rightarrow \Delta b = \pm 179,44 \text{ m}$$

$$H_s = 168 + 179,44 = 347,44 \text{ m}$$

$$H_d = 168 - 179,44 = -11,44 \text{ m}$$

La conduite en acier que nous avons utilisé pour notre projet possède un PN25 cela veut dire que notre adduction est susceptible à une surpression **Hs = 347,44 m** et à une dépression puisque la valeur de la dépression descend en dessous de **-10 m.c.e.**

❖ **Protection contre la dépression**

• **Calcul de la capacité du réservoir d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul du volume du réservoir d'air sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction

ΔZ (m)	0	32	70	75	90	67	98	85	30	43	85	168
L (m)	0	496	2868	3498	5496	5997	6493	8495	10491	11605	12540	15730
$(\Delta Z+10)/H_0$	0,056	0,236	0,449	0,478	0,562	0,433	0,607	0,534	0,225	0,298	0,534	1,000
X / L	0	0,032	0,186	0,227	0,356	0,389	0,421	0,551	0,680	0,753	0,813	1,020

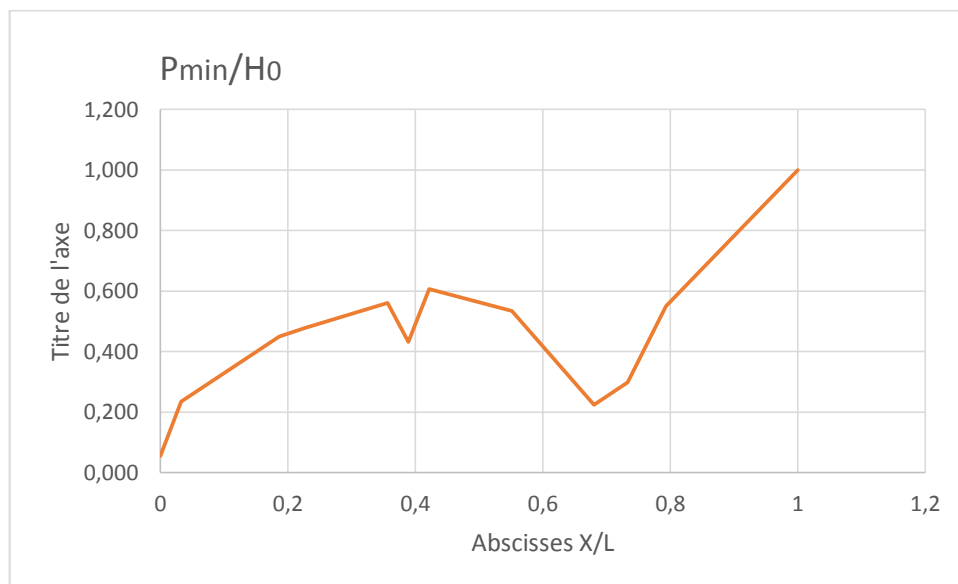


Figure VI.8 : Profil en long absolu de la conduite.

Remarque :

Le profile en long a été superposé sur un abaque retrouvé dans la bibliothèque puis redessiné sur un abaque scanné puis restauré par mes à l'aide du logiciel Photoshop.

$$K = 0,23 \dots\dots(VI.1)$$

$$A = 1 \dots\dots(VI.2)$$

Nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0.4 et A=1) et **(ANNEXE VI.3)**

La projection du profil en long absolu sur l'abaque de PUECH et MEUNIER nous donne un B = 0,6.

En prenant B = 0,6, au-dessus du point le plus défavorable à X/L = 0,421, nous avons une pression absolue P/H₀ = 0.06 donc : P = 0,06*178 = 10,78 m, cette pression de sécurité est acceptable. On prend donc B = 0,6 et nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire pour la protection totale de la conduite :

Nous lisons sur le graphe P_{min}/H₀ = 0.607 → P_{min} = 108,05 m

- $U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} = 28,92 \text{ m}^3$
- $U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 52,23 \text{ m}^3$
- $V_{max} = 1,2 \times U_{max} = 62,67 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir d'air est donc de 62,67 m³

Nous optons donc pour un réservoir d'un volume de 70 m³ du constructeur CHARLATTE qui est fabriqué en série. **(ANNEXE VI.4)**

❖ **Protection contre la surpression**

Pour la protection contre la surpression nous allons utiliser l'abaque de DUBIN et GENEAU

- **Pour le tronçon**

L'abaque de DUBIN et GUENEAU, et pour A = 1 et B = 0,6, nous permet de lire :

$$\alpha(V_0^2/H_0) = 2,4 \text{ donc } \alpha = 147,72$$

$$P_{max}/H_0 = 1,15$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1/2g [(D^2/0.6d^2)-1]^2 \dots\dots\dots(IV.9)$$

d : Diamètre de la tuyère

D : Diamètre de la conduite

Donc :

$$\checkmark P_{max} = 204,7 \text{ m} = 20,47 \text{ Bar} < 25 \text{ Bar}$$

✓ $d = 175 \text{ mm}$

VI.2.8. Coupe de bélier dans les conduites gravitaire : [7]

- **Analyse physique :**

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets dangereux du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et la naissance de ce qu'on appelle le coup de bélier.

Dès que la vanne est fermée ($t \geq 0$) la ligne piézométrique remonte jusqu'à une côte supérieure à celle de la ligne de charge. Cette augmentation correspond à l'énergie potentielle emmagasinée par la compressibilité du fluide. Cette surpression remonte la conduite et arrive au réservoir en laissant derrière son passage la conduite en surpression.

Arrivant au réservoir, l'onde subit une réflexion avec changement de signe, elle se transforme en une onde de dépression. Cette dépression s'ajoute à la surpression laissée par l'onde montante précédente. Puis l'onde de dépression arrive en B, rencontre la vanne fermée et y subit une réflexion mais ici sans changement de signe se transforme en une onde ascendante de dépression.

De tout cela il résulte qu'il est nécessaire de calculer les conduites pour qu'elles résistent à ces phénomènes : surpressions et dépressions. En particulier, elles devront résister à l'écrasement dû à la pression atmosphérique dans le cas où les dépressions seraient suffisantes pour créer la cavitation.

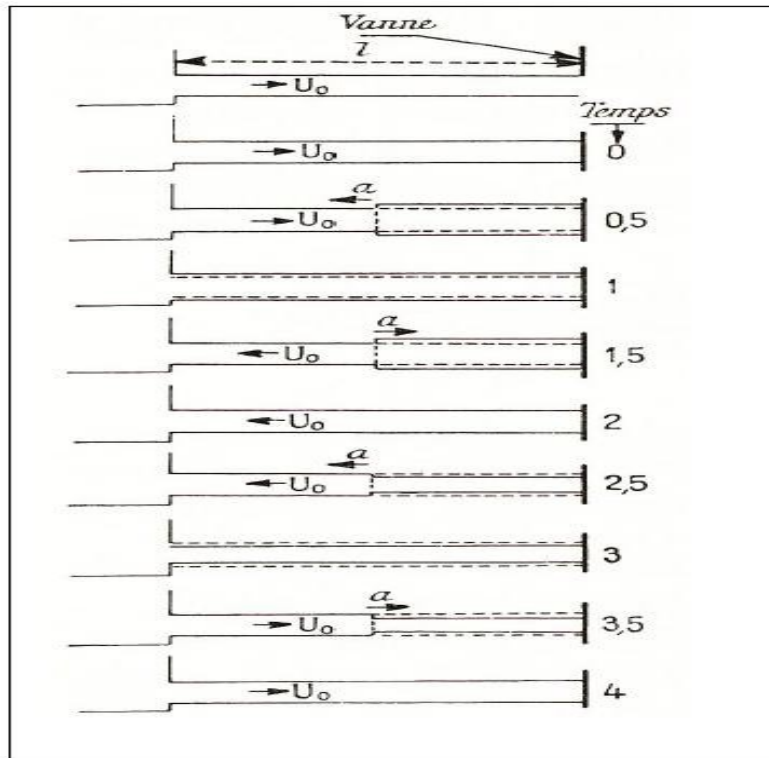


Figure VI.9 : Etape d'un cycle de variation de pression.

La protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite, et la valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times v}{g \times t}$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

➤ **Protection de la conduite gravitaire RT2 – SP :**

La célérité d'onde de surpression est calculée par la formule améliorée de **Mr. SALAH. B** :

$C = 826,51 \text{ m/s}$.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$b' = \frac{C * V_0}{g}$$

On a : $V = 1,47 \text{ m/s}$ Et donc :

- $b' = 121,85 \text{ m}$
- $H_s = 144,62 \text{ m} = 14,46 \text{ bar} < 16 \text{ bar}$
- $H_d = -99,08 < 10 \text{ mCe}$
- $t_r = \frac{2 * L}{c} = 28,87 \text{ s}$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

On calcul les valeurs de la surpression pour différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times v}{g \times t}$$

On vérifie la valeur de la surpression dont la longueur est de 11930 m et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 140s soit 2 minutes et 20 secondes, si elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier. On trouve :

- $b = 25.54 \text{ m}$.
- $H_s = 45,11 \text{ m} < 160 \text{ mCe}$
- $H_d = -2,77 > -10 \text{ mCe}$

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

➤ **Protection de la conduite gravitaire BC3 – STE Sidi Abdelli :**

La célérité d'onde de surpression est calculée par la formule améliorée de **Mr. SALAH. B** :
 $C = 879,98 \text{ m/s}$.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$b' = \frac{C * V_0}{g}$$

On a : $V = 1,2 \text{ m/s}$ Et donc :

- $b' = 107,64 \text{ m}$
- $H_s = 172,55 \text{ m} = 17,26 \text{ Bar} > 16 \text{ Bar}$
- $H_d = -42,72 \text{ m} < -10 \text{ mCe}$
- $t_r = 8 \text{ s}$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

La valeur de la pression maximale due à un coup de bélier est supérieure au PN de la conduite et la dépression max entraîne une H_d inférieure à 10 mCe. On préconise donc une fermeture lente du robinet vanne

On étudie la valeur du coup de bélier par la méthode de Bergeron sans prise en compte des pertes de charge et pour un temps de fermeture de 17s. (**Figure VI.10**)

- On trouve une surpression maximale de 33 mCe. Au bout de 8,5 secondes
- Une dépression maximale de 22,2 mCe. Au bout de 34 secondes
- Le régime permanent se rétablit aux environs de 55,25 secondes

On aura donc :

- La pression maximal dans la conduite à $t = 8,5s = 9,79 \text{ Bar} < 16 \text{ Bar}$
- La pression dans la conduite à $t = 34s = 4,27 \text{ Bar} > -1 \text{ Bar}$

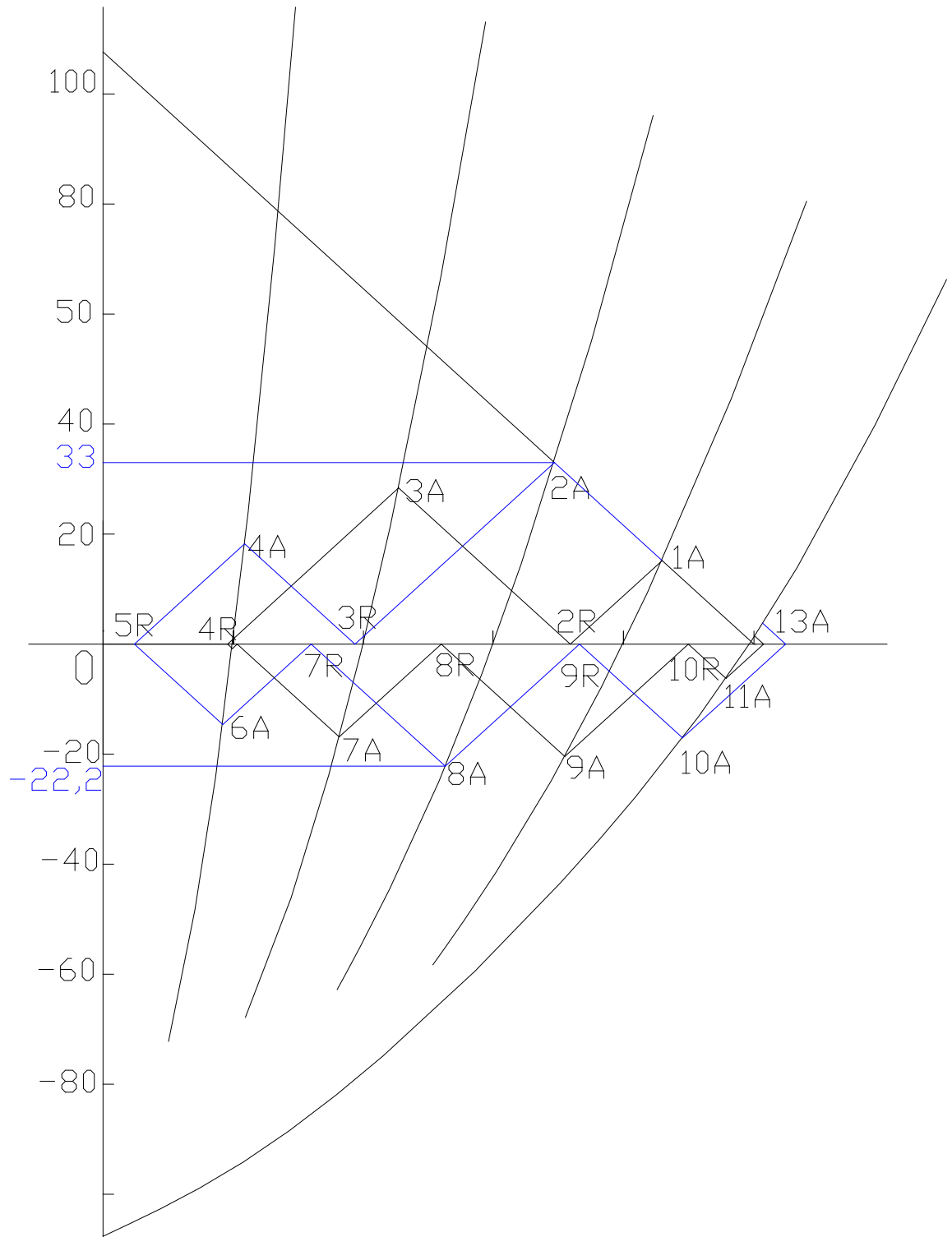


Figure VI.10 : Epure de BERGERON

Conclusion :

Pour une bonne protection de la conduite contre la corrosion on prévoit :

- ✓ Un revêtement intérieur par la résine époxy ;
- ✓ Un triple revêtement extérieur ;
- ✓ Une protection cathodique ;

Quant à la protection contre les dépressions et les surpressions dues au coup de bélier pour la conduite de refoulement, il nous faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume de 45 m³, et sur la conduite de jonction entre le ballon et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-pass par un diaphragme à bord vif de diamètre

- ✓ $d = 175 \text{ mm}$;
- ✓ Volume total normalisé: $UT = 70 \text{ m}^3$;

Finalement pour les conduites gravitaires on préconise :

- Une durée de fermeture du robinet vanne de de 2 minutes et 20 secondes pour la conduite **RT2 - SP**
- Une durée de fermeture du robinet vanne 17 secondes **BC3- STE Sidi Abdelli**

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction, et la protection des conduites. Cependant, pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII.1 Principe de pose de canalisations

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus bien déterminé. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction, à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 à 20 cm.

d) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, nous procédons à la pose des canalisations.

e) Remblaiement des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage :

Une fois le remblai accompli, nous procéderons au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité du sol et éviter un tassement par la suite.

VII.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 1,5 m.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre, soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

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



Figure VII.1: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VII.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager 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**).

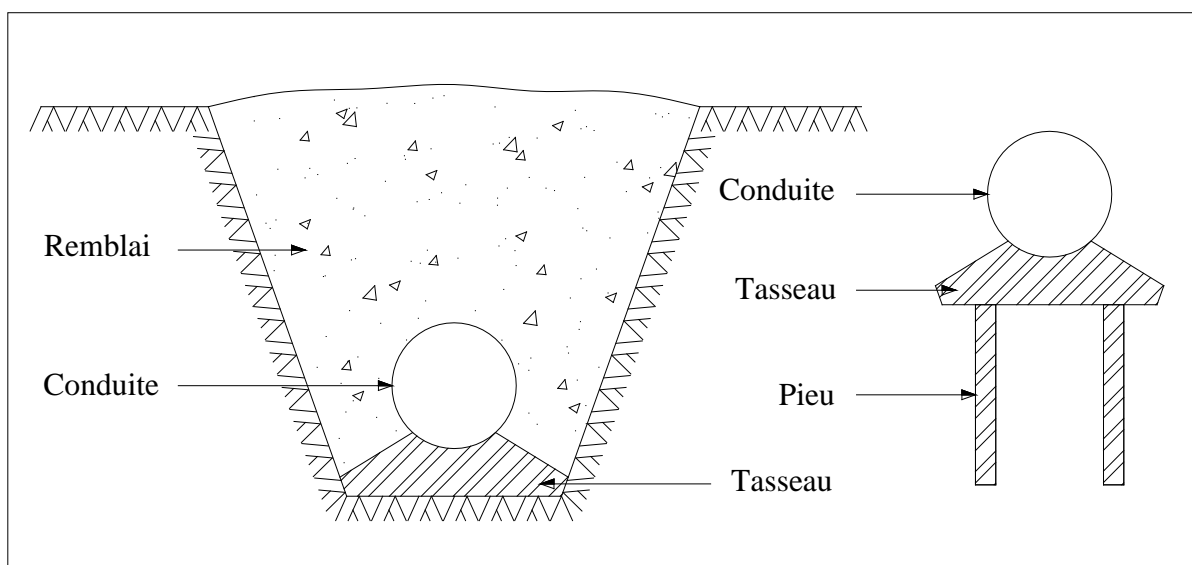


Figure VII.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en acier, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (**figure VII.3**) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 50 Ω .m ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.



Figure VII.3: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une protection en tri-couches en plus d'une protection cathodique car la résistivité du sol est très faible, on a donc un sol très agressif (**Figure III.2 et Figure III.3**)

VII.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 en galerie.

Les conduites de diamètre important doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (**figure VII.4**).

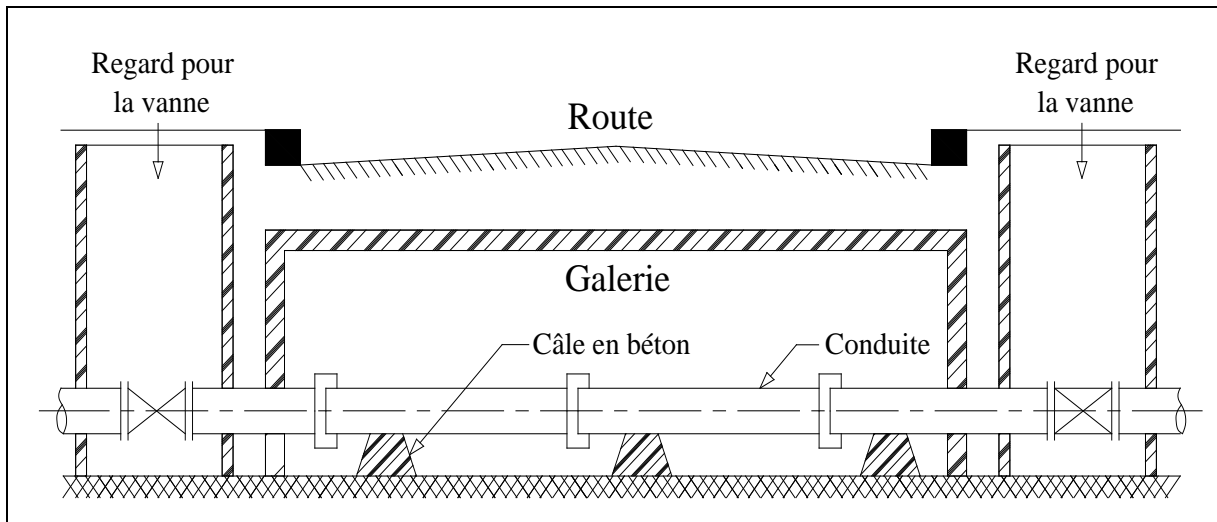


Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie

VII.5 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. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

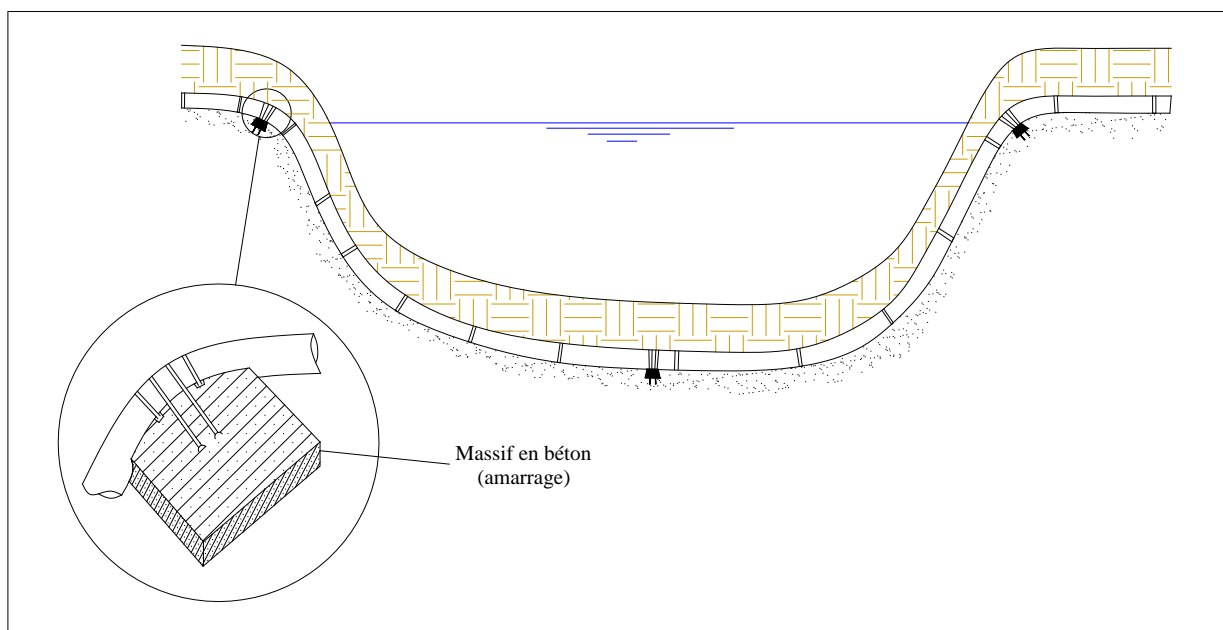


Figure VII.5: traversée d'une rivière

VII.6 Traversées spéciales des deux adductions :**a) Passage sous un oued**

Cet ouvrage de franchissement est en réalité, un passage en siphon constitué d'un regard de vidange raccordé par un tuyau en acier enrobé dans un massif de béton. L'aménagement comporte 4 traversées sous oued qui devront être exécutées selon (**La planche N°5**)

b) Traversée de route

Au niveau des traversées de routes ; La conduite est en acier protégée dans un fourreau en béton traversant les routes nationales ainsi que les routes de Wilaya et les pistes. L'aménagement comporte 12 -traversées de routes qui nécessitent la réalisation d'un ouvrage de franchissement selon (**La planche N°5**)

c) Traversée de Piste

Au niveau des traversées des pistes une dalle en béton est intercalée sous la piste et au-dessus de l'adduction comme l'illustre (**La planche N°5**)

d) Croisement de conduites existantes

A quelques endroits, la conduite de transfert croisera des canalisations existantes qui concernent notamment la canalisation du gazoduc et la conduite d'AEP. La nouvelle conduite passe en dessous de ces canalisations, avec une distance minimum de 0,5 m dans le cas d'un gazoduc et de 0,3 m dans le cas d'une conduite d'AEP.

- **Transfert RT2 – STE :**

Oueds

- ✓ Oued Sikkak au pk 7.
- ✓ Chabet Taglimet au pk 17
- ✓ Chabet Boussiar au pk 21
- ✓ Chabet profond affluent RD de l'Isser au pk 27

Routes

- ✓ CW 71 au Pk 0.4 sortie du RT2
- ✓ CW 71 au Pk 5,7
- ✓ CW 71 au Pk 7.2
- ✓ RN2 au Pk 16.4
- ✓ CW 19 au Pk 24.5
- ✓ CW 19 au Pk 25
- ✓ CW 19 au Pk 26.5
- ✓ Route du barrage Sidi Abdelli au PK 28

Conduite de Gaz

- ✓ Au Pk 7
- ✓ Au pk 19

Conduites d'eau :

- ✓ Conduite sortant de la HSP2 Pk 0+200
- ✓ Conduite Beni Bahdel juste après le croisement du CW 71, PK 0+500
- ✓ Conduite AEP Sidi Ahmed Pk 1+400
- ✓ Piquage El Fhoul Pk 6+600
- ✓ Conduite AEP Bensekrane PK 24+500

- **Transfert BC 3 – STE :**

Routes

- ✓ CW 19 au Pk 1.87
- ✓ Traversée de la chaussée en zone urbanisée : 3 aux Pk 2.141 ; 2,467 et 2,806

Conduite de Gaz

- ✓ Au Pk 1.172

Conduite AEP

- ✓ Au Pk 1.172

VI.7 Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

VI.7.1 Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a) Robinet vanne à coin (à opercule) [5]

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

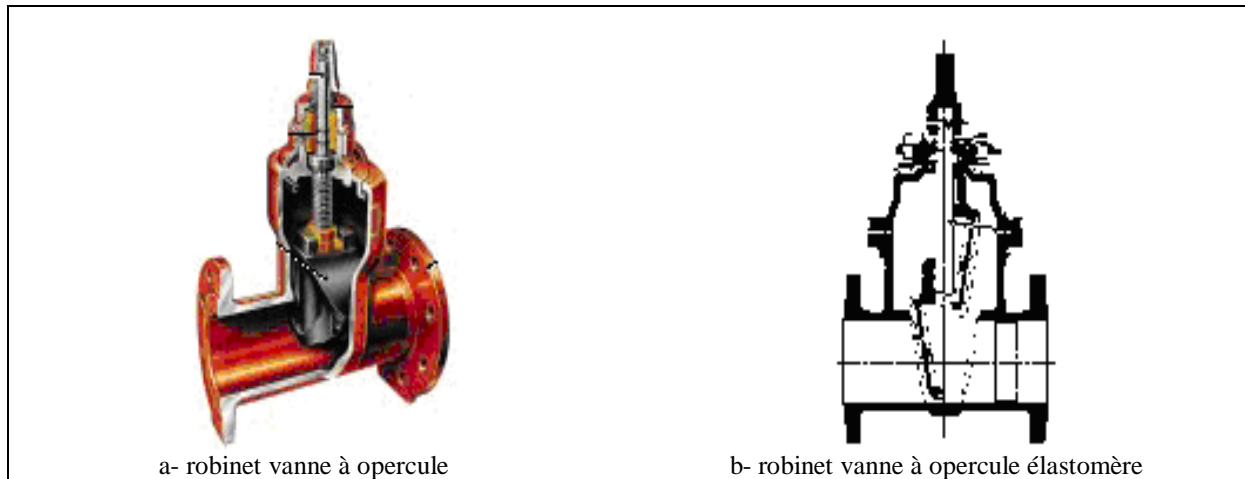


Figure VII.6 : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons [5]

Les vannes papillon peuvent servir aussi bien pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvres est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

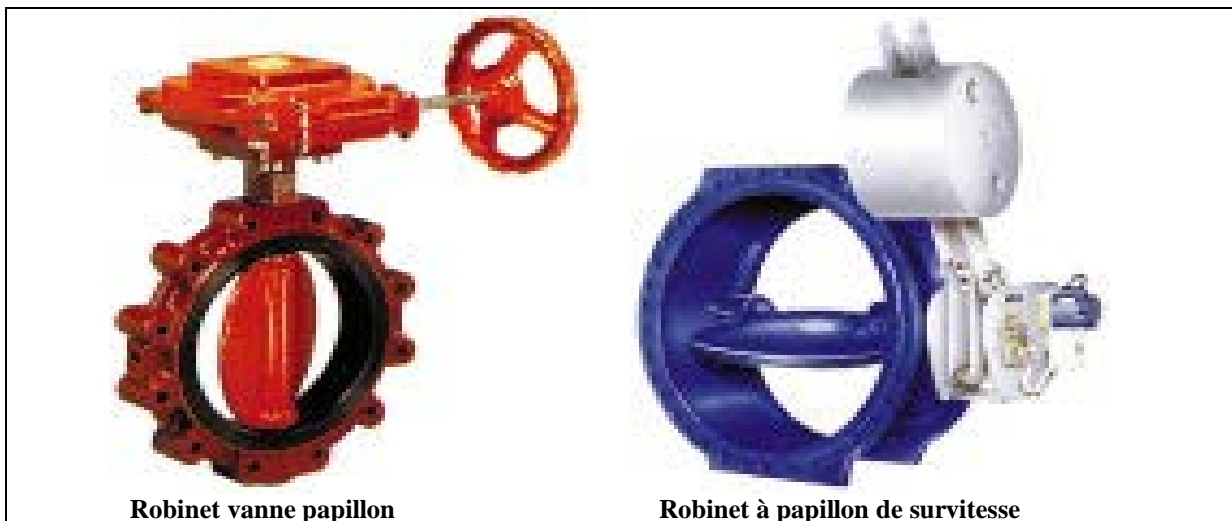


Figure VII.7 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

VII.7.2 Clapets anti retour [14]

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

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

VII.7.3 Ventouses [5]

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (**figure VII.8**).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

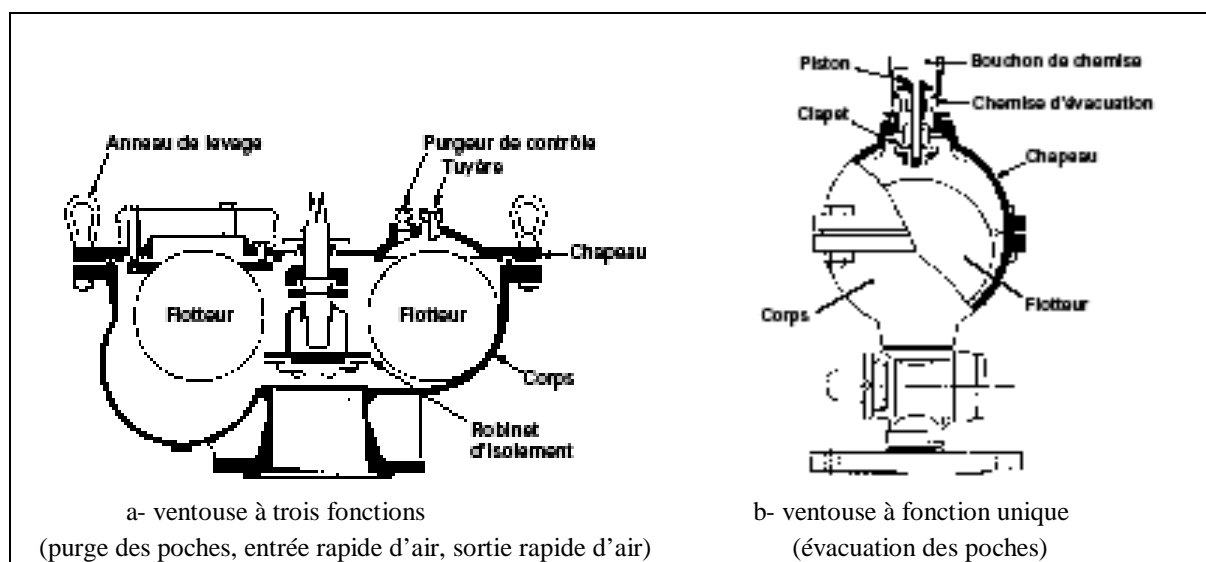


Figure VII.8 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Le choix de la ventouse est fait directement en fonction du diamètre de la conduite. Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

Le tableau ci-après précise le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite :

Tableau VII.1: type de ventouse en fonction du diamètre de la conduite

Diamètre de la conduite	Type de Ventouse
$700 < D < 1000$ mm	D 150 mm
$1000 \leq D < 1200$ mm	D 200 mm

- **Pour le tronçon RT2 – STE :**

Le nombre de ventouses estimées pour l'ensemble du projet est le suivant : 15.

- **Pour le tronçon BC3 – STE :**

Le nombre de ventouses estimées pour l'ensemble du projet est le suivant : 2.

VII.7.4 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

- **Pour le tronçon RT2 – STE :**

Le nombre de vidanges prévu dans ce projet est de 16.

- **Pour le tronçon BC3 – STE :**

Le nombre de vidanges estimé pour l'ensemble du projet est le suivant : 2

VII.7.5 Trou d'homme

Les trous d'homme, qui permettent l'accès à l'intérieur de la conduite, devront être placés le long des grosses conduites.

Les trous d'homme sont associés aux ouvrages de sectionnement. Au nombre de 14, ils sont situés de part et d'autre des vannes de sectionnement afin de pouvoir ausculter les branches amont et aval de l'adduction

VII.7.6 By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

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

VII.7.7 Poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de la station de pompage.

VII.7.8 Crépines

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

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

VII.7.9 Déversoirs de trop plein

Dans notre cas et lorsque le débit d'apport est important, et le réservoir de grande capacité on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme de déversoir. (*Chapitre IV*)

VI.7.10 Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (**figure VII.9**). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

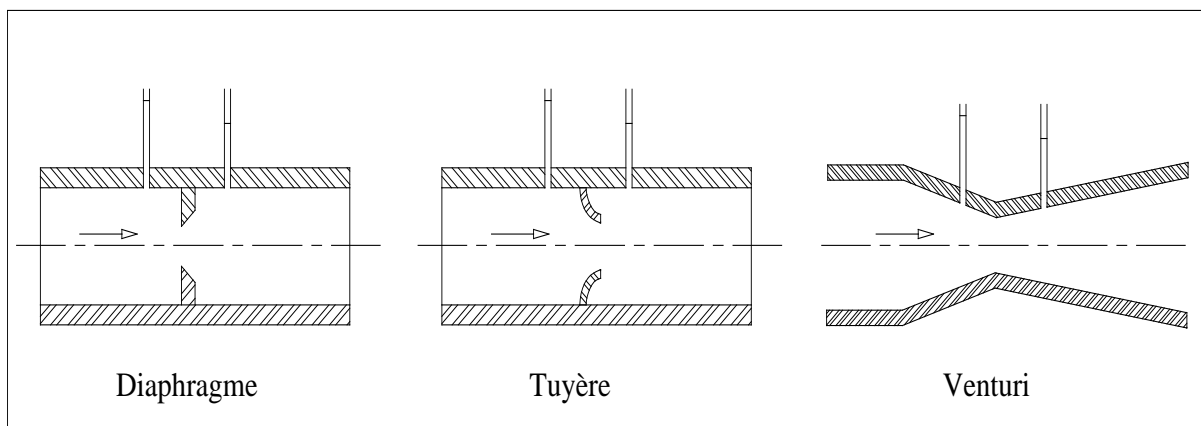


Figure VII.9 : Débitmètres

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- *manomètres à aiguilles*

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

- *manomètres à soufflet*

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

VI.7.11 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

Conclusion :

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain, nous optons pour une pose de canalisation pour un terrain agressif (**Figure VII.3**), et étant donné que l'adduction traverse des oueds et routes, on devra prévoir des ouvrages et aménagement pour permettre la traversée tout en protégeant la conduite comme présenté dans la **Planche N°5**.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utiliser seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de la station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les vannes de sectionnements pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;

INTRODUCTION

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VIII.1 Les différents travaux sur chantier

VIII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de cinquante mètres (**50m**). On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VIII.1.2 Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain compte des obstacles, on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

VIII.1.3 Excavation des tranches

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif, en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (h) ;
- La largeur de la tranchée (b).

a) La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h_1 \dots \dots \dots \text{VII.1}$$

- **H** : profondeur de la tranchée (m) ;
- **D** : diamètre de la conduite (m) ;
- **h** : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre **80 et 120cm** on prend **h=1m** ;
- **h₁** : épaisseur du lit de pose **h₁ = 0,15 m**.

b) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

c) Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux.

d) Choix des machines de terrassement

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de normes, en fonction du volume de terrassement. (Voir le tableau) :

Tableau VIII.2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

e) Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_t = b \times H + mH^2 \dots\dots\dots VII.2$$

- **H** : profondeur totale de la tranchée (m) ;
- **b** : largeur du fond du tranchée (m) ;
- **m** : coefficient du talus (m=0).

f) Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

➤ **Pelle équipée en rétro**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Pouvoir excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

➤ **Pelle équipée en butée**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.
- Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

Tableau VIII.3: Détermination du Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

D (mm)	L(m)	H(m)	b(m)	S (m ²)	V _d (m ³)	capacité du godet
1000	27350	2,15	2	4,7	117605	1,5
800	3517	1,95	1,8	3,87	12344,67	0,5

➤ **Calcul du rendement d'exploitation de la pelle**

Il est déterminé comme suit :

$$R = G \times n \times K_r \times K_u \times \frac{1}{K_f} \dots\dots\dots \text{VII.3}$$

- **G** : capacité du godet de l'excavation (m³) ;
- **n** : nombre de cycle de l'excavateur = **3600/T** où T = (15 à 20) secondes.
 - On prend T=20secondes, alors :
- $n = \frac{3600}{20} = 180s$
- **K_r** : coefficient de remplissage K_r = (0,6 à 0,8). On prend égal à 0,7 ;
- **K_u** : coefficient d'utilisation de temps K_u = (0,7 à 0,9). On prend égal à 0,8 ;
- **K_f** : coefficient de foisonnement K_f = 1,2.

Pour le godet de capacité **G = 0,5m³**, on a le rendement :

$$R = 0,5 \times 180 \times 0,7 \times 0,8 \times \frac{1}{1,2} = 54,6 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Pour le godet de capacité **G = 1,0m³**, on a le rendement :

$$R = 1,5 \times 180 \times 0,7 \times 0,8 \times \frac{1}{1,2} = 126 \text{ m}^3/\text{h}.$$

g) Calcul du temps d'exécution

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \frac{V_d}{R} \dots\dots\dots \text{VII.4}$$

- **T_{ex}** : temps d'exécution (jr) ;
- **V_d** : volume de déblai (m³) ;
- **R** : rendement de l'excavateur (m³/jr).

Les calculs des rendements pour les différents tronçons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Rendement et temps d'exécution pour chaque tronçon

D (mm)	V _d (m3)	capacité du godet (m ³)	R(m ³ /h)	T _{ex} (jr)
1000	117605	1,5	126	117
800	12344,67	0,5	54,6	28

En comptant les week-end et jours fériés :

Il en résultera approximativement :

T_{ex}: Pour DN1000 ➔ 148 jours

Pour DN800 ➔ 34 jours

VIII.1.4 Pose de la canalisation

La Pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées.

VIII.1.5 Aménagement du lit de pose

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable) **0,1 à 5mm** de texture, permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins **10cm**.

$$V_s = b \times e \times L \dots\dots\dots \text{VII.5}$$

- V_s : Volume du lit de sable (m³) ;
- e : Epaisseur du lit de sable, $e = 10 \text{ cm}$;
- L : Longueur de la tranchée (m).

Tableau VIII.5: Le volume du sable dans chaque tronçon V_s (m³)

D (mm)	L(m)	b(m)	e(m)	V_s (m ³)
1000	27350	2	0,15	8205
800	3517	1,8	0,15	949,59
Total				9154,59

VIII.1.6 Introduction de la canalisation

La pose de canalisation doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée ni des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- Ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

VIII.1.7 Remblaiement des tranchées

La mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, en utilisant la terre des déblais.

Tableau VIII.6: calcul du volume du remblai dans chaque tronçon V_r (m³)

D (mm)	L(m)	H(m)	b(m)	S (m ²)	V_d	capacité du godet	V_s	$S_{cond}(m^2)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_r(m^3)$
1000	27350	2,35	2	4,7	117605	1,5	8205	0,785	21469,75	87930,25
800	3517	2,15	1,8	3,87	12344,67	0,5	949,59	0,5024	1766,94	9628,14
total									97558,39	

VIII.1.8 Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont représentées dans le **tableau VIII.7**

Tableau VIII.7: Les dimensions de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	hauteur	Epaisseur du mur	fenêtres	portes	
					Secondaires	Principale
37,45	20,82	7,2	0.3	1.5×1.2	2 ×2,2	4×3,2

VIII.1.9 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $37,45 \times 20,82 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h=1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L=1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avant poteaux sont de forme carré de coté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,8 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 7,2 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une largeur de $b=0,3 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de $37,45 \text{ m}$ et une largeur de $20,82 \text{ m}$, sachant que l'espacement en longueur est de $4,7 \text{ m}$ entre deux poteaux et l'espacement entre deux poteaux en largeur est de 7 m . Le nombre de poteaux total est de 22.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteaux soit 22 semelles et 22 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(37,45+1) * (20,82+1)] * 0,10 = 335,6 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **$335,6 \text{ m}^3$**

b) Calcul du volume des déblais

- Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

- La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 3 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de :
 $V_{ex} = 38,45 * 21,82 * 3 = 2516,9 \text{ m}^3$.
- La fouille ayant le volume de $1,5 * 1,5 * 1,5 \text{ m}^3$.
Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.
Le nombre de fouilles étant de 22, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de $74,25 \text{ m}^3$.
- Le volume total des déblais est $V_d = 2022,714 + 74,25 = 2096,96 \text{ m}^3$

c) Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 * 1,5 * 0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.
Le nombre de fouilles étant de 22, le volume total du béton de propreté est de $4,95 \text{ m}^3$.

d) Calcul du volume de béton armé

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VIII.8.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V = L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	22	19,80
Demi-poteaux	0,3	0,3	0,8	22	1,58
poteaux	0,3	0,3	7,2	22	14,26
ceintures inf. long.	35,05	0,3	0,3	3	9,46
ceintures inf. larg.	19,92	0,3	0,3	10	17,93
ceintures sup. long.	35,05	0,3	0,3	3	9,46
ceintures sup. larg.	19,92	0,3	0,3	10	17,93
voiles	54,97	0,2	3,5	4	153,92
dalle supérieure	37,45	20,82	0,07	1	54,58
chape inférieure	37,45	20,82	0,07	1	54,58
					353,50

Le volume total du béton armé sera donc $353,5 \text{ m}^3$

e) Calcul du volume du remblai compacté

• **Fouille :**

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m), le volume est de $2,09 \text{ m}^3$.

$$\Rightarrow V = 2,09 \times 22 = 45,98 \text{ m}^3$$

• **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{Rc} = 0,4 \times 38,45 \times 21,82 = 335,6 \text{ m}^3$$

• **Remblai compacte total :**

$$V_t = 45,98 + 335,6 = 381,57 \text{ m}^3$$

Le volume total du remblai compacté est de $381,57 \text{ m}^3$, on majorera ce chiffre à **382 m^3**

• **Maçonnerie :**

✓ **Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques ;

Briques ($30 \times 20 \times 10$) ; $S_b = 0,06 \text{ m}^2$.

Surface du mur $S = 44,12 \times 4,2 = 244,73 \text{ m}^2$.

$$Nb = \frac{244,73}{0,06} = 4079 \text{ Briques.}$$

Nombre de briques qu'il faut commander est :

$$Nb = 4079 + 200 = 4279 \text{ Briques.}$$

Tableau VIII.8.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	335,6
2	Excavation	m ³	2096,96
3	Remblais compacté	m ³	381,57
4	Béton de propreté	m ³	4,95
5	Béton armé semelle	m ³	19,80
6	Béton armé demi poteaux	m ³	1,58
7	Béton armé des ceintures	m ³	54,78
8	Béton armé des voiles	m ³	153,92
9	Béton légèrement armé (chape inférieure)	m ³	54,58
10	Béton armé poteaux	m ³	14,26
11	Béton armé dalle	m ³	54,58
12	Maçonnerie (briquetage)	u	4279

VIII.1.10 Volume des travaux du réservoir

Le dimensionnement d'un réservoir de 20 000 m³ est très laborieux et son étude peut faire l'objet d'un mémoire de fin d'étude.

Néanmoins, pour avoir une estimation sur le coup et la durée de construction d'un tel ouvrage nous avons obtenu auprès de l'ADE le devis quantitatif d'un réservoir similaire sur Oran, qui est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa), alors que le nôtre se trouve dans la (Zone 1).

Tableau VIII.8.c: Volume des travaux d'un réservoir

Désignation	Unité	Quantité
Installation de chantier	--	--
Excavation	m3	20496
Béton de propreté	m3	291,5
Bétonnage	m3	7253,45
Coffrage	m2	16514,35
Ferraillage	kg	739552,19
Hourdis	u	24250
Étanchéité	m2	2605
Peinture	m2	1193,4

(Source ADE)

VIII.2 Calcul des coûts des travaux

Le coût des travaux de la station de pompage, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux VIII.6.a, b, c, d, e, f

Tableau VIII.9.a: Coût des travaux de la station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DZD	DZD
1	Déblais	m ³	2433	300,00	729 900,00
2	Gros béton	m ³	5	5 000,00	250 00,00
3	Béton armé	m ³	298,92	20 000,00	5 978 400,00
4	Béton légèrement armé	m ³	55	12 000,00	660 000,00
5	Remblais compacté	m ³	382	400,00	152 800,00
6	Maçonnerie	u	4279	40,00	171 160,00
				Montant	7 717 260,00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **7 717 260,00 DZD.**

Tableau VIII.9.b: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	DN-PN	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Déblais	m ³	-----	129949,67	300,00	38 984 901,00
2	Lit de sable	m ³		9154,59	800,00	7 323 672,00
3	La conduite	m	1000 - 25	15 420	45 183	696 721 860,00
		m	1000 - 16	11 930	37 456	446 850 080,00
		m	800 - 16	3517	21 698	76 311 866,00
4	Remblais compacté	m ³	-----	97558,38	400,00	39 023 352
					Montant	1 305 215 731

Le coût des travaux d'adduction est de : **1 305 215 731,00 DZD.**

Tableau VIII.9.c: Coût des travaux d'un réservoir.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
Installation de chantier	----	-----	70000	70 000,00
Excavation	m3	20496	300	6 148 800,00
Béton de propreté	m3	291,5	4500	1 311 750,00
bétonnage	m3	7253,45	10000	72 534 500,00
coffrage	m2	16514,35	1000	165 14 350,00
ferrailage	kg	739552,19	65	61 070 892,00
hourdis	u	24250	25	606 250,00
étanchéité	m2	2605	1000	2 605 000
peinture	m2	1193,4	250	298 350
Total HT				161 089 892,00
TVA 17%				27 385 281,64
Montant total TTC				188 475 173,60

(Source ADE)

Remarque :

Le coût de deux réservoirs sera donc de **376 950 347,2 DZD.**

Tableau VIII.9.d: Devis estimatif des accessoires

Désignation	Accessoires
Total	90 610 000

Tableau VIII.9.e : Devis estimatif des pompes et réservoirs anti-bélier

Désignation	N	Prix unitaire DZD	Montant DZD
Pompes	3	9 521 000,00	28 563 000,00
Réservoir 70 000L	1	39 249 000,00	39 249 000,00
Total		67 812 000.00 DZD	

Tableau VIII.9.f: Bilan des coûts

Coût des travaux de la station de pompage.	7 042 200,00 DZD
Coût des pompes et du réservoir anti-bélier	67 812 000,00 DZD
Coup Accessoires	90 610 000,00 DZD
Coût de l'adduction.	1 305 215 731,00 DZD
Coût des réservoirs	376 950 347,2 DZD
Coût de l'ensemble du projet.	1 847 630 278,00 DZD

Conclusion :

Le coût du projet est estimé à **1 847 630 278,00 DZD** majoré de 5% pour tenir compte des divers et imprévus.

Le coût global est donc de **1 940 011 792 DZD**

VIII.3 Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM) pour l'adduction et la méthode de Gantt pour la station de pompage.

On admet que la réalisation du premier réservoir et de la station de pompage va se faire en parallèle avec le réservoir de la STE (deux entreprises de réalisation, une pour chaque partie du projet). Deux autres entreprises seront chargées de la réalisation de chaque adduction.

A) Adduction

Tableau VIII.10.a : Temps de réalisation des opérations de l’adduction RT2 – Sidi Abdelli

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	37
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	37
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	37
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	37
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	21
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	21
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	21
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	21
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	42
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	42
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	42
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	42
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	11
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	11
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	11
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	11

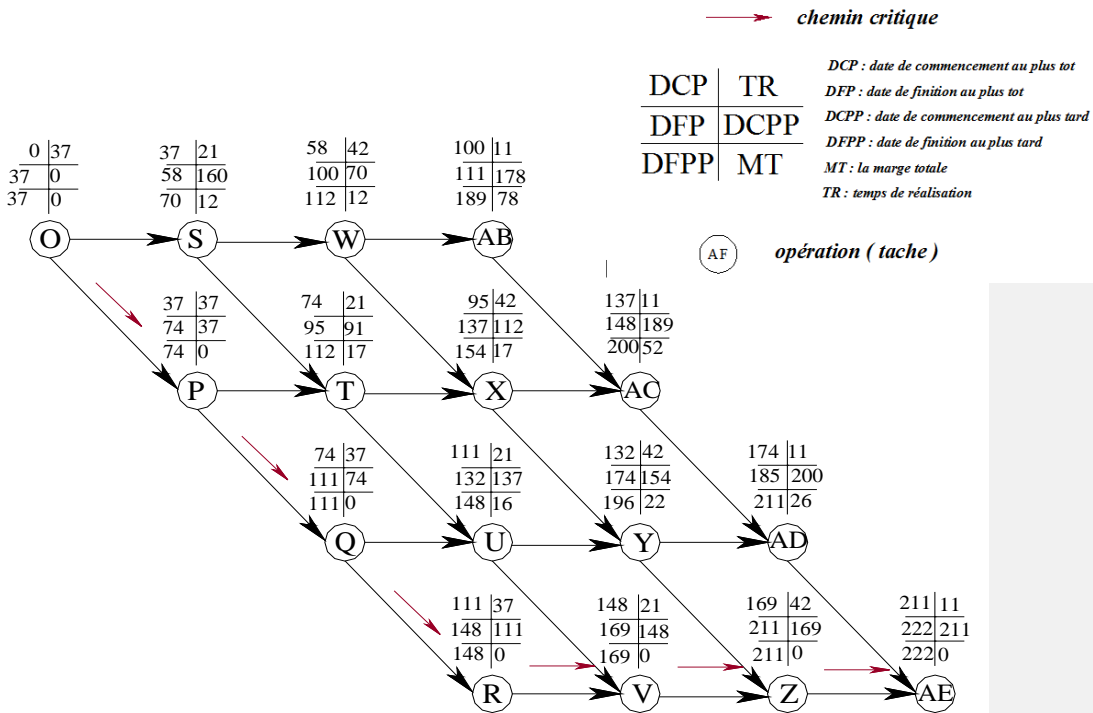
Tableau VIII.10.b: Temps de réalisation des opérations de l’adduction BC3 – Sidi Abdelli

Notation	Opération	Durée (jour)
AF	Exécution des tranchées « tranche 1 »	34
AG	Pose du lit de sable« tranche3 »	21
AH	Pose de la canalisation « tranche 4 »	42
AI	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	10

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l’adduction dans le tableau VIII.9.b.

Tableau VIII.10.c: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z



le reseau à Noeuds de l'adduction

Figure VIII.1: Réseau à nœud (méthode CPM) de l'adduction RT2 – STE Sidi Abdelli

Commenté [H1]:

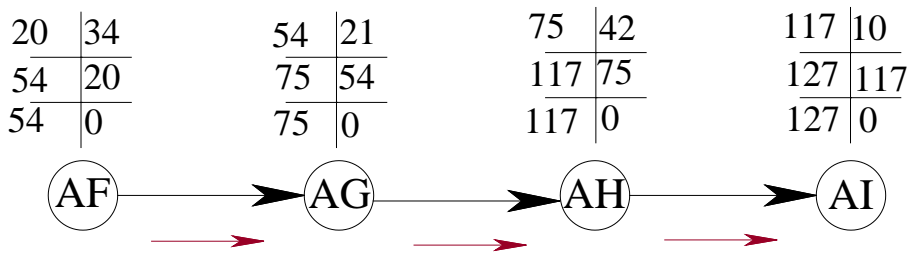


Figure VIII.2 : Réseau à nœud (méthode CPM) de l'adduction BC3 – STE Sidi Abdelli

B) Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir de 20 000 m³ semblable au notre et leurs durées sont mentionnées dans la figure ci-dessous : (Source : ADE)

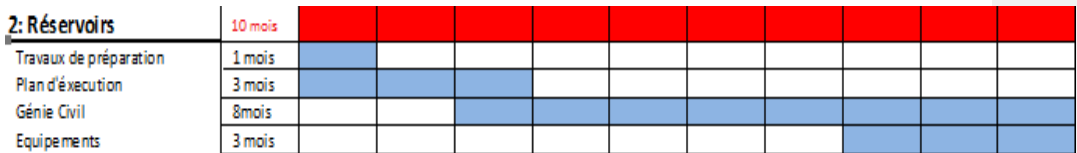


Figure VIII.3 : Durée de réalisation d'un réservoir de 20 000 m³ (Source ADE)

C) Stations de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.10.d: temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jour)
Travaux Préparatoires	Mise en place du chantier	14
	Décapage	5
	Excavation	8
	Coulage du béton de propreté	3
Génie Civil	Coulage du béton pour les semelles.	3
	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
	Remblayage et compactage des fouilles.	3
	Construction des murés	7
	Coulage béton longrines inférieures.	17
	Remblayage et compactage des casiers.	6
	Coulage de la chape inférieure.	2
	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	55
	Maçonnerie et finition générale.	55
	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7
	Electricité	60
	Mise en service	45



Figure VIII.4 : Durée de réalisation de la station de pompage Méthode GANTT.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons abordé la gestion et l’organisation d’un chantier en allant du management, en établissant le devis quantitatif et estimatif du projet.
 On a donc choisi les engins adéquats pour la réalisation de notre projet que nous avons estimé réalisable dans un délai de 10 mois avec un coût total de **1 940 011 792 DZD**.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études a été dédié au renforcement en eau potable de Sidi Bel Abbas à partir de la station de dessalement de Honaine Wilaya Tlemcen. Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son aspect environnemental ont été abordés.

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et ce, pour un horizon de 35 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu:

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui nous ont permis de constater qu'il y a un grand déficit dans la région pour l'année en cours et qu'il faudra satisfaire un besoin de 138 400 m³/j à l'horizon 2050
- Projeter des conduites en acier de diamètres 1000 mm et 800 mm respectivement pour les tronçons RT2-STE et BC3-STE.
- Dimensionner deux réservoirs de 20 000 m³ chacun.
- Implanter une station de pompage et protéger l'adduction contre la corrosion et le coup de bélier :
 - ✓ En revêtant la conduite intérieurement par une couche de résine époxy
 - ✓ Elle recevra extérieurement un revêtement tri-couche doublé d'une protection cathodique.
 - ✓ En projetant un réservoir d'air d'un volume de 70 m³ à la sortie de la station pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
 - ✓ Un calcul de la loi de fermeture des robinets vannes a été entrepris afin de protéger le conduites gravitaires avec une durée de fermeture du robinet vanne de 140 secondes et 17 secondes, respectivement pour les tronçons RT2 – SP et BC3 – STE Sidi Abdelli.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers.

Au terme de ce travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [4] **F.VALIRON** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I, 2003.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.
- [7] **M.MEUNIER**. LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION, Edition Dunod paris 1950, 10 P.
- [8] **M. Romanoff**, Performance of Ductile Iron Pipe in Soils - An 8-Year Progress Report, (Atlantic City, NJ: AWWA, Dec. 1976)
- [9] **Robert G. Wakelin**, A Summary of the Findings of Recent Water main Corrosion Studies in Ontario, Institute for Research in Construction (Publishers), 1993
- Roberge PR** Corrosion engineering principles and practice, Mc-Graw-Hill (Publishers), New York 2008

Mémoires de fin d'étude

- [10] **Y. MEZERREG** . « Etude du système de transfert pour l'alimentation en eau potable des agglomérations de CHADIA et GHARIANA a partir du barrage d'EL AGREM (W.JIJEL) ». 144. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2013.

Catalogues

- PNE** : plan national de l'eau édition 2014.
- [11] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [12] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [13] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».

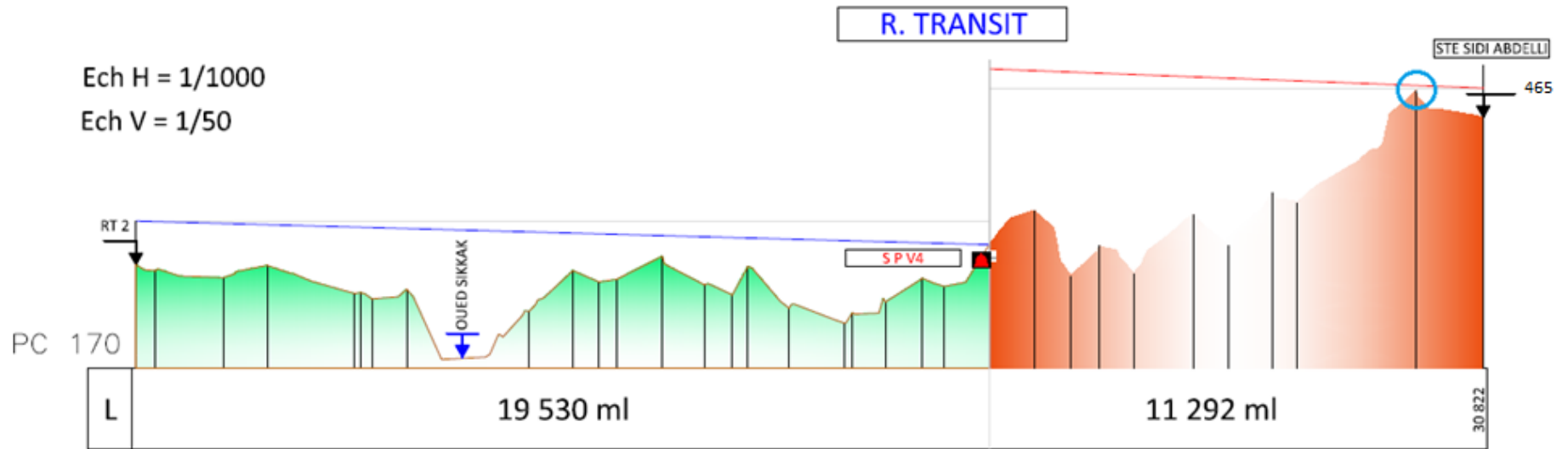
ANNEXE

ANNEXE II.1 :

Dotations et taux de majoration pour différents horizons.

Commune	Dispersion	2015		2030		2040	
		Dot	Taux de majoration (%)	Dot	Taux de majoration (%)	Dot	Taux de majoration (%)
SIDI BEL ABBES	SIDI BEL ABBES (A.C.L)	105	50	110	50	120	60
	ZE	75	15	100	25	100	25
TESSALA	TESSALA (A.C.L)	80	25	100	35	100	35
	ZE	75	15	90	15	90	15
SIDI BRAHIM	SIDI BRAHIM (A.C.L)	80	35	100	35	100	35
	Bouacif Boubarnas (VSA) A.S	80	15	90	15	90	15
	ZE	60	0	60	0	60	0
SIDI ALI BOUSSIDI	SIDI ALI BOUSSIDI (A.C.L)	85	35	100	35	100	35
	ZE	60	0	60	0	0	0
BADRED DINE EL MOKRAN I	BADREDDINE EL MOKRANI (A.C.L)	80	35	100	35	60	35
	Kedadra A.S	75	15	90	15	90	15
	ZE	60	0	60	0	60	0
AMARNAS	AMARNAS (A.C.L)	80	35	110	40	110	40
	ZE	75	15	90	15	100	25
TILMOUNI	TILMOUNI (A.C.L)	75	35	100	35	100	35
	ZE	75	35	100	35	100	35
SIDI LAHCENE	SIDI LAHCENE (A.C.L)	85	40	110	40	110	40
	Douar Djouaher A.S	75	15	90	15	90	15
	ZE	75	15	100	25	100	25
AIN TRID	AIN TRID (A.C.L)	75	15	90	15	90	15
	ZE	75	15	90	15	90	15
HASSI ZAHANA	HASSI ZAHANA (A.C.L)	80	35	100	35	110	35
	ZE	60	0	60	0	60	0
AIN KADA	AIN KADA (A.C.L)	75	0	100	25	100	25
	ZE	60	0	60	0	60	0
ZEROUALA	ZEROUALA (A.C.L)	80	35	100	35	100	35
	ZE	60	0	60	0	60	0
LAMTAR	LAMTAR (A.C.L)	80	35	100	35	100	35
	ZE	60	0	60	0	60	0
SIDI DAHOU DE ZAIRS	SIDI DAHOU DE ZAIRS (A.C.L)	80	25	100	25	100	25
	ZE	75	15	90	15	90	15
SEHALA THAOURA	SEHALA THAOURA (A.C.L)	75	15	90	15	90	15
	ZE	60	0	60	0	60	0
SIDI YACOUB	SIDI YACOUB (A.C.L)	80	25	100	35	100	35
	ZE	75	0	60	0	60	0
BEN BADIS	BEN BADIS (A.C.L)	80	40	110	40	110	40
	Safsaf A.S	75	15	90	15	90	15
	ZE	60	0	60	0	60	0
HASSI DAHOU	HASSI DAHOU (A.C.L)	80	35	100	35	100	35
	ZE	60	0	60	0	60	0

ANNEXE III.1 :
Profile en long simplifié de la Variante 2



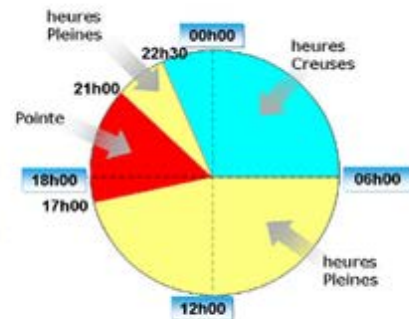
ANNEXE III.2 :

Choix du tarif en fonction de la consommation d'énergie pendant les heures de pointes

Quatre(04) tarifs sont à votre disposition :

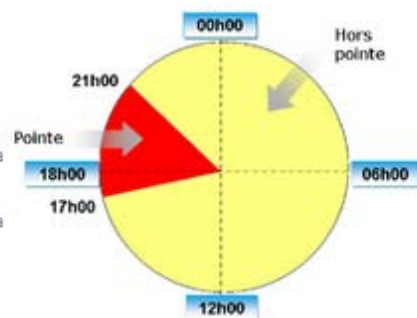
Trois Postes Horaires : Pointe, Heures Pleines, Heures Creuses.
Il correspond aux clients ayant :

- ▶ La consommation en pointe inférieure à 20% de la consommation totale
- ▶ La consommation en heures creuses supérieure à 30% de la consommation totale.



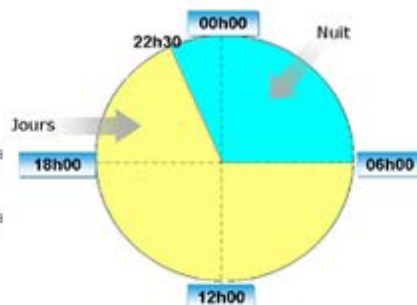
Deux Postes Horaires : Pointe, Hors pointe.
Il correspond aux clients ayant :

- ▶ La consommation en pointe inférieure à 20% de la consommation totale
- ▶ La consommation en heures creuses inférieure à 30% de la consommation totale



Deux Postes Horaires : Nuit, Jour.
Il correspond aux clients ayant :

- ▶ La consommation en pointe supérieure à 20% de la consommation totale
- ▶ La consommation en heures creuses supérieure à 30% de la consommation totale.



Poste Horaire unique : 24 heures .
Il correspond aux clients ayant :

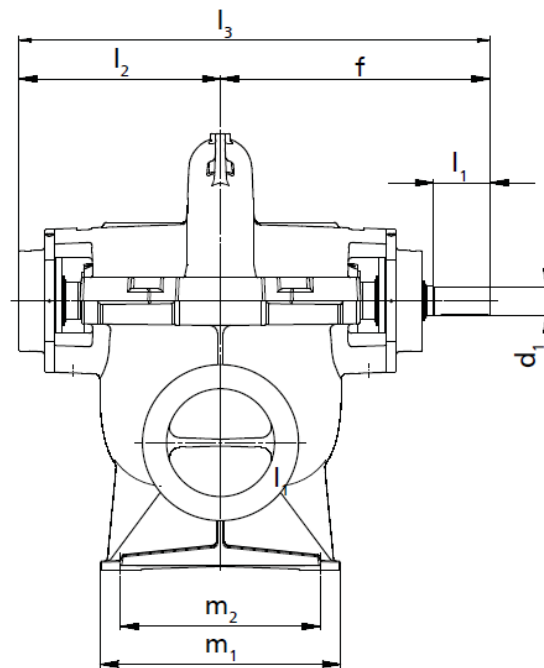
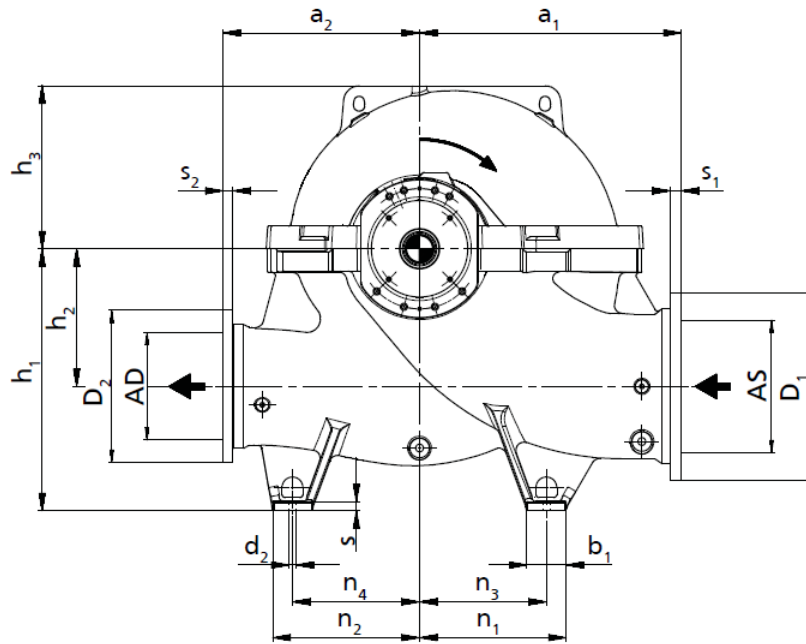
- ▶ La consommation en pointe supérieure à 30% de la consommation totale
- ▶ La consommation en heures creuses inférieure à 10% de la consommation totale.

Ce tarif est recommandé aux clients temporaires, chantiers, clients avec arrêt annuel prolongé.



ANNEXE V.1

Dimensions RDLO, version horizontale



ANNEXE V.1

Dimensions RDLO, version horizontale

Dimensions pompe [mm]

Taille de pompe	a ₁	a ₂	f	h ₁	h ₂	h ₃	l ₂	l ₃	z
350-575	900	700	956	900	475	550	720	1676	550
350-690	900	750	956	900	475	550	720	1676	550
400-525	750	700	998	900	475	530	747	1745	530
400-665	1000	750	998	1000	525	620	747	1745	620
400-705	900	800	956	900	450	570	720	1676	570
400-935	1050	1000	956	1000	550	650	720	1676	650
500-585	1100	800	1098	1100	550	680	847	1945	680
500-685	1100	800	1098	1100	575	670	847	1945	670
500-835	1150	1100	1166	1100	575	690	872	2038	690
500-860	1200	900	1166	1200	700	775	872	2038	775
500-1015	1200	1100	1166	1200	725	750	872	2038	750
500-1035	1250	1100	1166	1200	700	800	872	2038	800
600-600	1200	900	1098	1200	675	770	847	1945	770
600-705	1150	1000	1098	1100	575	715	847	1945	715
600-885	1300	1100	1280	1300	750	790	926	2206	790
600-1075	1250	1200	1280	1300	750	850	926	2206	850
700-980	1500	1250	1365	1500	850	920	1011	2376	920

Dimensions pied et arbre [mm]

Taille de pompe	Pied									Arbre		Pompe	Eau contenue
	b ₁	d ₂	m ₁	m ₂	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄	s	d ₁	l ₁		
	[kg] ⁴												
350-575	150	35	780	630	560	560	485	485	35	95	210	2705	390
350-690	150	35	780	630	560	560	485	485	35	95	210	2965	400
400-525	150	35	890	740	560	560	485	485	35	105	210	2600	510
400-665	150	35	860	740	560	560	485	485	35	105	210	3415	620
400-705	150	35	750	630	640	640	565	565	35	95	210	2840	500
400-935	150	35	840	690	640	640	565	565	35	95	210	3750	620
500-585	150	35	1050	900	640	640	565	565	35	105	210	4560	960
500-685	150	35	1050	900	640	640	565	565	35	105	210	4510	930
500-835	200	42	1070	870	850	850	750	750	40	125	250	5050	970
500-860	200	42	1070	870	725	725	625	625	40	125	250	5390	1120
500-1015	200	42	1070	870	850	850	750	750	40	125	250	6030	1050
500-1035	200	42	1070	870	850	850	750	750	40	125	250	5900	1250
600-600	200	35	1070	870	725	725	625	625	40	105	210	5020	1390
600-705	200	35	1090	870	725	725	625	625	40	105	210	5150	1230
600-885	200	42	1070	870	850	850	750	750	40	145	290	6200	1530
600-1075	200	42	1150	950	850	850	750	750	40	145	290	7475	1570
700-980	200	42	1340	1140	850	850	750	750	40	145	290	8865	2180

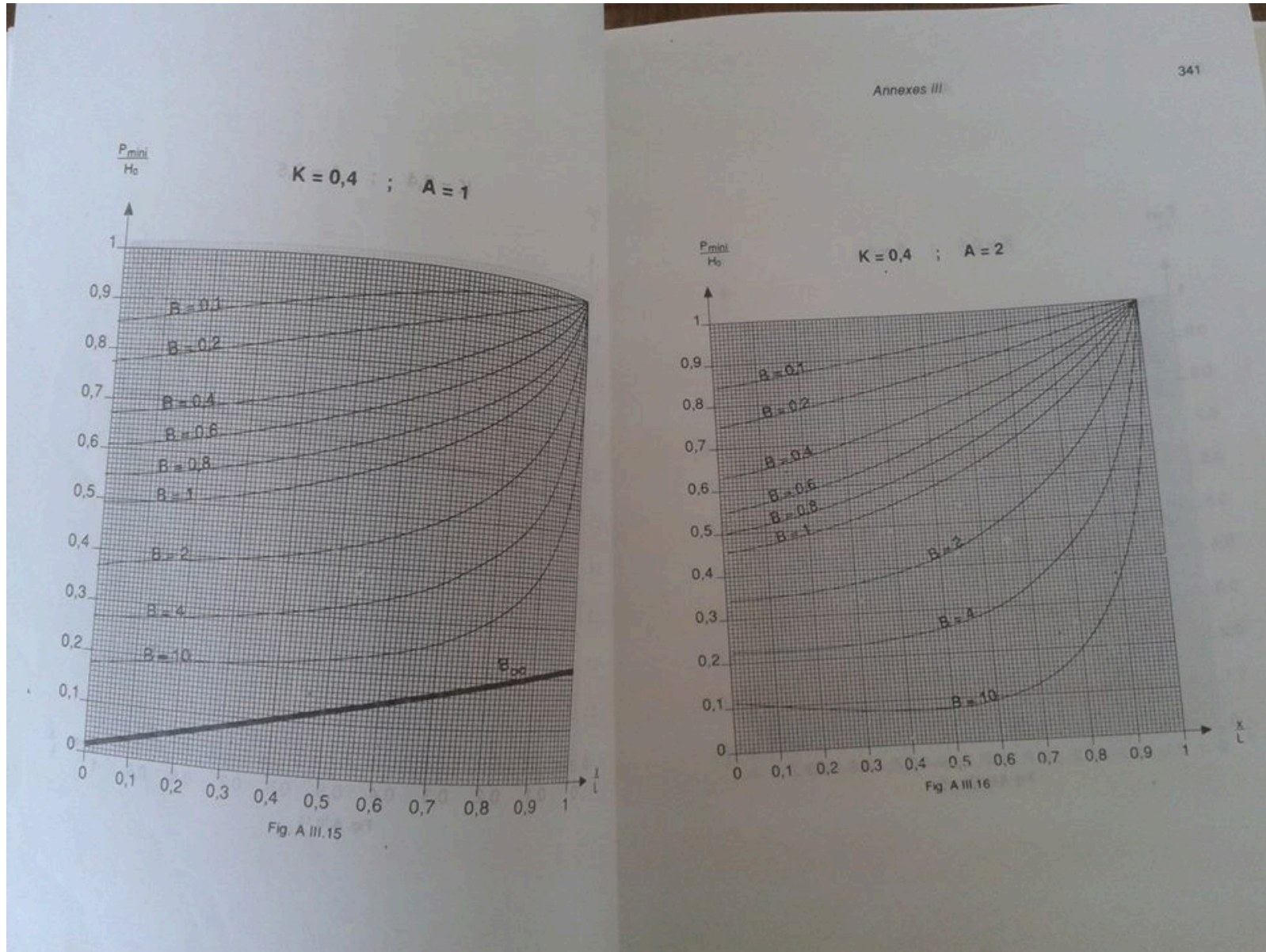
ANNEXE VI.1

Epaisseur de la conduite en (mm) en fonction du nombre Schedule

NPS inches	I.D mm	10	20	30	STD	40	60	XS	80	100	160	XXS
1/8	6	1.24	–	1.45	1.73	1.73	–	2.41	2.41	–	–	–
1/4	8	1.65	–	1.85	2.24	2.24	–	3.02	3.02	–	–	–
3/8	10	1.65	–	1.85	2.31	2.31	–	3.2	3.2	–	–	–
1/2	15	2.11	–	2.41	2.77	2.77	–	3.73	3.73	–	4.77	7.47
3/4	20	2.11	–	2.41	2.87	2.87	–	3.91	3.91	–	5.56	7.82
1	25	2.77	–	2.90	3.38	3.38	–	4.55	4.55	–	6.35	9.09
1.1/4	32	2.77	–	2.97	3.56	3.56	–	4.85	4.85	–	6.35	9.7
1.1/2	40	2.77	–	3.18	3.68	3.68	–	5.08	5.08	–	7.14	10.16
2	50	2.77	–	3.18	3.91	3.91	–	5.54	5.54	–	8.74	11.07
2.1/2	65	3.05	–	4.78	5.16	5.16	–	7.01	7.01	–	9.52	14.02
3	80	3.05	–	4.78	5.49	5.49	–	7.62	7.62	–	11.12	15.24
3.1/2	90	3.05	–	4.78	5.74	5.74	–	8.08	8.08	–	–	16.15
4	100	3.05	–	4.78	6.02	6.02	–	8.56	8.56	–	13.49	17.12
5	125	3.40	–	–	6.55	6.55	–	9.52	9.52	–	15.87	19.05
6	150	3.40	–	–	7.11	7.11	–	10.97	10.97	–	18.26	21.95
8	200	3.76	6.35	7.04	8.18	8.18	10.31	12.7	12.7	15.08	23.01	22.22
10	250	4.19	6.35	7.80	9.27	9.27	12.7	12.7	15.08	18.26	28.57	25.4
12	300	4.57	6.35	8.38	9.52	10.31	14.27	12.7	17.47	21.44	33.32	25.4
14	350	6.35	7.92	9.53	9.52	11.12	15.09	12.7	19.05	23.82	35.71	–
16	400	6.35	7.92	9.53	9.52	12.7	16.66	12.7	21.44	26.19	40.49	–
18	450	6.35	7.92	11.13	9.52	14.27	19.05	12.7	23.82	29.36	45.24	–
20	500	6.35	9.53	12.70	9.52	15.08	20.62	12.7	26.19	32.54	50.01	–
22	550	6.35	9.53	12.70	9.52	15.87	22.22	12.7	28.57	34.92	53.97	–
24	600	6.35	9.53	12.70	9.52	17.47	24.61	12.7	30.96	38.89	59.54	–
26	650	7.92	12.70	–	9.52	–	–	12.7	–	–	–	–
28	700	7.92	12.70	15.88	9.52	–	–	12.7	–	–	–	–
30	750	7.92	12.70	15.88	9.52	–	–	12.7	–	–	–	–
32	800	7.92	12.70	15.88	9.52	17.47	–	12.7	–	–	–	–
34	850	7.92	12.70	15.88	9.52	17.47	–	12.7	–	–	–	–
36	900	7.92	12.70	15.88	9.52	19.05	–	12.7	–	–	–	–
40	1000	–	–	15.88	9.53	–	–	12.7	–	–	–	–

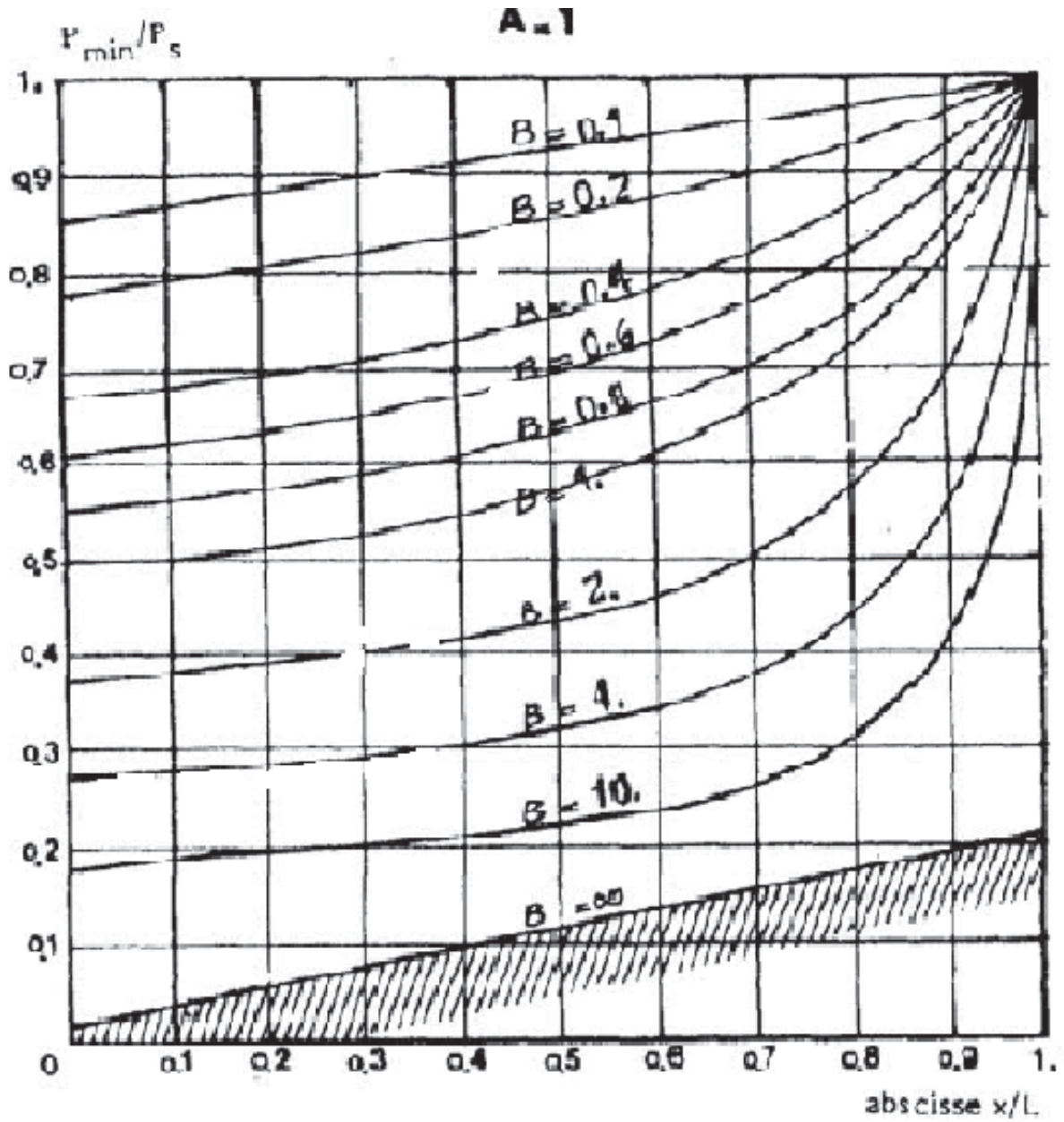
ANNEXE VI.2

Abaque de PUECH et MEUNIER de la bibliothèque pour $K=0.4$ et $A=1$



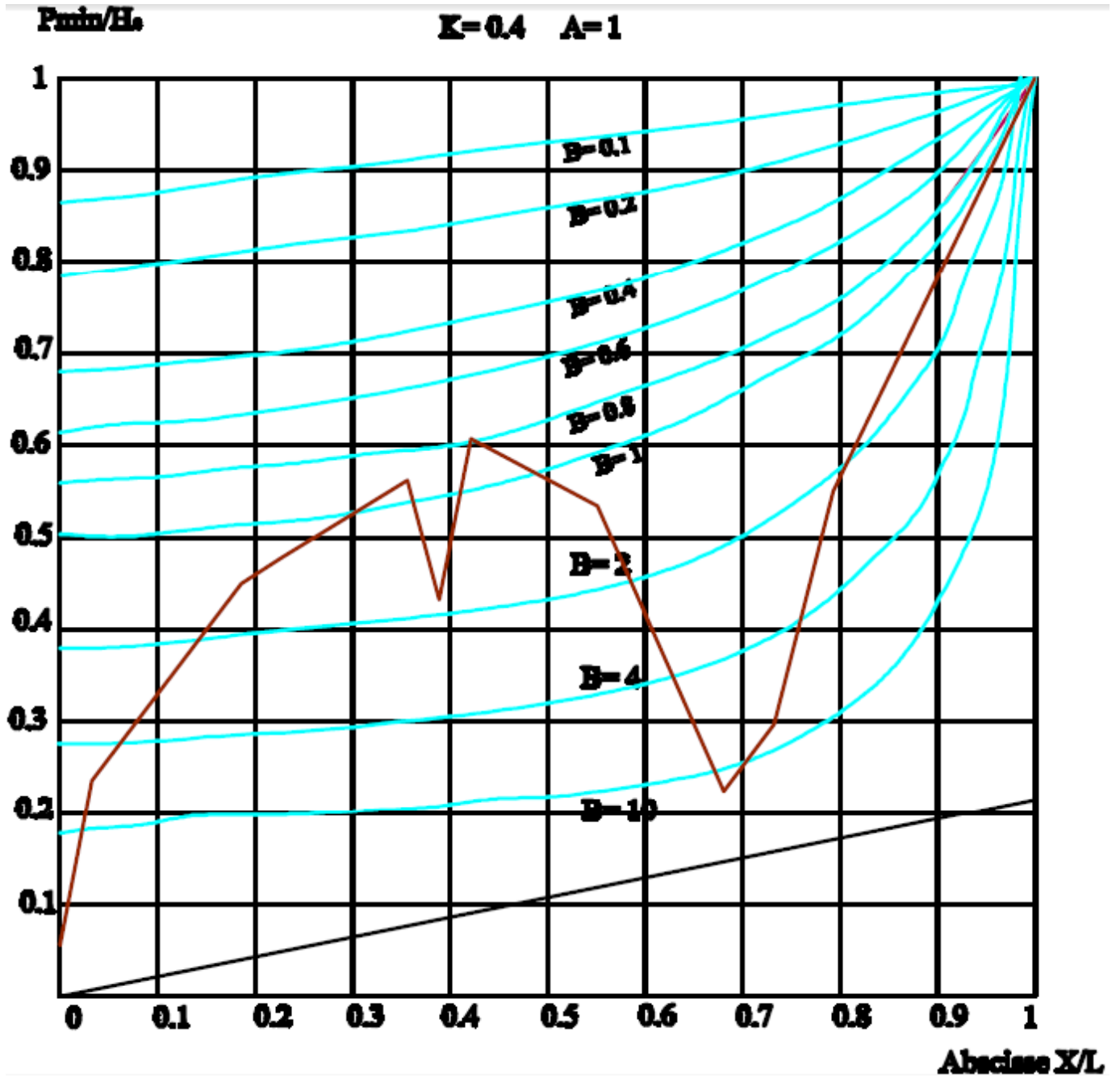
ANNEXE VI.3

Abaque de PUECH et MEUNIER scanné K=0.4 et A=1



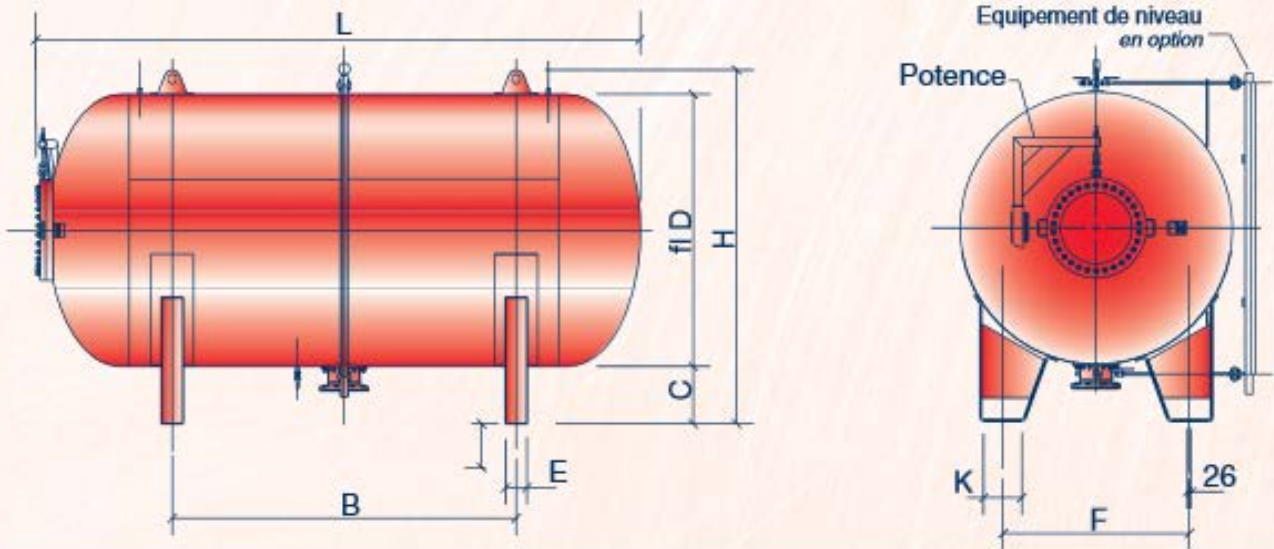
ANNEXE VI.4

Abaque de PUECH et MEUNIER restaurée $K=0.4$ et $A=1$



ANNEXE VI.4

Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.



Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400	Non
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400	Non
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400	Oui
10000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400	Oui
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400	Oui
12000	2100	4150	2670	2200	300	1600	328	400	Oui
15000	1900	5920	2470	3700	150	1300	268	400	Oui
15000	2100	4940	2670	3000	300	1600	328	400	Oui
18000	1900	7200	2470	5200	150	1300	268	400	Oui
18000	2100	6540	2670	3900	300	1600	328	400	Oui
20000	1900	7740	2470	5500	150	1300	268	400	Oui
20000	2100	6340	2670	4400	300	1600	328	400	Oui
25000	1900	9500	2470	5700	150	1300	268	400	Oui
25000	2100	7800	2670	5500	300	1600	328	400	Oui
25000	2500	5560	3300	3150	500	1900	500	590	Oui
30000	2100	9400	2670	5700	300	1600	300	400	Oui
30000	2500	6840	3300	4200	500	1900	500	590	Oui
35000	2500	7960	3300	5400	500	1900	500	590	Oui
35000	3000	5830	3800	3000	500	1900	500	590	Oui
40000	3000	6430	3800	3600	500	1900	500	590	Oui
50000	3000	7830	3800	5000	500	1900	500	590	Oui
60000	3000	9330	3800	6000	500	1900	500	590	Oui
70000	3000	10830	3800	7500	500	1900	500	590	Oui

Pour capacités supérieures : nous consulter. Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

ANNEXE VI.5
Abaque de MM, DUBIN et GUENEAU

