

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Réhabilitation de l'adduction des communes de Tizi N'Bechar et Ammoucha à partir du captage des sources d'oued El Bared (w. Setif) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0031-15

APA Citation (توثيق APA):

Boukamoum, Meriem (2015). Réhabilitation de l'adduction des communes de Tizi N'Bechar et Ammoucha à partir du captage des sources d'oued El Bared (w. Setif)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable**

**THEME DU PROJET :**

**REHABILITATION DE L'ADDUCTION DES  
COMMUNES DE TIZI N'BECHAR ET AMMOUCHA À  
PARTIR DU CAPTAGE DES SOURCES D'OUED  
ELBARED (W.SETIF)**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>lle</sup> : Meriem BOUKAMOUM.**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> KHODJET- KESBA Omar	Professeur	Président
M <sup>r</sup> DJELLAB Mouhamed	M.C.A	Membre
M <sup>r</sup> HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Membre
M <sup>me</sup> BERBACHE Sabah	M.A.A	Membre
M <sup>r</sup> AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Promoteur

Novembre 2015

## Remerciements :

*Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à :*

- « ALLAH » le tout puissant pour m'avoir montré le chemin de la vérité et pour m'avoir permis d'arriver à ce résultat ;

- mes parents pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout au long de mes études et à ma chère famille de leurs aides morale et financière.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

- Mon promoteur M<sup>r</sup> *Ammari.A* pour ses conseils, ses consultations et orientations ainsi que pour sa disponibilité qui ont été déterminants pour l'élaboration de ce mémoire.

- Aux membres du jury pour avoir pris la peine d'évaluer ce modeste travail.

- Tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui a contribué de près ou de loin à ma formation.

- Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont participé avec un geste, morale ou physique, pour achever ce mémoire.

*M<sup>lle</sup>. Meriem BOUKAMOUM.*

## Dédicace :

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers, ma mère « *Baya* » et mon père « *Abdelhamid* ».

Pour leurs veillées auprès de mes chevilles jusqu' 'à extinction de la lumière alors que j'étudiais, pour tous leurs sacrifices corps et âme et leurs soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Envers mon oncle « *Abdelhamid* » et mes tantes : Massouda et Hafida, pour leurs accueillement chaleureux et hospitalité durant les années de ma formation a Blida.

Je le dédie également à :

Mes soeurs : *Amel, Samha, Esmâ et à Nadjet* particulièrement.

Mes frères: *Abelbaki et Adel* et mon beau frère : Nizar.

Mes belles sœurs : Amina et Samia.

Et surtout pour mon sucre d'orge : *Rimouchka* ; mes petits Schtrounfs : *Charaf Eddine, Mohamed* et mon gros bébé : *Anes*

A tous les cousins et les cousines : Ilyes, Meriem et Yassmina.

A mes amis : Houda, Hanan et son PC, Imen « and beat it », Amel, Kholoud, Hadjer, Latifa, Rania, Sabrina, Naima, Bouchra, Ishak, Ali, Adnane Bouf, Oussama, Hichem, Narimen et Abdelatif.

A tous mes collègues de promotion 2015 de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

*M<sup>lle</sup>. Meriem BOUKAMOUM.*

## ملخص :

مذكرة التخرج هذه تعالج نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمناطق الريفية لكل من بلدية واد البارّد, تيزي نيشار و عموشة الواقعة شمال ولاية سطيف مع حدود ولاية بجاية, انطلاقا من منشآت هيدروليكية مصدر مياهها من استغلال ينابيع و شلالات منطقة العناصر التابعة لبلدية واد البارّد.  
هذه الدراسة تهدف إلى تحسين ظروف المعيشة لسكان الريف من حيث التزود بالمياه الصالحة للشرب لمؤمنين لهم حياة أفضل في أراضيهم, من أجل النهوض بالقطاع الفلاحي و الحد من النزوح الريفي.

## Résumé :

Ce présent mémoire de fin d'étude traite la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable des zones rurales des communes de Oued Elbared , Tizi N'Bechar et Ammoucha à partir des infrastructures hydrauliques existantes dont la source d'eau des sources de la commune de Oued Elbared.

La zone d'étude est située dans le nord de la wilaya de SETIF avec les frontières de la wilaya de BEJAIA

Le but de l'étude est d'améliorer le niveau de vie des populations rurales en matière d'AEP afin de les maintenir sur place pour éviter l'exode rurale et enrichir le secteur agricole.

## Abstract :

This work treats the general conception of a drinking water supply network of the rural zones of the towns of Wadi Elbared , Tizi N'Bechar et Ammoucha, from existing hydraulic infrastructures which are supplied from sources and cascades situated in Oued Elbared town.

The study zone is situated in the north of SETIF.

The aim of the study is to improve the living conditions of rural population as far as the drinking water supply is concerned in order to maintain them there and avoid the rural exodus and improve the agricultural sector.

## SOMMAIRE

### Chapitre I : Présentation de la zone d'études

<b>Introduction</b> .....	<b>1</b>
<b>I-1 : L'aire de la zone d'étude</b> .....	<b>1</b>
<b>I-2 : Situation géographique et topographique</b> .....	<b>1</b>
<b>I-3 : Population</b> .....	<b>3</b>
<b>I-4 : Situation géologique</b> .....	<b>3</b>
<b>I-5 : Situation climatique</b> .....	<b>4</b>
I.5.1 : Pluviométrie.....	<b>4</b>
I.5.2 : Les vents.....	<b>5</b>
I.5.3 : Température.....	<b>5</b>
I.5.4 : Humidité.....	<b>5</b>
I.5.5 : Hydrogéologie.....	<b>5</b>
<b>I-6 : Situation hydraulique</b> .....	<b>6</b>
<b>I-7 : Présentation du projet</b> .....	<b>6</b>
I-7-1 : Objectifs du projet.....	<b>8</b>
I-7-2 : Description de l'ancienne adduction.....	<b>8</b>
<b>Conclusion</b> .....	<b>12</b>

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

<b>Introduction</b> .....	<b>13</b>
<b>II-1 : Evolution de population</b> .....	<b>15</b>
<b>II-2 : Evaluation des besoins en eau potable</b> .....	<b>14</b>
II-2-A : Consommation moyenne journalière .....	<b>15</b>
II-2-B : Etude de la variation des débits .....	<b>20</b>
<b>II-3 : Comparaison entre les ressources et les besoins</b> .....	<b>21</b>
<b>Conclusion</b> .....	<b>21</b>

### Chapitre III : Etude des réservoirs

<b>Introduction</b> .....	22
<b>III-1 : Classification</b> .....	22
<b>III-2 : Utilité des réservoirs</b> .....	23
<b>III-3 : Choix de la cote du réservoir</b> .....	23
<b>III-4 : Les différents types de réservoirs à projetés</b> .....	23
<b>III-5 : Détermination de la capacité du réservoir</b> .....	24
▪ <b>La méthode analytique</b> .....	24
▪ <b>La méthode graphique</b> .....	25
III-5-1 : Dimensionnement du réservoir R 02 de Tizi N’Bechar .....	26
<b>III-6 : Dimensionnement des bâches de reprises des différentes stations de pompage</b> .....	27
III-6-1 : Bâche de la station mère SP01 «Oued Elbared».....	27
III-6-2 : Bâche de la station de pompage secondaire SP02.....	27
<b>III-7 : Dimensionnement du réservoir tampon</b> .....	28
<b>III-8 : Forme des réservoirs</b> .....	29
<b>Conclusion</b> .....	29

### Chapitre IV : Étude de l’adduction

<b>Introduction</b> .....	30
<b>IV-1 : Types d’adduction</b> .....	30
IV-1-1 : Adduction gravitaire.....	30
IV-1-2 : Adduction par refoulement.....	30
IV-1-3 : Adduction mixte.....	30
<b>IV-2 : Choix du tracé</b> .....	30
<b>IV-3 : Choix de matériaux</b> .....	30
<b>IV-3 : Comportement d’une adduction</b> .....	32
IV-3 : Cas de surpression.....	32
IV-3 : Cas de dépression.....	32

<b>IV-4 : Etude technico-économique</b> .....	<b>33</b>
IV-4-1 : Détermination du diamètre avantageux (les tronçons gravitaires).....	<b>33</b>
IV-4-2 : Détermination du diamètre économique (les tronçons de refoulements).....	<b>34</b>
<b>IV-5 : Proposition des variantes</b> .....	<b>38</b>
IV-5-1 : Variante 1.....	<b>39</b>
IV-5-2 : Variante 2.....	<b>39</b>
<b>IV-6 : Analyse des variantes</b> .....	<b>41</b>
<b>IV-7 : Dimensionnement du réseau d'Adduction</b> .....	<b>43</b>
IV-7-1 : Partie gravitaire.....	<b>43</b>
IV-7-2 : Partie Refoulement.....	<b>46</b>
<b>IV-8 : Récapitulation des résultats de tout le réseau</b> .....	<b>51</b>
<b>Conclusion</b> .....	<b>52</b>

### Chapitre V : Etude de pompage

<b>Introduction</b> .....	<b>53</b>
<b>V-1 : Définition</b> .....	<b>53</b>
<b>V-2 : Critères d'emplacement de la station de pompage</b> .....	<b>53</b>
<b>V-3 : les pompes</b> .....	<b>53</b>
V-3-1 : Principe du fonctionnement des pompes centrifuges.....	<b>53</b>
V-3-2 : Couplage des pompes.....	<b>54</b>
V-3-3 : Choix de la pompe.....	<b>55</b>
V-3-4 : Point du fonctionnement d'une pompe.....	<b>55</b>
<b>V-4 : Modes du réglage</b> .....	<b>55</b>
V-4-1 : Débit disponible > Débit appelé :.....	<b>56</b>
V-4-2 : Débit disponible < Débit appelé .....	<b>57</b>
<b>V-5 : Etude de la cavitation</b> .....	<b>57</b>
V-5-1 : Le Calage de la pompe.....	<b>58</b>
<b>V-6 : Choix des pompes pour chaque refoulement</b> .....	<b>59</b>
A) Refoulement de La première station de pompage mère SP01 vers le réservoir R01.....	<b>59</b>



B) Refoulement de La première station de pompage mère SP1 vers la deuxième station de pompage secondaire SP 02.....	63
C) Refoulement de La deuxième station de pompage mère SP02 vers le réservoir R02.....	67
<b>V-7 : Equipements d'une station de... pompage.....</b>	<b>73</b>
V-7-1 : Bâtiment de la station de pompage.....	73
V-7-2 : Equipements en amont : Aspiration.....	76
V-7-3 : Equipements en aval : Refoulement.....	77
<b>Conclusion .....</b>	<b>79</b>

**Chapitre VI : Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire**

<b>Introduction.....</b>	<b>80</b>
<b>Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire .....</b>	<b>80</b>
<b>VI-1 : Définition.....</b>	<b>80</b>
VI-1-1 : Causes du coup de bélier.....	80
VI-1-2 : Amplitude du coup de bélier.....	81
VI-1-3 : Risques dus aux coups de bélier.....	81
✓ Cas de la surpression .....	81
✓ Cas de dépression.....	81
✓ Fatigue de la canalisation.....	82
VI-1-4 : Interprétation physique du coup de bélier.....	82
VI-1-5 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	83
VI-1-6 : Principe du fonctionnement du réservoir anti-bélier.....	85
VI-1-7 : Calcul des réservoirs d'air .....	85
<b>VI-2 : Protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier.....</b>	<b>86</b>
VI-2-1 : Protection contre la dépression.....	86
VI-2-2 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.....	88
VI-2-3 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon .....	88
VI-2-4 : Détermination de la famille des courbes B de chaque tronçon .....	89

VI-2-5 : Calcul des volumes d'air .....	89
VI-2-6 : Protection contre la surpression.....	90
<b>VI-3 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....</b>	<b>91</b>
VI-3-1 : Protection de la conduite gravitaire R0 – SP01.....	92
VI-3-2 : Protection de la conduite gravitaire R1 – R <sub>Ammoucha</sub> .....	93
<b>Conclusion .....</b>	<b>93</b>

### Chapitre VII : Pose de canalisation

<b>Introduction.....</b>	<b>94</b>
<b>VII .1 : Le principe du pose des canalisations.....</b>	<b>94</b>
<b>VII -2 : Pose de canalisation en forte pente.....</b>	<b>94</b>
<b>VII -3 : Pose de canalisation en tranchée .....</b>	<b>94</b>
<b>VII-4 : Pose de canalisation dans un terrain rocheux .....</b>	<b>96</b>
<b>VII-5 : Traversée de route.....</b>	<b>96</b>
<b>VII-5 : Traversée d'une rivière.....</b>	<b>96</b>
<b>VII-6 : Assemblage par emboîtement .....</b>	<b>97</b>
<b>VII .7 : Essais de pression et d'étanchéité d'adduction.....</b>	<b>98</b>
VII .7-1 : La mise en eau des adductions.....	98
<b>VII .8 : Accessoires.....</b>	<b>98</b>
VII .8-1 : Robinets vannes.....	98
VII .8-2 : Ventouses.....	100
VII .8-3 : By-pass.....	101
VII .8-4 : Crépines.....	101
VII .8-5 : Joints de raccordement.....	101
VII .8-6 : Organes de mesure.....	101
<b>VII .9 : Organes de raccordement.....</b>	<b>102</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>103</b>

## Chapitre VIII : Organisation du chantier

<b>Introduction.....</b>	<b>104</b>
<b>VIII-1 : les différents travaux à entreprendre.....</b>	<b>104</b>
VIII-1-1 : Travaux concernant l'adduction.....	104
1) Exécution des tranchées.....	104
2) Pose du lit de sable.....	104
3) Pose des conduites .....	104
4) Epreuve de joint et de la canalisation .....	104
5) Remblayage des tranchées .....	104
6) Nivellement et compactage .....	104
VIII-1-2 : Travaux concernant les stations de pompage.....	104
<b>VIII-2 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....</b>	<b>105</b>
VIII-2- 1 : le volume du déblai d'excavation des conduites.....	105
VIII-2- 2 : Lit de sable.....	106
VIII-2- 3 : Volume de la conduite.....	106
VIII-2- 4 : Remblais compacté.....	107
VIII-2-5 : Frais de réalisation.....	108
<b>VIII-3 : Choix des engins du terrassement.....</b>	<b>109</b>
<b>VIII-4 : Planification des travaux.....</b>	<b>110</b>
VIII-4-1 : Planification des travaux de l'adduction .....	110
VIII-4-2 : Définitions des tâches et leurs durées .....	110
<b>VIII-5 : Hygiène et sécurité .....</b>	<b>112</b>
VIII-5-1 : Les causes principales .....	112
VIII-5-2 : Prévention.....	112
<b>Conclusion .....</b>	<b>112</b>

# Liste des Tableaux

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I- 1: Tableau de répartition de la population. ....	3
Tableau I- 2: précipitation moyenne en mm au nord de Sétif (1994-2005). ....	5
Tableau I- 3: la vitesse moyenne mensuelle des vents en m/s au nord de Sétif (2001-2005). ....	5
Tableau I- 4: la moyenne mensuelle des températures en C° au nord de Sétif (1994-2005) ....	5
Tableau I- 5: La moyenne du pourcentage d'humidité au nord de Sétif (1994-2005). ....	5
Tableau I- 6: débit des sources (mesures ANRH le 19 aout 2013) ....	7
Tableau I- 7: éléments existants dans les eaux souterraines d'Oued Elbared ....	7
Tableau I- 8: les caractéristiques de l'ancienne adduction. ....	9

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II- 1 : Taux d'accroissement selon .....	13
Tableau II- 2: Estimation de l'évolution de la population. ....	14
Tableau II- 3: Typologie de l'agglomération .....	15
Tableau II- 4: Evolution, par région, des dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés en hypothèse tendancielle. ....	16
Tableau II- 5: Tableau représentatif de la consommation domestique des différentes communes. ..	16
Tableau II- 6 : Table de taux de majoration (autres usages). ....	17
Tableau II- 7: Table des taux de majoration (autres usagés). ....	17
Tableau II- 8 : la consommation des équipements en 2015. ....	18
Tableau II- 9: la consommation des équipements en 2040. ....	18
Tableau II- 10: La consommation moyenne journalière des agglomérations en 2015. ....	18
Tableau II- 11 : La consommation moyenne journalière des agglomérations en 2040. ....	19
Tableau II- 12: La consommation moyenne journalière avec pertes (2015) ....	19
Tableau II- 13: La consommation moyenne journalière avec pertes (2015). ....	19
Tableau II- 14 : débits maximums et minimums des agglomérations (2015). ....	21
Tableau II- 15 : débits maximums et minimums des agglomérations (2040). ....	21

## Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau III- 1: Détermination de la capacité du réservoir de « TIZI N'BACHAR ».....	26
Tableau III- 2: Tableau des dimensions des réservoirs.....	29
Tableau III- 3: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	29

## Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV- 1: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyau. ....	33
---	----

Tableau IV- 2: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	37
Tableau IV- 3: Hmt de la station de pompage projetée SP1 (Variante 1).....	41
Tableau IV- 4: les frais d'exploitation de la station de pompage projetée pour chaque partie .....	41
Tableau IV- 5: Les frais de la tuyauterie de la variante 1.....	41
Tableau IV- 6: Stations de pompages projetées (Variante 2).....	42
Tableau IV- 7 : les frais d'exploitation des statios de pompages projetées (Variante 2).....	42
Tableau IV- 8: Les frais de la tuyauterie de la variante 2.....	42
Tableau IV- 9: Comparaison économique des variantes (DA).....	42
Tableau IV- 10: La longueur du premier tronçon gravitaire de l'adduction.....	43
Tableau IV- 11: Les altitudes des différents points du tronçon.....	43
Tableau IV- 12: Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction.R0-SP1.....	43
Tableau IV- 13: Diamètre normalisé pour le tronçon R0-SP1 de l'adduction.....	44
Tableau IV- 14: Frais d'investissement de la conduite gravitaires R0-SP01.....	45
Tableau IV- 15: La longueur du tronçon R01-R <sub>ammoucha</sub> de l'adduction.....	45
Tableau IV- 16: Les altitudes des différents points du tronçon.....	45
Tableau IV- 17: Diamètre calculé de le 2 <sup>ème</sup> tronçon gravitaire de l'adductionR02-R <sub>amm</sub> (fonte) ...	45
Tableau IV- 18: Diamètre normalisé le 2 <sup>ème</sup> tronçon gravitaire de l'adduction R02-R <sub>amm</sub> , (fonte)...	45
Tableau IV- 19: Frais d'investissement de la conduite gravitaires R01-R <sub>Ammoucha</sub> .....	46
Tableau IV- 20: caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement.....	46
Tableau IV- 21: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-R01.....	46
Tableau IV- 22: Calcul de la HMT du tronçon SP1-R01.....	47
Tableau IV- 23: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-R01.....	47
Tableau IV- 24: Bilan du tronçon SP1-R01.....	47
Tableau IV- 25: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP02.....	48
Tableau IV- 26: Calcul de la HMT du tronçon SP1-R02.....	48
Tableau IV- 27: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-R02.....	49
Tableau IV- 28: Bilan du tronçon SP1-R2.....	49
Tableau IV- 29: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP01-R02.....	50
Tableau IV- 30: Calcul de la HMT du tronçon SP01-R02.....	50
Tableau IV- 31: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-R02.....	50
Tableau IV- 32: Bilan du tronçon SP1-SP2.....	51
Tableau IV- 33: Les tronçons de l'adduction.....	51

## **Chapitre V : Etude de pompage**

Tableau V- 1: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	58
Tableau V- 2 : Les données du choix des pompes .....	59
Tableau V- 3: Caractéristiques des pompes en fct de leur nombre du refoulement SP01-R01.....	59
Tableau V- 4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP01-SP02.....	61
Tableau V- 5: Caractéristiques du moteur de la pompe du refoulement SP01-SP02.....	62
Tableau V- 6: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	64
Tableau V- 7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP01-SP02.....	65
Tableau V- 8: les caractéristiques du moteur électrique de la pompe du refoulement SP01-SP02...	66
Tableau V- 9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	68

Tableau V- 10: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP02-R02.....	69
Tableau V- 11: les caractéristiques du moteur électrique de la pompe du refoulement SP02-R02. .	72
Tableau V- 12: La hauteur du bâtiment pour chaque station.....	75
Tableau V- 13 : Largueur des bâtiments du pompage.....	75
Tableau V-14 : longueur des bâtiments des stations de pompage.....	75
Tableau V- 15: caractéristique des tronçons de refoulement de l'adduction.....	77

## **Chapitre VI : Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire**

Tableau VI- 1 : calcul de la célérité d'onde pour les différents diamètres.....	86
Tableau VI- 2: Caractéristiques des différents tançons de l'adduction (Refoulement) :.....	88
Tableau VI- 3: Détermination des valeurs K pour chaque tronçon.....	88
Tableau VI- 4 : Détermination des valeurs A pour chaque tronçon.....	88
Tableau VI- 5: Détermination du B pour le tronçon SP01-SP02 .....	89
Tableau VI- 6 : Détermination du B pour le tronçon : SP02-R01 .....	89
Tableau VI- 7 : Détermination du B pour tronçon : SP01-R02.....	89
Tableau VI- 8 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	90
Tableau VI- 9 : Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.....	90
Tableau VI- 10: Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon.....	90
Tableau VI- 11 : les volumes du réservoir d'air normalisés.....	90
Tableau VI- 12: résultats tirés de l'abaque de Dubin et Guéneau .....	91
Tableau VI- 13: Calcul des diamètres des diaphragmes.....	91
Tableau VI- 14 : calcul de la charge tenant compte du coup de bélier.....	92
Tableau VI- 15 : la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps. ....	92
Tableau VI- 16 : calcul de la charge tenant compte du coup de bélier.....	93

## **Chapitre VII :Pose de canalisation**

Tableau VII- 1 : Les déviations angulaires de conduites autorisées.....	98
---	----

## **Chapitre VIII :Organisation du chantier**

Tableau VIII- 1: calcul du volume du déblai des conduites.....	105
Tableau VIII- 2 : calcul du volume du lit de sable. ....	106
Tableau VIII- 3: calcul du volume des conduites.....	106
Tableau VIII- 4: Calcul du volume de remblai. ....	107
Tableau VIII- 5: Volumes des travaux de des conduites.....	107
Tableau VIII- 6: frais de réalisation de la pose de canalisation. ....	108
Tableau VIII- 7: Devis des différents travaux de pose de conduite. ....	108
Tableau VIII- 8 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	111

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de la zone d'études

Figure I-01	Plan de situation de la zone d'étude.....	02
Figure I-02	Massif des BABOR (2012).....	03
Figure I-03	Section synthétique au sein de la Petite Kabylie (Andrieux et Djellit, 1989).....	04
Figure I-04	La rivière d'Oued Elbared (2014).....	06
Figure I-05	Cascade de Ighzer Amarzag- Oued El bared.....	08
Figure I-06	Cascades de Laanacer - Oued Elbared.....	09
Figure I-07	Vu du champ de captage des sources (à l'amont d'Oued Elbared).....	10
Figure I-08	Chambre de captage se situe sur la rive gauche d'Oued Elbared.....	10
Figure I-09	Evacuateur de surplus de débit capté (trop plein).....	11
Figure I-10	Canal d'acheminement d'eau de la chambre du captage vers le réservoir de stockage	11
Figure I-11	Conduite en acier.....	12
Figure I-12	Brise charge capturée en dehors.....	12
Figure I-13	Brise charge capture (photo prise de l'intérieure).....	13
Figure I-14	Erosion et l'instabilité des terrains.....	14
Figure I-15	Dégradation de l'état des conduites(2015) .....	14

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II-01	Evolution de la population des chefs lieux de : Oued Elbared, Ammoucha, Ouricia et Tizi N'Bachar 2008-2040.....	14
--------------	---	----

## Chapitre III : Etude des réservoirs

Figure III-01	Explication de la méthode graphique.....	25
---------------	--	----

## Chapitre IV : Etude de l'adduction

Figure IV-01	Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	32
Figure IV-02	Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	32
Figure IV-03	Schéma explique les deux variantes.....	40
Figure IV-04	profil en long du tronçon R0-SP01 .....	44
Figure IV-05	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP01 – R01).....	48
Figure IV-06	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP01 – SP02).....	49
Figure IV-07	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP02 – R02).....	51

## Chapitre V : Etude de pompage

Figure V-01	Coupe transversale d'une pompe centrifuge.....	54
Figure V-02	Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1-R01.....	60
Figure V-03	Point de fonctionnement de la pompe (SP01- R01).....	61
Figure V-04	Les courbes caractéristiques du type de pompe choisi pour le tronçon de refoulement n°2 (entre SP1- et SP2).....	64
Figure V-05	Point de fonctionnement de la pompe du refoulement SP1- SP2.....	65
Figure V-06	Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP02-R02 (model n°2)...	68
Figure V-07	Point de fonctionnement de la pompe model 2 (SP02-R02).....	69

Figure V-09	Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP01-SP02 model 3.....	70
Figure V-10	Point de fonctionnement de la pompe model 3(refoulement SP02-R02).....	71
Figure V-11	Joint, Coude et clapet anti-retour.....	76
Figure V-12	Vanne d'aspiration, conduites d'aspiration collective et individuelle convergent, coude et manomètre.....	77
Figure V-13	Pompe et moteur, divergent, coude, manomètre, conduites de refoulement individuel et collectif, clapet anti-retour.....	78
Figure V-14	Conduite de refoulement et ventouse.....	78
Figure V-15	Clapet à battant.....	78
Figure V-16	Coude, vanne à opercule et convergent.....	79

### **Chapitre VI : Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire**

Figure VI-1	L'emplacement d'un réservoir anti bélièr.....	85
Figure VI-2	Profil en long et l'enveloppe des dépressions.....	87

### **Chapitre VII :Pose de canalisation**

Figure VII-01	Coup transversale d'une conduite au sol.....	94
Figure VII-02	Différentes type de butée. ....	95
Figure VII-03	Pose de canalisation dans un fourreau.....	96
Figure VII-04	Traversée d'une rivière.....	96
Figure VII-07	Robinet vanne à opercule.....	99
Figure VII-08	Robinets vanne papillon.....	99
Figure VII-10	Différentes types des Ventouse.....	100
Figure VII-11	Les différents types des débitmètres.....	101
Figure VII-12	Diaphragme.....	102

### **Chapitre VIII :Organisation du chantier**

Figure VII-01	Pelle hydraulique.....	109
Figure VII-02	Bulldozer.....	109
Figure VII-03	Chargeur.....	110
Figure VII-04	Compacteur.....	110
Figure VII-05	Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.....	111



## **Liste des planches**

Planche 1 Schéma synoptique de l'adduction.

Planche 2 Profil en long N°1 : SP1 Oued Elbared-SP2 Tizi N'bechar W.SETIF.

Planche 3 Profil en long N°2 : R1 tampon-R<sub>Ammoucha</sub> W.SETIF.

Planche 4 Plan des réservoirs jumelés du réservoir R2 de Tizi N'bechar.

Planche 5 Plan de la station de pompage intermédiaire SP2.

*INTRODUCTION*  
*GENERALE*

« و جعلنا من الماء كل شيء حي »

Ce verset du coran montre que l'eau est le vecteur privilégié et la base de la vie, sa création précède celle des êtres vivants car elle constitue l'élément majeur du monde minéral et biologique d'où elle participe à la genèse de la matière vivante.

Elle a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités, et son installation dépend des points d'eau, formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Jadis, on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude de la réhabilitation de l'adduction d'eau potable des chef lieu des communes de Oued Elbared, Tizi N'bechar et de la daïra d'Ammoucha) de la Wilaya de SETIF à partir du captage des eaux souterraines de Oued Elbared, pour répondre confortablement à la demande à l'horizon d'étude 2040.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que l'adduction actuelle ne permet pas de satisfaire les besoins de la région. Cette insuffisance est due à la dégradation importante au niveau de plusieurs tronçons.

Après une introduction générale, les données de base qui caractérisent les communes de Oued Elbared, Tizi N'Bechar et Ammoucha 'sujet de cette étude' vont être présenté dans le premier chapitre, d'où le deuxième chapitre sera consacré pour une estimation convenable des besoins en eau potable d'horizon actuel et des futurs horizons. Le traitement des choix des variantes et le dimensionnement du réseau d'adductions sera sujet du chapitre trois et les différentes caractéristiques des réservoirs et des stations de pompes existants du quatrième.

Ainsi dans le cinquième chapitre nous choisirons le nombre et le type de pompes qui conviennent le mieux pour chaque station. Pour le sixième chapitre, nous proposerons un système de protection contre le coup de bélier pour tous les cas gravitaire et en refoulement. La pose des canalisations et l'installation des divers organes et accessoires seront expliqués dans le septième chapitre et l'objectif fondamental du huitième sera la contribution à l'organisation des travaux.

En fin, nous terminerons cette étude par une conclusion générale.

# CHAPITRE I

## *Présentation de la zone d'étude*

## **Introduction**

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler, et cela nous permet de mener à bien notre travail.

### **I-1) L'aire de la zone d'étude**

La wilaya de SETIF se situe dans les hautes plaines de l'Est algérien. Elle occupe une position centrale et constitue un carrefour entouré de 6 wilayas (BEJAIA et JJEL au Nord, MILA à l'Est, BATNA et M'SILA au Sud et BORJ BOUARIRIJ à l'Ouest). Elle est composée de 60 communes réparties en 20 daïras. Son altitude est comprise entre 500 et 2000.

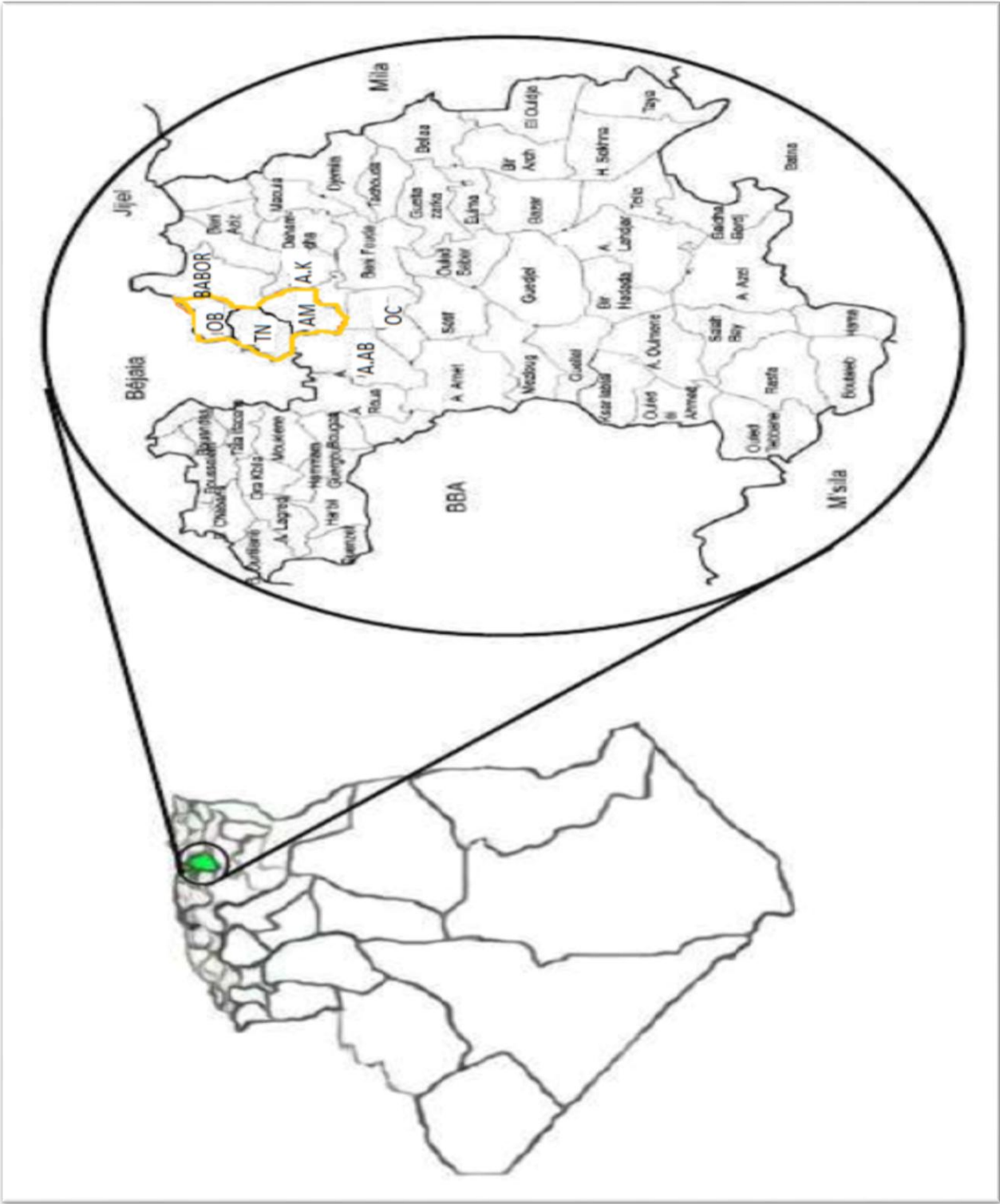
La zone d'étude est le chef lieu de la daïra de Ammoucha et les chefs lieux de ces deux communes Tizi n'bachar et Oued Elbared situés au nord de la wilaya de SETIF.

### **I-2) Situation géographique et topographique**

La zone d'étude se trouve dans la partie nord de la wilaya de SETIF. Elle est une zone montagneuse située sur l'axe routier R.N. 9 qui relie SETIF à BEJAIA.

Les communes concernées sont situées comme suit

- ✓ La commune de Tizi N'bachar est limitée par :
  - la commune d'Oued Elbared au nord,
  - la commune de Babor à l'est,
  - les communes d'Ammoucha et d'Ain Abassa au sud ;
  - les communes de Draa Elkaid et Kharatta (wilaya de BEJAIA) à l'ouest.
  
- ✓ La commune d'Oued elbared est située sur la chaîne montagneuse des Babors, elle est limitée par :
  - la commune de Darguina (wilaya de BEJAIA) au nord,
  - la commune de Babor à l'est,
  - la commune de Tizi N'bachar au sud ;
  - la commune de Kharatta (wilaya de BEJAIA) à l'ouest.
  
- ✓ La commune d'Ammoucha est limitée par :
  - les communes de Tizi N'bachar et Babor au nord,
  - les communes d'Ain Elkbira et Ouled Adouane à l'est,
  - la commune d'Ouricia au sud ;
  - la commune d'Ain Abassa à l'ouest.



**OB:** Oued Elbared ; **TN:** Tizi N'Bechar ; **AM:** Ammoucha ; **A.K:** Ain Kebira ;  
**A.AB:** Ain Abassa ; **OC:** Ouricia.

**Figure I-1:** Plan de situation de la zone d'étude

### **I-3) Population**

Les chiffres du « tableau I-1 » sont puisés du recensement effectués par les services d'APC en 2008.

**Tableau I-1:** Tableau de répartition de la population.

Villes	2008(hab)
AMMOUCHA	22767
TIZI N'BECHAR	21086
OUED EL BARED	2333

(Source : APC Sétif 2008)

### **I-4) Situation géologique**

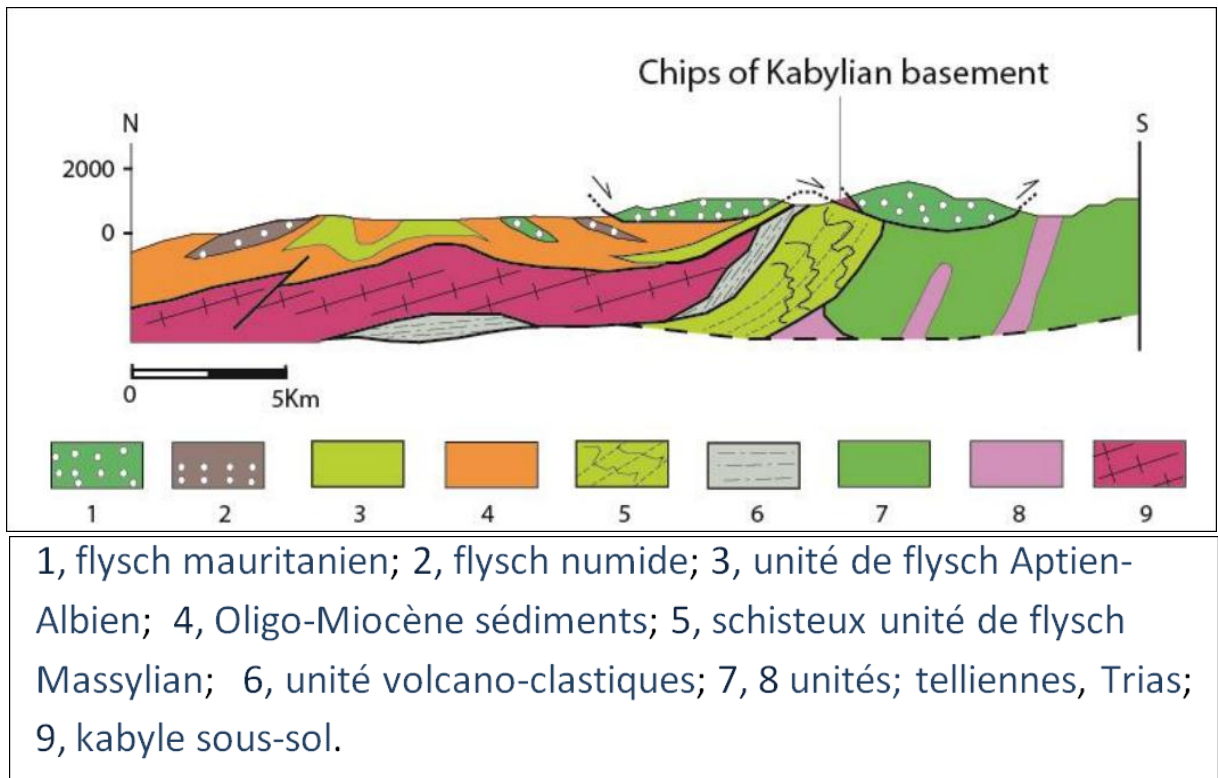
L'aire de l'étude fait parti de la petite Kabylie, se repose sur l'Atlas Tellien. Le relief est relativement accidenté, ayant un sol très rocheux, dominé par la chaîne des montagnes boisées des Babors qui s'étend sur une centaine de kilomètres avec une altitude maximale de 2004 m.



**Figure I-2:** Massif des BABOR (2012)

Des formations sont présentées à la situation des fentes dorsales kabyles, un groupe de roches déformées, en partie métamorphosées en faciès des schistes verts, tectonique superposée sur les zones externes telliennes. Et aussi une unité volcano-clastiques avec laves en coussins basaltiques, associé à une schisteuse fortement Jurassique radiolarite, et un métamorphisme d'ancrage de schiste-sable de l'unité (Aptien à Sénonien), c'est - à - dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes. [11].

Les formations sont montrées dans la figure suivante



**Figure I-3:** Section synthétique au sein de la Petite Kabylie (Andrieux et Djellit, 1989).

### **I-5) Situation climatique**

La région est caractérisée par un climat continental semi-aride, avec des étés chauds et secs et des hivers froids et rigoureux. Elle est caractérisée par la longueur de la période de gelée qui peut aller jusqu'à 45 jours, aussi il est à noter que la région est souvent recouverte de neige (presque chaque hiver) et durant deux à trois mois par an.

#### **I.5.1 Pluviométrie**

La région de la zone d'étude est pluvieuse, elle est arrosée avec 700 mm par an, tandis que la pluie journalière maximale annuelle est de 130 mm, Les précipitations mensuelles maximales sont enregistrées en Décembre et en Janvier.

Les précipitations moyennes de chaque mois entre les années 1994 et 2005 sont mentionnées dans le tableau suivant (source : DRE Sétif).

**Tableau 1-2 :** précipitation moyenne en mm au nord de Sétif (1994-2005).

mois	jan	fév	mars	Avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
P (mm)	125	82	42	60	43	07	19	22	64	38	64	127

(Source : DRE Sétif)



### I.5.2 Les vents

La région de la zone d'étude est caractérisée par des vents de sirocco pendant la saison estivale. Enfin, les vents sont variables avec une prépondérance des vents Ouest et Nord-ouest pendant l'hiver, le sirocco se manifeste pendant l'été.

**Tableau 1-3 :** la vitesse moyenne mensuelle des vents en m/s au nord de Sétif (2001-2005).

mois	jan	fév	mars	Avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
$V_{moy}$ m/s	29	30.5	30	34	31.5	29	31	31	27.5	24	29	28

(Source : DRE Sétif)

### I.5.3 Température

L'examen de l'évolution des températures moyennes durant les 25 dernières années dans la zone des hautes plaines montre que le mois de juillet est le plus chaud (26,07 C°), alors que le mois de janvier est le plus froid (0 C°), du coup l'eau reste gelée, aucun écoulement ne se produit dans Les conduites, elles risquent d'éclater quand elles sont mal protégées du gel,

**Tableau I-4 :** la moyenne mensuelle des températures en C° au nord de Sétif (1994-2005)

mois	jan	fév	mars	Avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
$T^0_{max}$	10	12	15	18	23	28	34	32	26	21	15	11
$T^0_{min}$	7	0	11	13	18	22	26	25	20	18	12	8
$T^0_{moy}$	3	4	7	9	12	18	20	19	16	12	8	3

(Source : DRE Sétif)

### I.5.4 Humidité

Cette région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période Novembre - Mars où ils atteignent 70 % à 83%. Ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et Octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons.

- Une saison humide (d'Septembre au Mai) ;
- Une saison sèche (du juin à Aout).

**Tableau I-5 :** La moyenne du pourcentage d'humidité au nord de Sétif (1994-2005).

mois	jan	fév	mars	Avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
Humidité %	/	66	60	79	55	44	40	48	58	60	72	75

(Source : DRE Sétif)

### I.5.5 Hydrogéologie

La zone d'étude est formée de montagnes assez jeune du quaternaire, la région a subi beaucoup d'accidents géologiques dans le temps, ce qui explique la formation d'anticlinal, de synclinal de faille et même l'existence d'eau souterraine (sources importantes : Oued Elbared 600l/s et Malabiad 200l/s).



**Figure I-4:** la rivière d'Oued Elbared(2014)

### **I-6) Situation hydraulique**

La situation hydraulique actuelle est alarmante, la région connaît un déficit important due à la dégradation presque totale de l'adduction actuelle, la réalisation du projet de ce mémoire de fin d'étude (captage, transport, stockage et distribution) est considérée comme une priorité de la wilaya par la direction de ressources en eau.

### **I-7) Présentation du projet**

Le projet de rénovation de la chaîne d'adduction d'Oued Elbared a été lancé en 2013 par le ministre des ressources en eau. Ce projet vient à point puisqu'il permettra une meilleure distribution et acheminement de l'eau à partir de plusieurs sources. Il concernera principalement le couloir allant d'Oued Elbared à SETIF, en passant et servant par la même occasion les communes de Tizi N'bachar, Ammoucha et Ouricia, et d'augmenter le débit de captage des sources de 200 l/s à 450 l/s vers les futurs horizons. Pour ce présent mémoire on va étudier le transfert des eaux vers les chefs lieux de Tizi N'bachar et Ammoucha.

Le site de production d'eau se situe à 50 kilomètres de la ville de SETIF, et 16 km de la commune de Tizi N'bachar. Il est composé de :

- ◆ Un captage principal de sources dénommé S1,
- ◆ Un captage secondaire de sources dénommé S2,

Une cascade d'eau superficielle représentant l'exutoire du mont de Babour,

Ce site de production a une capacité de mobilisation de l'ordre de :

Le tableau suivant contient des mesures représentatives puisqu'elles sont faites en période d'étiage durant l'année de faible pluviométrie (mois d'Aout).

**Tableau I-6 :** débit des sources (mesures ANRH le 19 aout 2013)

Point d'eau	Débit (L/s)
Source 1	218
Source 2	70

Et pour la cascade, elle peut donner un débit qui peut toucher les 200 l/s (d'après la DRE Sétif) la capacité exploitée pour l'horizon actuel est de l'ordre de 80 l/s, le débit exploité est candidat d'être augmenté dans les futurs horizons, pour que le débit exploité total soit de 450 l/s.

Les analyses des eaux souterraines de Oued Elbared sont dans le tableau suivant :

**Tableau I-7 :** éléments existants dans les eaux souterraines d'Oued Elbared

Elément de la source	pH	Anions (mg/l)				Cations (mg/l)				Résidu s sec
		SO4--	Cl-	HCO3-	NO3-	Ca++	Na+	Mg+ +	K+	
Sources de Oued lbared	/	8	12.4	172	1.9	47	5	6.8	0.5	/

(Source : DRE Sétif)

On remarque que ces eaux sont de bonne qualité, se qui résulte qu'une station de traitement n'est pas exigée.

**Figure I-5:** Cascade de Ighzer Amarzag- Oued El bared (2012).

**I-7-1) Objectifs du projet**

Les objectifs de l'étude outre la réhabilitation sont donc les suivants :

- ✓ Renforcer l'approvisionnement des villes accusant actuellement un déficit important notamment celle de Sétif (Oued El Bered, Tizi N'bachar, Amoucha, Ouricia et Sétif) ;
- ✓ Assurer l'alimentation en eau des zones d'extension prévues pour le long : la ville de Ammoucha ;
- ✓ Renforcer et sécuriser l'AEP de la ville de Sétif en cas de panne (en attendant la mise en service du transfert des eaux à partir du barrage de Mahouane) ; deux cas de figure peuvent être envisagés :
  - ◆ cas n° 1 : isolement de l'un ou de plusieurs forages existants;
  - ◆ cas n° 2 : arrêt de l'apport du barrage de Ain zada ;

En ajoutant de tous ça la dégradation importante et total dans presque tous les tronçons de l'ancienne adduction.

**I-7-2) Description de l'ancienne adduction**

Des contreforts de l'imposant Babor et au point de la route menant aux pentes méridionales de ce maximum à 50 kilomètres de la ville de Sétif, et 16 km de la Tizi N'bashar,. Elle était faite pour transporter les eaux souterraines d'Oued Elbared aux communes voisines pendant la période colonial, en captant les eaux de sources provient des hautes montagnes de Babor nommée Laanasser.



**Figure I-6** : Cascades de Laanacer - Oued Elbared (2012).

Elle a acheminé un débit de 200 l/s pendant des années, cependant au fil du temps, des piquages (autorisés et illicites) ont été effectués sur la conduite ce qui a fait chuter le débit transiter d'une part et d'autre part l'instabilité des terrains d'assise des ouvrages et traversés par les conduites a provoqué le dysfonctionnement du système.

Les caractéristiques de l'ancienne adduction sont dans le tableau suivant :

**Tableau I-8** : les caractéristiques de l'ancienne adduction.

Débit véhiculé	200 l/s
longueur	4km de Tamzikht à Taqarbouzt
Diamètre	300mm
rendement	40%

Le débit véhiculé avant était de 200l/s, il représente la moitié du débit programmé à véhiculé (450 l/s) et aussi les conduites de l'adduction sont incapables de véhiculé ce débit avec un diamètre de 300 mm.

Le rendement est très faible à cause de la dégradation grave des conduites le long du tracé au niveau de plusieurs tronçons.

Et même la longueur du projet projeté est 10 fois plus grande que celle de l'adduction ancienne.

Il n'existe pas de modèle standard de captage des sources. Car chaque source possède sa caractéristique propre à elle. Elle ne possède pas une station de traitement car il s'agissait des eaux souterraines douces.



**Figure I-7:** Vu du champ de captage des sources (situé à l'amont de Oued Elbared) (2015).

Néanmoins, le captage de ces sources comporte les aménagements suivants :

- Une chambre de captage : à l'amont de l'oued, elle permet de collecter les filets d'eau. Elle est en maçonnerie par ce que les terrains sont rocheux.



**Figure I-8:** Chambre de captage se situe sur la rive gauche d'Oued Elbared (2015).



**Figure I-9:** Evacuateur de surplus de débit capté (trop plein) (2015).

- Un canal rectangulaire en maçonnerie traversant l'oued pour transporter l'eau de la chambre de captage vers l'installation de stockage d'eau, il traverse l'oued.



**Figure I-10 :** Canal d'acheminement d'eau de la chambre du captage vers le réservoir de stockage (2015).

- Réservoir de stockage : il vient après le canal d'acheminement, sur la rive droite d'oued, il est le premier réservoir qui collecte les eaux pour les transporter en conduite vers le reste des ouvrages.

- Conduites en acier : transportent les eaux gravitairement vers un réservoir R0.



**Figure I-11:** Conduite en acier (2015).

- Brise charge : l'écoulement est toujours gravitaire et à cause de la nature difficile de la région et le terrain accidenté, ils sont faits pour aider à minimiser la pression dans les conduites et les protéger de l'éclatement.



**Figure I-12 :** Brise charge capturée en dehors (2015).



**Figure I-13:** Brise charge capture (photo prise de l'intérieure) (2015).

- Réservoir R<sub>0</sub> : ayant les coordonnées : X=715.70 km ; Y= 4039.91 km ; Z=771.61m, avec une capacité de 1000 m<sup>3</sup>.

Il se situe à Douar Ouled Mousa, il reçoit les eaux du captage gravitairement pour les transporter vers Tizi N'bachar et le chef lieu de Oued Elbared.

Toute cette partie de l'adduction ne sera pas réhabilitée, parce qu'elle est toujours en bon état et à cause de la nature difficile de la région (terrain rocheux, forte pente...) ce qui mène à difficulté de réalisation.

➤ Les conduites d'acheminement pour Tizi N'bachar et le chef lieu de Oued Elbared : Elles sont en très mauvais état à cause du relief accidenté, les fortes pentes, l'érosion au niveau de plusieurs tronçons et aussi la présence des calcaires dans les roches a corrodé les conduites qui sont en acier.



Figure I-14 : érosion et l'instabilité des terrains.

Figure I-15 : dégradation de l'état des conduites(2015).

### Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que :

- ❖ notre zone d'étude s'apparente à la catégorie des régions montagneuses, qui est caractérisée par un climat froid surtout durant la saison d'hiver.
- ❖ La densité de la population est plus forte dans le chef lieu du centre ville d'AMMOUCHA par rapport aux autres communes.
- ❖ Les localités concernées par l'étude se trouvent désavantagées dans l'exploitation des eaux de surface.

L'analyse des ressources superficielles montre que l'exploitation des sources est la solution pour combler le déficit en eau.

Le changement total du tracé et la projection des nouveaux ouvrages hydrauliques (des réservoirs et des stations de pompes) sont proposés à cause de la dégradation importante et totale de l'ancienne adduction, donc dans ce qui suit, on ne va pas faire l'étude : réhabilitation de l'adduction mais il s'agira d'une étude d'adduction.



## CHAPITRE II

### *Estimation des besoins en eau*

### **Introduction**

L'estimation des besoins en eau potable dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution et du niveau de vie de la population, la disponibilité des sources...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre. Or cette eau reçoit donc la désignation "eau potable" même si elle concerne des activités non domestiques, parce qu'elle est essentiellement dévolue à la consommation domestique est traitée en vue de sa potabilité.

Compte tenu du déficit en eau, l'estimation des besoins en eau domestique, devient de plus en plus problématique particulièrement dans les études de projets d'alimentation en eau potable. L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable des populations aux horizons à court, moyen et long terme.

### **II-1) Evolution de la population**

En Algérie, L'évolution prospective d'une agglomération est sous tendu d'une part, à son contexte du développement régional et d'autre part, à la taille de cette agglomération. Le comportement d'une agglomération de 1000 habitants diffère de celui d'une agglomération de 100 000 habitants. La conjugaison de la croissance démographique et le développement des secteurs industriels et agricoles sont entraînés un accroissement spectaculaire des besoins en eau; cet accroissement nettement plus important par rapport aux quantités mobilisées, au point où le déficit entre l'offre et la demande en eau risque de constituer à long terme un handicap insurmontable au développement et un impact négatif sur le plan socio économique.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de la commune d'**Oued El Bared** (chef lieu) étant de 2333 habitants, de la commune de **Tizi N'Bachar** étant de 21086 habitants, du chef lieu de la daïra d'**Ammoucha** étant de 22767 habitants et du chef lieu de la daïra d'**Ouricia** étant de 17912 habitants. Pour L'estimation des futures populations nous adopterons plusieurs taux d'accroissement, d'après l'Etude d'actualisation du PNE Algérie, ces taux changent temporellement et spatialement: évoluent avec les différents horizons en zone des hauts plateaux.

**Tableau II-1:**Taux d'accroissement selon les horizons

horizon	1987/2008	2008/2010	2010/2015	2015/2020	2020/2025	2025/2030
Taux	$1.5 \leq \zeta < 2$	2	2.5	2	1.8	1.8

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

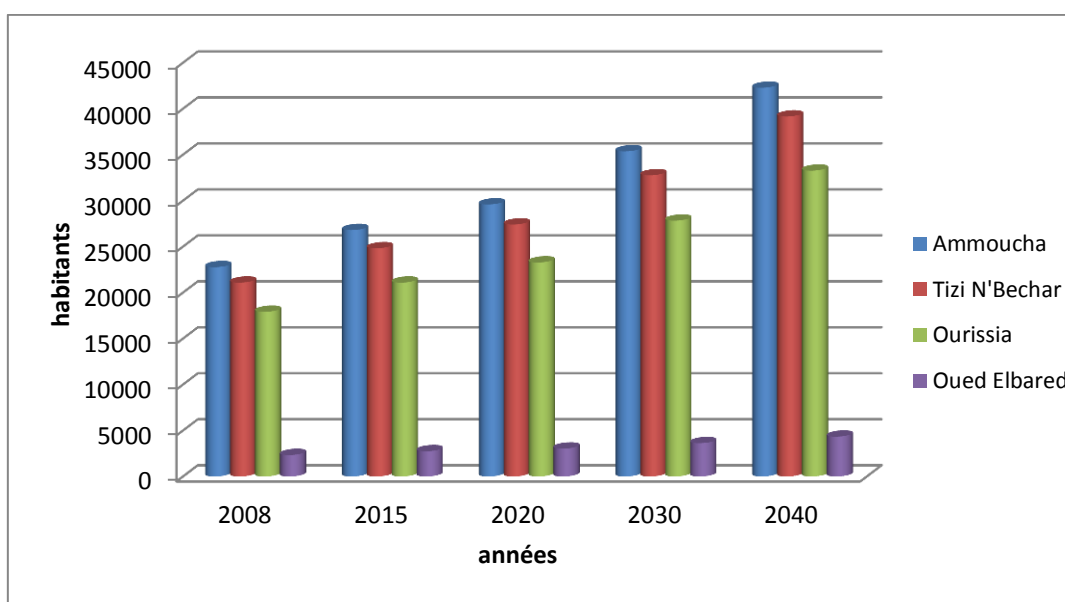
- $P_n$  : population future prise à l'horizon 2040(hab.).
- $P_0$  : population de l'année de référence (hab.).
- $\tau$  : taux d'accroissement annuel de la population (Source : Etude d'actualisation du PNE Algérie). On prend  $\zeta = 1.8$  pour l'horizon 2030/2040.
- $n$  : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

L'évolution des populations est donnée dans le tableau suivant.

**Tableau II-2:** Estimation de l'évolution de la population.

Horizons Villes	Référence		actuel 2015	Court terme 2020	Moyen terme		Long terme	
	2008	2010			2025	2030	2035	2040
AMMOUCHA	22767	23687	26799	29589	32349	35367	38667	42275
TIZI N'BECHAR	21086	21938	24821	27404	29961	32756	35812	39153
OUED EL BARED	2333	2427	2746	3032	3315	3624	3962	4332
OURISSIA	17912	18636	21085	23279	25451	27825	30422	33260
<b>Total</b>	<b>119020</b>							

Les résultats sont donnés sous forme d'histogramme



**Figure II-1 :** Evolution de la population des chefs lieux de : Oued Elbared, Ammoucha , Ouricia et Tizi N'Bechar 2008-2040.

**II-2) Evaluation des besoins en eau potable**

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut pas se faire avec une grande certitude, chaque catégorie des besoins dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps varie et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaires dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

Les différents types des besoins en eau considérés dans ce travail sont :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins des équipements : administratifs, commerciaux.

Les hypothèses retenues dans cette étude sont rappelées ci-après :

- Tenant compte du contexte des ressources limitées dans un pays semi aride comme l'Algérie, les besoins domestiques sont estimés selon des dotations.
- Les dotations sont déterminées par strate de population conformément à la typologie définie par l'Office National des Statistiques (tableau II-3), suivant l'hypothèse tendancielle.

**Tableau II-3 : Typologie de l'agglomération**

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes 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 éparsé :	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

✓ Pour chaque strate, des valeurs références de dotation unitaire domestique sont fixées aux horizons : 2010, 2015, 2020, 2025 et 2030, chaque valeur référence de dotation unitaire est majorée d'un coefficient « géo-climatique ». qui reflète le gradient hydro climatique Nord-Sud du territoire et son corollaire culturel. Trois zones sont définies selon le découpage du Schéma National d'Aménagement du Territoire : la région nord, la région des Hauts plateaux et la région sud, pour ce présent travail on prend la référence de la région des Hauts plateaux.

✓ Les besoins en eau des activités intégrées au tissu urbain (Administration, commerce et industrie) sont difficiles à prévoir sur le long terme, et par conséquent, les ratios globaux seront utilisés.

✓ Les besoins en eau industrielle ne sont pas pris en compte, les industriels ayant à priori leurs propres forages.

### **Dotation**

◆ La dotation nette domestique correspond à la dotation moyenne journalière destinée à la consommation domestique, elle est la quantité d'eau potable, par jour, que doit recevoir effectivement un habitant.

◆ La dotation nette domestique et autres usages correspond à la dotation moyenne journalière destinée à la consommation domestique et des autres usages, elle est distribuée par équivalent habitant au robinet.

### **II-2-A) Consommation moyenne journalière**

Dans cette parti de calcule, on va calculer les besoins des différents consommateurs.

#### **1. Besoins domestiques**

En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :

En prenant : Tizi N’Bechar et Ammoucha des zones urbaine, Ouricia une zone semi-urbaine et Oued elbared une zone rural-agglomérée.

**Tableau II-4** : Evolution, par région, des dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés En hypothèse tendancielle. (Source : L’ETUDE D’ACTUALISATION DU PLAN NATIONAL DE L’EAU)

HYPOTHESE TENDANCIELLE	Dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés (en l/j/hab)														
	Région Nord					Région Hauts Plateaux					Région Sud				
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030	2010	2015	2020	2025	2030	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles (SPE)	170	179	187	196	204	179	187	196	205	214	196	205	215	225	235
Métropoles	144	152	160	176	192	151	160	168	185	202	166	175	184	202	221
Urbain sup	128	128	135	150	165	134	134	142	158	173	147	147	155	173	190
Urbain	112	119	126	140	154	118	125	132	147	162	129	137	145	161	177
Semi urbain	108	108	115	122	135	113	113	120	128	142	124	124	132	140	155
Semi rural	94	100	106	113	125	98	105	112	118	131	108	115	122	129	144
Rural aggloméré	81	86	92	98	104	85	91	97	103	109	93	99	106	112	119
DOTATION MOYENNE PONDEREE population agglomérée	121	125	133	143	155	118	123	131	145	160	126	132	140	154	171
Eparse	60	60	60	60	60	63	63	63	63	63	69	69	69	69	69

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \dots (III-2)$$

Avec :

- $Q_{moy, j}$  : consommation moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j.
- $Q_i$  : dotation moyenne journalière en l/j/hab.
- $N_i$  : nombre de consommateurs.

Le tableau ci-après représente les débits moyens journaliers calculés par la formule précédente pour les localités étudiées.

**Tableau. II-5:**Tableau représentatif de la consommation domestique des différentes communes.

Horizon	2015				2040			
	Commune	Nombre d’habitons	Dotation (l/hab/j)	Débit		Nombre d’habitons	Dotation (l/hab/j)	Débit
M <sup>3</sup> /j				l/s	M <sup>3</sup> /j			l/s
Oued elbared	2746	91	249.89	2.89	4332	120	519.84	6.017
Tizi n’bachar	24821	125	3102.62	35.91	39153	170	6656.01	77.037
Ammouche	26799	125	3349.87	38.77	42275	170	7186.75	83.180
Ourissia	21085	113	2382.605	27.58	33260	150	4989	57.743

## 2. Besoins en eau des équipements

Etant donné l'absence des données fiables et en référant à la fluctuation des consommations industrielles, administratives et celle du commerce, on a décidé d'adopter la méthode de taux de consommation par rapport au nombre d'habitant.

Le calcul des débits est fait pour l'horizon actuel 2015 et futur 2040, du coup les communes d'Amoucha, Ouricia et Tizi N'bachar seront considérées comme urbaines et Oued El Bared sera considérée comme semi rural.

Les besoins en eau journaliers des équipements sont donnés par l'expression suivante :

$$Q_{eq} = Q_d * K_{eq} \dots \dots \dots (II-3)$$

Avec :

- $Q_d$  : Débit domestique ( $m^3/j$ )
- $K_{eq}$  : Coefficient de majoration

### ❖ Coefficient de majorations « autres usages »

Les industries ayant a priori leurs propres forages, on va calculer que les débits administratifs et de commerces. Ces derniers sont étroitement liés à la typologie de l'agglomération et ils sont estimés par l'application directe aux dotations unitaires domestiques, des coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'utilisateurs :

**Tableau II-6** : Table de taux de majoration (autres usages).

Unité : %	TAUX DE MAJORATION AUTRES USAGES			
	Taux Administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Les taux utilisés dans ce projet de fin d'étude sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-7** : Table des taux de majoration (autres usages).

Unité %	Taux de majoration	
	Taux d'administration	Taux de commerce
commune		
Ammoucha Tizi N' Bachar Ouricia	20	10
Oued Elbared	10	7.5

Les résultats des calculs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

**Horizon actuel 2015 :**

**Tableau II- 8 : la consommation des équipements en 2015.**

Localité	Débits Q(m <sup>3</sup> /j)	Type de localité	Consommation des équipements (m <sup>3</sup> /j)			
			Cons Administrative	Cons Commerciale	Cons Industrielle	Total des équipements
Tizi n'bachar	3102.625	urbaine	620.525	310.2625	/	930.7875
Ammouche	3349.875	urbaine	669.975	334.9875	/	1004.9625
Ouricia	2382.605	urbaine	476.521	238.2605	/	714.7815
Oued Elbared	249.886	Semi Rural	24.9886	18.74145	/	43.73005
Total	9084.991	/	1792.0096	902.25195	/	2694.26155

**Horizon futur 2040 :**

**Tableau II-9 : la consommation des équipements en 2040.**

Localité	Débits Q(m <sup>3</sup> /j)	Type de localité	Consommation des équipements (m <sup>3</sup> /j)			
			Cons Administrative	Cons Commerciale	Cons Industrielle	Total des équipements
Tizi n'bachar	6656.01	urbaine	1331.202	665.601	/	1996.803
Ammouche	7186.75	urbaine	1437.35	718.675	/	2156.025
Ourissia	4989	urbaine	997.8	498.9	/	1496.7
Oued elbared	519.84	Semi Rural	51.984	38.988	/	90.972
Total	19351.6	/	3818.336	1922.164	/	5740.5

**3. Les besoins totaux des agglomérations**

Les résultats dans le tableau ci-dessus représentent la demande moyenne journalière en eau potable de différents consommateurs potentiels des agglomérations concernées de notre projet.

**Horizon actuel 2015 :**

**Tableau II-10: La consommation moyenne journalière des agglomérations en 2015.**

Localité	Débits Q(m <sup>3</sup> /j)	Consommations des équipements (m <sup>3</sup> /j)	Consommation totale (m <sup>3</sup> /j)
TIZI N'BECHAR	3102.625	930.7875	4033.4125
AMMOUCHA	3349.875	1004.9625	4354.8375
OURISSIA	2382.605	714.7815	3097.3865
OUED EL BARED	249.886	43.73005	293.61605
total	9084.991	2694.26155	11779.2526

**Horizon futur 2040 :****Tableau II-11 :** La consommation moyenne journalière des agglomérations en 2040.

Localité	Débits Q(m <sup>3</sup> /j)	Consommations des équipements	Cons total de l'agglomération
TIZI N'BECHAR	6656.01	1996.803	8652.813
AMMOUCHA	7186.75	2156.025	9342.775
OURISSIA	4989	1496.7	6485.7
OUED EL BARED	519.84	90.972	610.812
total	19351.6	5740.5	25092.1

**❖ Bilan des besoins moyens en eau**

Le Bilan des besoins moyens pour l'horizon 2040 est présenté dans le tableau suivant en prenant en considération les pertes par un coefficient de 15%.

**Horizon actuel 2015 :****Tableau II-12:** La consommation moyenne journalière avec pertes (2015)

Localité	Débit moyen journalier. Sans pertes (m <sup>3</sup> /j)	Pertes(m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (l/s)
TIZI N'BECHAR	4033.41	465.39	4638.42	54
AMMOUCHA	4354.84	502.48	5008.06	58
OURISSIA	3097.39	357.39	3561.99	41
OUED EL BARED	293.62	37.48	337.66	34
total	11779.25	1362.75	13546.14	157

**Horizon futur 2040 :****Tableau II-13:** La consommation moyenne journalière avec pertes (2015).

Localité	Cons <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Pertes (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (l/s)
TIZI N'BECHAR	6656	998.40	9950.73	115
AMMOUCHA	7186.75	1078	10744.2	124
OURISSIA	4989	748.35	7458.55	86
OUED EL BARED	519.84	77.976	702.43	8
total	19351.6	2902.74	28856	334



### **II-2-B) Etude de la variation des débits**

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée,
  - Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville,
  - Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine ou la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend,
  - Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population
- Elles représentent les variations les plus importantes.

Sachant que :

- La détermination du débit moyen journalier permettrait le calcul hydraulique des ouvrages de la station de traitement.
- La détermination du débit maximal journalier permettrait le calcul hydraulique du réseau d'adduction et des ouvrages hydrauliques de cette dernière.
- La détermination du débit maximal horaire permettrait le calcul hydraulique des réseaux de distribution.

**NB :**

Cette étude concerne la partie adduction seulement du cout les coefficients d'irrégularité horaires ne vont pas être calculé.

#### **❖ Détermination des coefficients d'irrégularité :**

##### **➤ Coefficient d'irrégularité maximale ( $K_{max,j}$ ) :**

Il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%, avec  $K_{max,j}$  varie entre 1.1 et 1.3.

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots (II-4)$$

##### **➤ Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec  $K_{min,j}$  varie entre 0,7 et 0,9.

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

#### **❖ Détermination des débits journaliers :**

##### **➤ Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ )**

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

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

On prend  $K_{min,j} = 0.9$ .

##### **➤ Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )**

C'est le débit de jour de la plus grande consommation pendant l'année, il est utilisé comme élément de base dans les calculs du dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots (II-7)$$

On prend  $K_{\max,j} = 1.3$

Les résultats des calculs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

**Horizon actuel 2015 :**

**Tableau II-14 :** débits maximums et minimums des agglomérations (2015).

Localité	$Q_{\text{moy},j}$ (l/s)	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{min},i}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{min},i}$ (l/s)	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},i}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{max},j}$ (l/s)
Tizi N°Bechar	35.910	0,9	4174.58	48.32	1,3	6029.95	70
Ammoucha	38.772	0,9	4507.26	52.17	1,3	6510.48	75
Ouricia	27.576	0,9	3205.80	37.10	1,3	4630.59	53.6
Oued Elbared	2.892	0.9	303.89	3.52	1.3	438.96	5
Total	105.150	0.9	12191.53	141.11	1.3	17609.98	204

**Horizon futur 2040 :**

**Tableau II-15 :** débits maximums et minimums des agglomérations (2040).

Localité	$Q_{\text{moy},i}$ (l/s)	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{min},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{min},j}$ (l/s)	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{max},j}$ (l/s)
Tizi N°Bechar	115.17	0,9	8955.66	103.65	1,3	12935.96	149.7
Ammoucha	124.35	0,9	9669.77	111.92	1,3	13967.45	161.7
Ouricia	86.32	0,9	6712.70	77.69	1,3	9696.12	112
Oued Elbared	8.13	0.9	632.19	7.32	1.3	913.16	10.6
Total	333.98	0.9	25970.32	300.58	1.3	37512.69	434

**II-3).Comparaison entre les ressources et les besoins**

Cette comparaison nous permet de savoir si le débit fourni par les sources satisfera les besoins demandés aux horizons (actuel et futur) ou non.

Nous supposons que l'état des sources restera bon jusqu'au 2040, le débit fourni pour l'horizon actuel est de 365l/s (31 536  $\text{m}^3/\text{j}$ ), ce débit assure l'alimentation des différentes régions dont le débit demandé est de  $Q_{\text{max},j} = 204 \text{ l/s} = 17\ 610 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Les autorités programment d'augmenter le débit de captage jusqu'à 450l/s d'ici 2040 (38 880  $\text{m}^3/\text{j}$ ), ce débit est supérieur au débit maximum journalier à cet horizon ( $Q_{\text{max},j} = 434 = 37\ 512.3 \text{ m}^3/\text{j}$ ).

Finalement on peut dire que cette source permettra de satisfaire les besoins en eau de toutes les agglomérations citées en tout horizon, sachant que le reste des eaux vont être transporté pour combler le déficit de la wilaya de Sétif.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a essayé d'estimer le nombre des populations pour chaque commune jusqu'à l'horizon 2040, par la suite on a calculé le débit maximum journalier à fournir pour chacune, en associant un taux d'accroissement et une dotation à chaque horizon.

Le débit à fournir pour l'horizon 2040 est de 450l/s (38 880  $\text{m}^3/\text{j}$ ), il est supérieur au débit demandé au même horizon qui est de 434 l/s (37 512.3  $\text{m}^3/\text{j}$ ), donc le déficit ne sera pas enregistré à cet horizon.

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de définir un bon tracé et de dimensionner les canalisations, ce qui est l'objectif du chapitre suivant « l'étude de l'adduction ».

# CHAPITRE III

## *Etude des réservoirs*

## **Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques représentent un élément indispensable dans les projets d'adduction, servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.

Ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production (du forage vers le stockage) et la phase de consommation (du stockage à la consommation). Les réservoirs nécessitent une étude hydrotechnique approfondie et ils sont présents notamment dans les réseaux d'adduction (et d'assainissement).

### **III-1) Classification**

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

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

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour.

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

D'après l'usage : Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- brise charge.

Enfin, d'après des considérations esthétiques, ils peuvent :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- Soit s'intégrer au paysage.

La coupe transversale d'un réservoir semi-enterré est dans l'annexe I-1.

### **III-2) Utilité des réservoirs**

Les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés
- Permettent de combattre efficacement les incendies
- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification d'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduit des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

### **III -3) Choix de la cote du réservoir**

C'est bien entendu une question d'espacement pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela est possible .Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- ❖ Conditions topographiques.
- ❖ Conditions géotechniques.
- ❖ Conditions hydrauliques.
- ❖ Conditions économiques.

Dans ce mémoire de fin d'étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

### **III-4) Les différents types de réservoirs à projetés**

Pour notre réseau les réservoirs qui seront projetés d'après le chapitre IV « étude d'adduction » sont :

➤ réservoir terminal d'accumulation et de stockage :

Réservoir R02 de TIZI N'BECHAR : il est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage secondaire, il est projeté sur une cote de 970,53 m NGA.

➤ Réservoir tampon :

Réservoir R01 : il est alimenté par refoulement à partir de station de pompage mère SP 01, projeté sur une cote de 1027,9 m NGA, il transfère l'eau gravitairement vers les réservoirs d'Ammoucha et d'Ouricia.

➤ Les bâches de reprise :

1. bâche de reprise de la station de pompage mère, projeté sur 728.64 m NGA, elle est alimenté gravitairement à partir du réservoir existant R0 du cote 776.61m.
2. bâche de reprise de station de pompage secondaire SP02, projeté sur 830.16 m NGA, qui est alimenté à partir de la station de pompage principale mère SP01.

➤ Réservoir existant :

Plus de tous ça, il y en a le réservoir existant d'Ammoucha, il est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon R01, son volume est estimé à 1000 m<sup>3</sup>.

### **III-5) Détermination de la capacité du réservoir**

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire. Principe de calcul : deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

➤ **La méthode analytique**

Cette méthode est basée sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximal journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre (24h) heures sont déterminées à partir de l'annexe I-2.

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- Arrivée gravitairement permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égal à 4,16% pour toutes les tranches horaires (100/24).
- Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20), la station arrête a 17h et recommence à 21h.

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique.

$$V_u = \frac{Q_{max,j} * P(\%)}{100} (m^3) \dots (IV-1)$$

- Vu: volume utile (m3),
- P(%): fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.
- Q<sub>max,j</sub>: La consommation maximale journalière (m3/j).

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

$$V_t = V_u + V_{inc} \text{ (m}^3\text{) .....(IV-2)}$$

- VT : capacité totale du réservoir (m3).
- Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m3

➤ **la méthode graphique**

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

Donc :

$$R_{max} = |V^+|_+ |V^-| \text{ (%) .....(IV-3)}$$

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

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

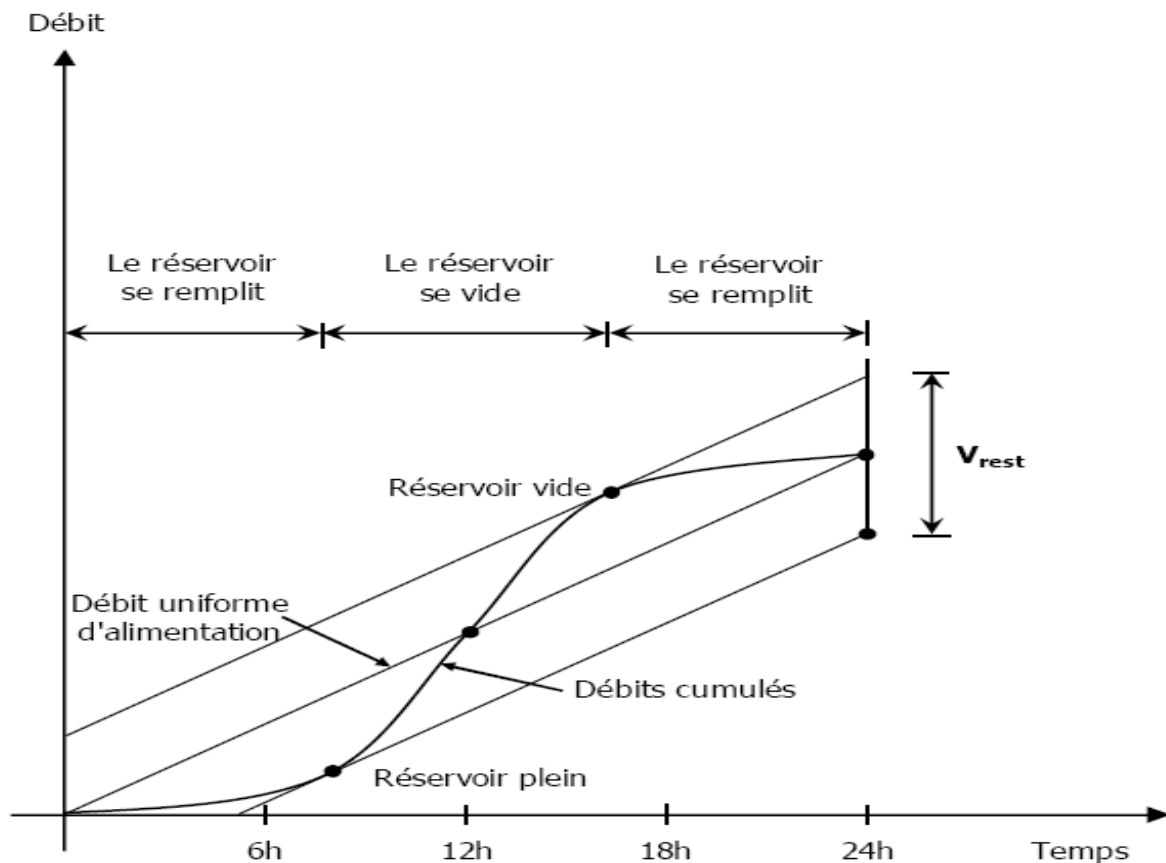


Figure III- 01 : Explication de la méthode graphique.

**III-5-1) Dimensionnement du réservoir R 02 de Tizi N'Bechar**

La capacité du réservoir terminal est déterminée par la méthode analytique.

Le débit maximum journalier véhiculé à ce réservoir est égal à 149.72 l/s, 12935.96 m<sup>3</sup> /j.

À partir de la station de pompage intermédiaire SP02.

**Tableau III-1 : Détermination de la capacité du réservoir de « TIZI N'BACHAR »**

Heurs	(%) d'apport	(%) de refoulement (distribution)	Surplus (excès)	Déficit	Résiduel
0-1	5	1.5	3.5	-	12
01-02	5	1.5	3.5	-	15.5
02-03	5	1.5	3.5	-	19
03-04	5	1.5	3.5	-	22.5
04-05	5	2.5	2.5	-	25
05-06	5	3.5	1.5	-	26.5
06-07	5	4.5	0.5	-	27
07-08	5	5.5	-	0.5	26.5
08-09	5	6.25	-	1.25	25.25
09-10	5	6.25	-	1.25	24
10-11	5	6.25	-	1.25	22.75
11-12	5	6.25	-	1.25	21.5
12-13	5	5	-	-	21.5
13-14	5	5	-	-	21.5
14-15	5	5.5	-	0.5	21
15-16	5	6	-	1	20
16-17	5	6	-	1	19
17-18	0	5.5	-	5.5	13.5
18-19	0	5	-	5	8.5
19-20	0	4.5	-	4.5	4
20-21	0	4	-	4	0
21-22	5	3	2	-	2
22-23	5	2	3	-	5
23-24	5	1.5	3.5	-	8.5
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>27</b>	<b>27</b>	



- Le volume utile sera :  $V_u = \frac{12935.9 \times 27}{100} = 3492.7 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 3492.7 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera :  $V_t = 3492.7 + 120 = 3612.7 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 3612.7 \text{ m}^3$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 4000 \text{ m}^3$

Au lieu d'implanter un réservoir de  $4000 \text{ m}^3$ , il est préférable de le deviser en deux réservoirs jumelés afin d'assurer la continuité du stockage en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations. Ces ouvrages de stockage seront dimensionnés selon les besoins en eau estimés avec une capacité de  $2000 \text{ m}^3$  pour chacun d'eaux.

### **III-6) Dimensionnement des bâches de reprises des différentes stations de pompage**

**III-6-1) Bâche de reprise de la station mère SP01 «Oued Elbared»:** cette bâche est alimenté gravitairement a partir du réservoir R0 situé a 776.61m d'altitude.

La station fonctionnera sur les deux directions en même temps. Le débit journalier entrant dans la station de pompage est de 439.43 l/s, Le débit sortant est divisé en deux parties : 149 l/s est transporté vers la station de pompage secondaire, et le reste (289.43l/s) vers le réservoir de stockage R1, les eaux de se dernier seront transférées vers Ammoucha, Ouricia et SETIF.

Le volume de la bâche déterminé par la formule

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{Q_{\max j} * t}{T} (m^3) \dots\dots(IV-5)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$  : débit maximal journalier ( $m^3/j$ ) ;
- T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h) ;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0.5h).

Le volume de la bâche de la station de pompage mère SP 01 est déterminé par la formule précédente avec,  $Q_{\max,j} = 439.43 \text{ l/s} = 37966.75 \text{ m}^3/j$ .

$$V.bache = \frac{37966,75 * 0,5}{20} = 949.17 (m3)$$

On choisi un volume normalisé de **1000**  $m^3$ .

Cette bâche est dimensionnée pour garder les eaux pendant une demi-heure, afin de les refouler vers les autres réservoirs.

**III-6-2) Bâche de la station de pompage secondaire SP02:** Cette station de pompage se situé à 830.16m NGA à 1952.47 m de la station de pompage mère SP01.

Sa bâche de reprise est alimentée par une conduite de refoulement qui provient de la station de pompage mère portant un débit de 149.72 l/s.

La station de pompage secondaire SP02 est composée d'une ligne de refoulement vers le réservoir terminal de Tizi N'bechar R01 avec un débit sortant de 149.72 l/s 12935 m<sup>3</sup>/j. Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule (IV-5) avec :

$$- Q_{\max,j} = 150 \text{ l/s} = 12960 \text{ m}^3/\text{j} ; T = 20 \text{ h} ; t = 0,25 \text{ h}$$

$$V_{\text{bache}} = \frac{12935.96 * 0,25}{20} = 161.7 \text{ (m}^3\text{)}$$

On choisit un volume normalisé de **200 m<sup>3</sup>**.

### **III-7) Dimensionnement du réservoir tampon**

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

- **Estimation de la capacité du réservoir tampon R01:**

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps maximal de séjour des eaux pompés de la station de pompage dans le réservoir afin de les transporter gravitairement vers d'autre réservoir.

Dans ce projet de fin d'étude, on suppose que les eaux pompées de la station SP02 restent 2h dans le réservoir R01.

Le volume du réservoir donc est calculé par la formule :

$$V = \frac{t * Q_{\max,j}}{T} \dots\dots \text{(IV-6)}$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$  : le débit que reçoit le réservoir par jour, il est égal à 25 030.94 m<sup>3</sup>/j.
- $t$  : le temps de séjour des eaux, on prends  $t=2\text{h}$ .
- $T$  : les heures en un jour 24h.

$$\text{Donc le volume du réservoir sera : } V = \frac{2 * 25\ 030.94}{24} = 2085.91 \text{ m}^3.$$

On préconise un volume normalisé de :  **$VR01 = 2000 \text{ m}^3$**

### **III-8) Forme des réservoirs**

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m<sup>3</sup>.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

$$\text{Le diamètre } D \text{ de la cuve : } S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \text{ (m) ..... (IV-7)}$$

$$\text{La hauteur totale du réservoir : } H = h + R \quad \text{(m) .....(IV-8)}$$

- R : marge de sécurité.

$$\text{La hauteur de la réserve d'incendie : } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad \text{(IV-9)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

**Tableau III-2:** Tableau des dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)	R (m)	H (m)
R02	2X2000	19	283.385	7.06	0.42	0.5	8
R1	2000	19	283.385	7.06	-	0.5	8

**Tableau III-3:** Tableau donnant les dimensions des baches de reprise

Baches de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	H (m)
SP 1	1000	16	200	5
SP 2	200	8	50	4

### Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de deux réservoirs et de deux stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

La bache de la station de pompage mère SP01 est estimée de 1000m<sup>3</sup> sur une cote de 728.64 m NGA, et celle de la station de pompage secondaire est de 200m<sup>3</sup> sur une cote de 830.16 m NGA.

Pour les réservoirs, La capacité du réservoir tampon est estimée à 2000 m<sup>3</sup>, il est projeté sur une cote de 1027.9 m NGA, et celle du réservoir R02 est estimée à 2X2000 m<sup>3</sup>( on a choisi d'implanter deux réservoirs jumelés de 2000 m<sup>3</sup> pour chacun ), il sont projetés sur une cote de 970.53 m NGA.

Dans le chapitre suivant, on va étudier le cas du pompage afin de déterminer les pompes associés pour chaque refoulement qui doivent être installés dans les stations.

# CHAPITRE IV

## *Étude de l'adduction*

### **Introduction**

Ce chapitre a pour objet l'élaboration du schéma global de l'adduction. On définit par « adduction des eaux » le transport des eaux brutes (non traitées) ou traitées des zones de captage ou des stations de traitements vers les consommateurs (réservoirs de distribution, bâches....).

En vue de dimensionner cette adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

#### **IV-1) Types d'adduction**

D'après leur fonctionnement, On distingue généralement [2]

- Adduction gravitaire : l'écoulement peut être à surface libre ou en charge à des pressions importantes, il se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom, où il est causé par la différence des niveaux hydrauliques : La cote de la source ou du point d'eau est supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.
- Adduction par refoulement : l'écoulement est en charge par pompage. La cote du point d'eau est supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée
- 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.

La topographie nous oblige de placer certains accessoires

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

Pour éviter:

- Des dysfonctionnements.
- Les dégâts (surpression, dépressions...).
- L'entrée de polluants par fonctionnement.
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air.
- Des coûts exagérés

#### **IV-2) Choix du tracé**

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.

- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.

- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression. [2]

Pour ce projet de fin d'étude, on va étudier le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de presque 19 000 mètres, en respectant toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène transitoire qui peut endommager la conduite (coup de bélier)

#### **IV-3) Choix de matériaux**

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

- Débit transporté;
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.

- La disponibilité et le prix aumarché.
- Le type de sol (agressivité) ;
- Les frais d'amortissement et d'exploitation.
- La bonne étanchéité ;
- La facilité d'entretien et de mise en service.
- Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité).

#### ► Fonte :

La fonte est un produit obtenu par l'alliage de deux éléments essentiels : le fer et le carbone.

Dans la fonte grise, le carbone se fige sous la forme de bâtonnets (lamelles), la conduite est lourdes et ne demandent pas de résistance mécanique (contreponds)

Dans la fonte nodulaire (également appelée « ductile »), le carbone forme des boules (nodules) en se figeant, la conduite est légères et à parois minces ayant une bonne résistance mécanique (canalisations sous pression - vannes - matériel de voirie - taques de voirie)

Elle est apte à prendre en charge les grandes pressions, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans une grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

#### ► Acier :

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

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

#### ► PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les conduites en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limite importante que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorporable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à 300m sont commercialisés à l'heure actuelle. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient moins acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

#### ► Amiante Ciment

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

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux. (annexe II-1) pour l'adduction du ce projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

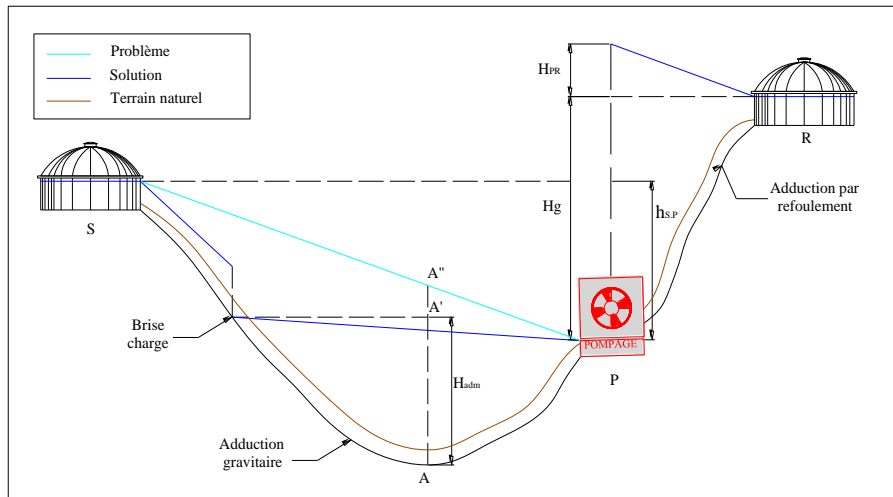
- Souple et plus résistante.
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- Une épaisseur de conduite voisine du 1/20<sup>ème</sup> du rayon.
- Des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800 mm.
- Différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites

**IV-3) Comportement d'une adduction**

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

➤ **Cas de surpression :**

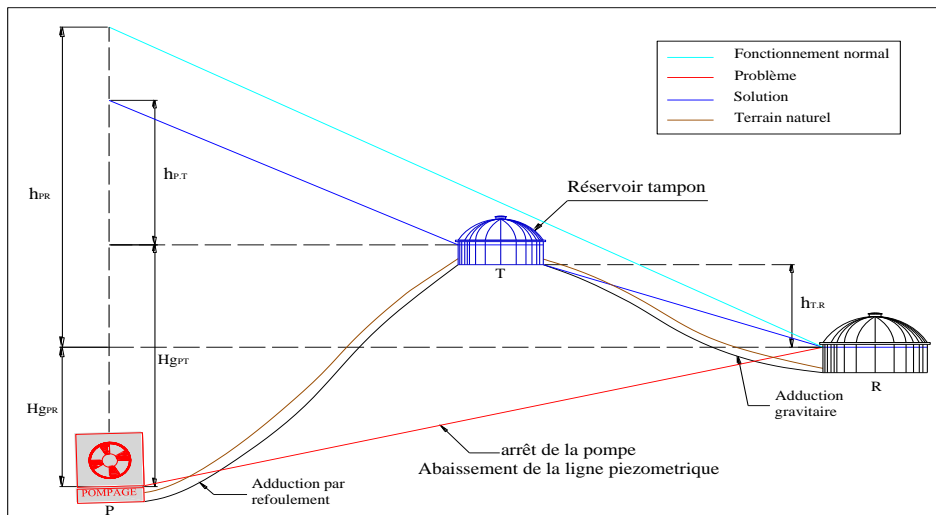
À la place de la brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas et voilà notre cas une adduction gravitaire-refoulement mais on n'a pas besoin de la brise charge dans notre cas, parce que le type de matériaux qui on a choisi c'est la fonte, par contre avec les autres matériaux (PEHD et PVC) lorsque la pression atteint 16 bars, on met la brise charge pour éviter éclatement de la conduite à cause de la pression très élevée non supportée par ces matériaux.



**Figure IV-1 :** Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).

➤ **Cas de dépression :**

Pour remédier au problème d'écroulement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite.



**Figure IV-2 :** Problème d'écroulement (implosion de la conduite).

**IV-4) Etude technico-économique**

Dans cette étude. On est appelé à choisir une adduction mixte qui relie plusieurs réservoirs et stations de pompes, et cela au vu de la topographie de la zone du projet car il s'agit d'une région montagneuse.

➤ **Adduction par refoulement**

Pour les conduites de refoulement, le diamètre et la station de pompage sont liés économiquement. En effet, plus le diamètre de la conduite n'est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée seront importantes. Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des:

- charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

➤ **Adduction gravitaire**

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte qu'à l'extrémité aval de la conduite, la charge résiduelle soit positive c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charge totales le long de la conduite, soit supérieure à la cote géographique à l'extrémité aval de la conduite.

**IV-4-1) Détermination du diamètre avantageux (des tronçons 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 universel:

$$\Delta H = \frac{\lambda \cdot L \cdot V^2}{D \cdot g} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi \cdot g \cdot D^5} \dots\dots (IV - 01)$$

Dans le cas général la charge disponible dans une conduite est :

$$\Delta Hd = Cr - Ctp = \Delta H_t = \frac{K' \cdot L \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots (IV - 02).$$

Avec :

- $\Delta Hd$  : La charge disponible entre deux côtes.
- Cr et Ctp : côte radier et côte du trop plain des deux extrémités.
- $\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).
- D<sub>av</sub> : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).
- L : Longueur de la conduite (m).

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **β** tel que :

- K' : Coefficient de perte de charge ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

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

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



Dans ce mémoire, le matériau choisi est la fonte donc on prend :

$$K' = 0,00179 ; \beta = 2 ; m = 5,3$$

Une conduite hydrauliquement longue signifie que les pertes charge singulière négligeable par rapport aux pertes de charges linéaires.

Dans le cas où les pertes charges singulière son négligeable, on parle de longueur équivalente totale, d'où c'est le cas :

$$\Delta H_d = \Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q_i^\beta}{D_{av}^m} \dots (IV.03)$$

D'où la longueur équivalente de la conduite est de :

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \dots (IV.04).$$

- $L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) .
- $L_{eq}$  : Longueur équivalente (m) .

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

$$\Delta H_t = \Delta H_p^{sing} + \Delta H_p^{lin} = 1,15 * \Delta H_p^{lin}$$

$$\Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \text{ (IV.05).}$$

- $\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) .
- $\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) .
- $\Delta H_p^{sing}$  : perte de charge singulière.

### ► Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av,i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq,i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \text{ (IV-06).}$$

Avec :

- $\Delta H_i$  : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;
- $L_{eq,i}$  : Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;
- $K'$  : Coefficient de perte de charge ;
- $\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179 ; \beta = 2 ; m = 5,3$ . (matériaux choisi : la fonte).

➤ **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie en fonction du matériau, pour le PEHD ça peut atteindre 4 m/s de **0.5- 4 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(IV-7).}$$

Avec :

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

➤ **Normalisation des diamètres :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant :

$$\Delta H_d = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^\beta}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^\beta}{DN_1^m} \dots \dots \text{(IV- 08).}$$

**IV-4-2) Détermination du diamètre économique (des tronçons de refoulements) :**

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

❖ **Choix de la gamme des diamètres :**

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles :

-La formule de **BRESS** :  $D = 1,5 * \sqrt{Q}$  ..... **(IV-09)**

-La formule de **BONNIN** :  $D = \sqrt{Q}$  ..... **(IV-10)**

Q : débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

**Remarque** : la formule de **BRESS** n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km), donc pour les variantes étudiées prochainement, on utilisera la formule de **BONNIN**, juste pour avoir la gamme des diamètres à utiliser.

Les diamètres calculés imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

Calcul des pertes de charge :

➤ **Pertes de charge linéaires :**

Elles sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach donne :

$$\Delta H_l = J * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots \dots \dots \text{(IV - 11)}$$

Ou bien tenant compte du débit

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots(\text{IV-12})$$

Avec :

- J** : gradient hydraulique en (m/m) .
- V** : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)
- D** : diamètre de la conduite (m) ;
- L** : la longueur de la conduite (m) ;
- g** : l'accélération de la pesanteur 9,81 (m/s<sup>2</sup>) ;
- λ** : coefficient de frottement ;

Le coefficient de frottement λ est donné par les formules :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \dots\dots\dots(\text{IV-13})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \dots\dots\dots(\text{IV-14}).$$

❖ **Re** : nombre de Reynolds.  $R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots(\text{IV-15}).$

- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s). donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0.0178}{(1+0.0337*t+0.000221*t^2)} \dots\dots(\text{IV.16}).$$

- t: température de l'eau en degré; à t= 20°C: ν=0.01, Stocks =**10-6 m<sup>2</sup>/s**
- ε : La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau (mm).

➤ **Pertes de charge singulières :**

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15 % des pertes de charge linaires (on prend 10 % dans le calcul d'adduction).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots(\text{IV.17}).$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH<sub>t</sub>) :**

C'est la somme des pertes de charge linaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \dots\dots(\text{IV-18}). \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l. \end{aligned}$$

► **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

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

$$H_{mt} = H_{g\acute{e}om} + \sum \Delta H_t \dots\dots (IV-19).$$

- $H_{g\acute{e}om}$  : différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m);
- $\sum \Delta H$  : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m) ;
- $\sum \Delta H$  : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

► **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie par la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots(IV-20).$$

- $\eta$  : rendement de la pompe en (%) ( $\eta = 82\%$ ).
- $Q$  : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ ).
- $g$  : pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ).
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $kg/ m^3$ ).

► **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365 [KWh] \dots\dots\dots(IV-21).$$

- $t$  : c'est le temps de fonctionnement de la pompe par jour en heure ; dans notre cas  $t = 20h$ .
- $P$  : puissance de la pompe en (KW).

► **Frais d'exploitation annuelle de l'énergie:**

Les frais d'exploitation annuelle de l'énergie sont définis comme suit :

$$F_{exp} = E * e [DA] \dots\dots\dots(IV-22).$$

- $E$  : énergie consommée par la pompe en (KWh).
- $e$  : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ, varie trois fois par jour (voir le tableau III -1)

**Tableau IV-02 : Variation journalière des tarifs de l'énergie**

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h à 18h et 21h à 22h30.	12.5	0.933
Heures de pointes	17h-21h	4	4.514
Heures creuses	22h30 à 06h	7.5	0.403

.Source ( Sonelgaz2011)

On ne fait pas fonctionner les pompes de 17h à 21h pour éviter le prix élevé par rapport aux autres heures du jour, sachant que les pompes fonctionnent 20h/24h donc on les fait marcher de 21h à 17h, et avec la relation suivante on tire  $\delta$ .

$$\delta = \frac{0.403*7.5 + 0,933*9 + 4.514*1.5}{20} = 0.909 \text{ DA} \dots\dots(\text{IV-23}).$$

➤ **Calcul du prix de la conduite :**

$$P_{rc} = L * P_{uni} \quad [\text{DA}] \dots\dots(\text{IV-24}).$$

- $P_{rc}$  : prix de la conduite en (DA).
- $L$  : la longueur de la conduite de refoulement (m).
- $P_{uni}$  : le prix unitaire de la conduite (DA). (prix de la canalisation et le prix de tassement au m.L.)

➤ **Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{amort} = P_{rc} * A \quad [\text{DA}] \dots\dots(\text{IV-25}).$$

- $P_{rc}$  : Prix de la conduite en (DA) ;
- $A$  : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots(\text{IV-26}).$$

- $i$  : Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$
- $n$  : nombre d'années d'amortissement,  $n = 30$  ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888 = 8,9$$

$$A = 8,9 \%$$

➤ **Calcul du bilan total :**

$$Bt = F_{amorti} + F_{exploit} \dots\dots(\text{IV-27}).$$

Avec :

- $Bt$  : le bilan total.
- $F_{amorti}$  : Frais d'amortissement.
- $F_{exploit}$  : Frais d'exploitation.

**IV-5) Proposition des variantes**

Pour la première partie du transfert à partir des sources et de la cascade jusqu'à l'ouvrage de mise en charge existant R0 on gardera le tracé actuel à cause du relief difficile de la région.

À partir de l'ouvrage de mise en charge R0, on opérera à un changement du tracé, celui-ci longera l'Oued Takerboust sur la rive droite (en contre-courant) jusqu'au site de la station de pompage SP01 projetée.

➤ **Variante 1 :**

Cette variante comprend une conduite unique à partir du réservoir R0 existant du cote 776.61m NGA, vers la station de pompage SP01 du cote 696.35m NGA, le débit transporté est 439.43 l/s l'écoulement est gravitaire la longueur de la conduite est de 7143.61m NGA.

Puisque la zone d'étude est une région montagneuse avec un sol rocheux, la conduite traverse la route communale n° 137 plusieurs fois dans les 28m premiers, et 83m prochains du tronçon la conduite passe à côté du cours d'Oued Takerboust sur la rive droite (en contrecourant), elle traverse quelque affluents d'oued plusieurs fois et aussi des pistes, des chaabats et des forêts.

Une fois la conduite gravitaire est arrivée à la station de pompage, les eaux seront refoulées vers deux endroits différents :

- vers le réservoir « R01 » projeté à 1027.9m NGA au sud de la station, il va transporter les eaux jusqu'à la ville de Sétif passant les chefs lieu des daïra d'Ammoucha et d'Ouricia, les calculs de mon projets de fin étude s'arrêtent à Ammoucha, la longueur de la conduite qui relie la SP1 avec R01 est 7129.44m, le débit refoulé est 289.71 l/s , le tracé traverse des pistes, des chaabats et un terrain agricole.
- vers le réservoir « R02 » qui alimente TiziN'Bechar à l'ouest de la station, il est projeté sur une cote de 970.53m NGA, les eaux sont refoulées avec un débit de 149.7l/s sur une longueur de 4252.23m,

Le réservoir R01 transporte les eaux gravitairement vers un réservoir existant à Ammoucha situé sur une cote de 828.29m NGA. Le débit transporté est 161.66l/s, la longueur de la conduite est 988.54m.

➤ **Variante 2 :**

Le tracé des conduites de la deuxième variante est le même que la première, la différence entre les deux variantes se résume dans les cotes projetés de la station de pompage et aussi la création d'une station de pompage intermédiaire entre la station de pompage SP01 et le réservoir R02 de TiziN'Bechar.

La station de pompage SP1 est projeté sur une cote de 728.64 m NGA, la distance entre R0 est SP1 est 6828.62m.

La station de pompage SP02 crée entre la SP01 et le réservoir R02 de Tizi N'Bechar, est projetée sur une cote de 830.16m, la distance entre la SP01 et la SP02 est de 1952.47m, et la distance entre la SP02 et R1 est 2408.4m.

Le réservoir R01 est projeté sur la même cote 1027.9m NGA, la distance entre la SP01 et le R2 est 7178.86m et entre le R01 et le R<sub>Ammoucha</sub> est 988.54m.

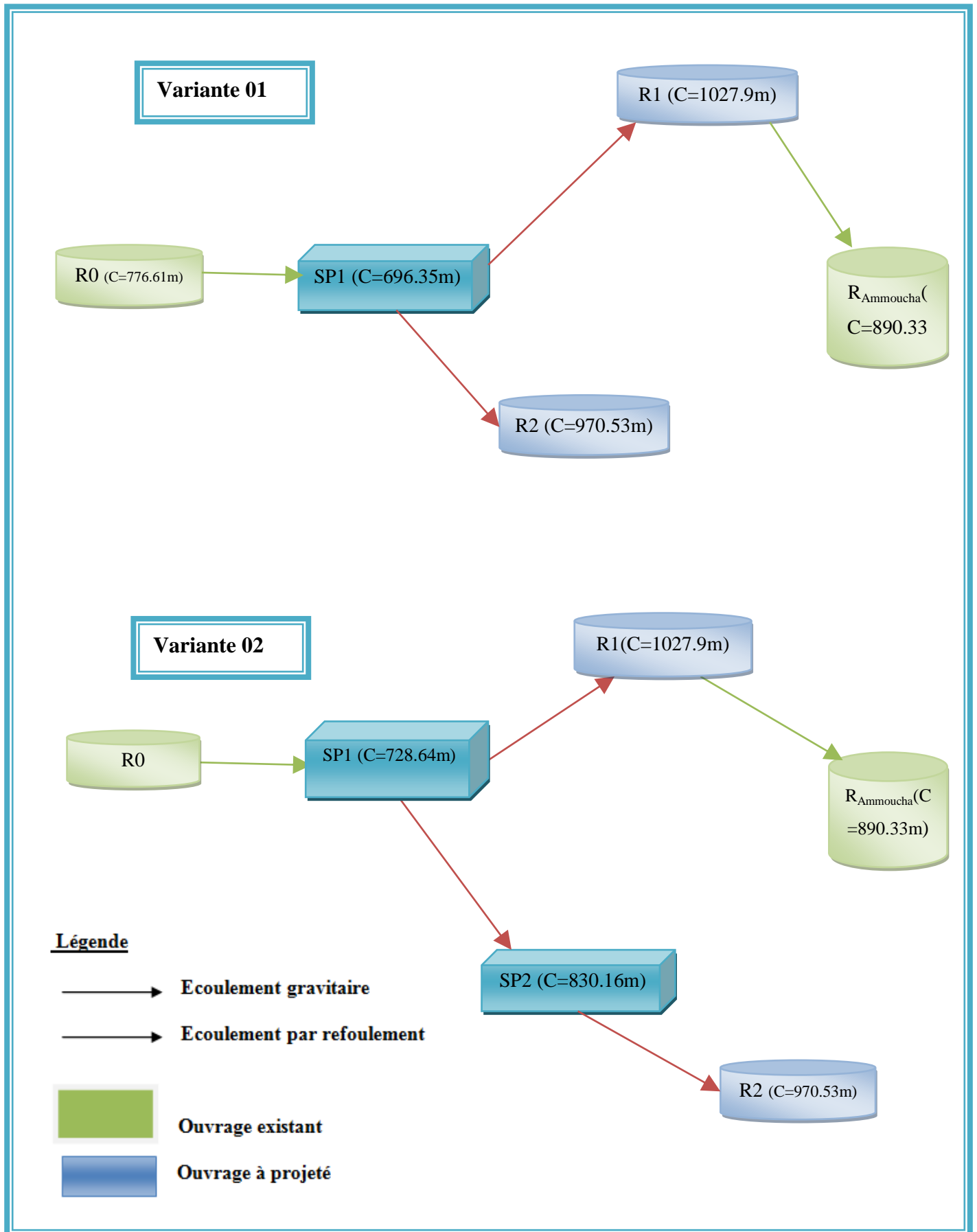


Figure IV-3 : Schéma explicatif des deux variantes.

**IV-6) Analyse des variantes**

Ce qui concerne la partie gravitaire : les deux variantes ont deux tronçons à écoulement gravitaire, le premier est entre le réservoir R0 et la station de pompage SP01 et le deuxième est entre le réservoir R01 et le réservoir de Ammoucha R<sub>Ammoucha</sub>.

En comparant les deux variantes, on trouve que la longueur et le tracé du deuxième tronçon gravitaire R01-R<sub>ammoucha</sub> sont les mêmes, la longueur est 988.54m. La différence se caractérise en premier tronçon, à cause du différent emplacement de la SP01 dans les deux variantes, le tracé et la longueur de premier tronçon R0-SP01 sont changés, la longueur dans la première variante est 7293.52 et dans la deuxième est 6828.62m.

Donc du côté technique, la deuxième variante est la plus favorable, car elle suit un tracé plus directe et moins long que la première.

Pour confirmer, il faut faire étudier les frais dépensés dans la réalisation de chaque variante afin de choisir la variante la moins couteuse.

Pour cela, dans ce qui suit, On calcule les frais de chaque variante.

➤ **Variante 1 :**

On calcule de la hauteur manométrique Hmt afin de calculer l'évaluation économique de l'énergie :

**Tableau IV-03 :** Hmt de la station de pompage projetée SP01 (Variante 1).

départ	Cote (m)	arrivé	Cote (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	J (m/m)	$\Delta H$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	Hmt (mce)
SP1	696.35	R01	1034.9	0.289	700	0.75	0.009729	7129.44	0.000401	2.86	3.14	338.55	341.69
SP1	696.35	R02	978.53	0.149	400	1.19	0.010723	4252.23	0.001941	8.25	9.08	282.18	291.26

**NB :** la SP01 refoule vers R01 et R02 avec des débits des longueurs et tracés totalement différents, tel que le R01 se situe au sud de la station et R02 à l'ouest.

Le tableau suivant donne les prix d'exploitation de la station de pompage pour chaque destination.

**Remarque :** MDA= millions du Dinar Algérien.

**Tableau IV-04:** les frais d'exploitation de la station de pompage projetée pour chaque partie (Variante 1).

Départ	Arrivé	P (kwatt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
SP1	R1	1183.0198	8636045	7850164.5
SP2	R2	521.62221	3807842.1	3461328.5

**Les frais d'exploitation totales : Fex t = 11311493 = 11.31 MDA.**

Dans le tableau qui suit, les frais de pose de canalisation des conduites gravitaires et de refoulement.

Les prix de tous les diamètres par mètre linéaire sont dans le tableau de l'annexe II-2.

**Tableau IV-05:** Les frais de la tuyauterie de la variante 1

Diamètre	Prix unitaire	L total (m)	le prix total DA
700	30555.052	19663.81	525085363.9
400	16102.8		



D'où les frais totaux de cette variante sont de :

$$F_{\text{tuyauterie}} + F_{\text{ex t}} = 525.085 * 10^6 + 11.31 * 10^6$$

Les frais totaux de la variante 1 : **Ft = 536396856.9DA=536.396 MDA.**

➤ **Variante 2 :**

Le calcul de la hauteur manométrique Hmt.

**Tableau IV-06 : Stations de pompes projetées (Variante 2).**

Départ	Cote(m)	Arrivé	Cote(m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔHt(m)	Hg (m)	Hmt (mce)
SP1	728.64	R2	1034.9	0.289	700	0.752	0.009729	7178.860	0.000401	2.879	3.167	306.260	309.427
SP1	728.64	SP1	835.16	0.149	400	1.192	0.010723	1952.470	0.001941	3.790	4.169	101.520	105.689
sp2	830.16	R1	978.53	0.149	400	1.192	0.010723	2408.400	0.001941	4.675	5.142	148.370	153.512

Le tableau suivant nous donne les prix d'exploitation de la station de pompage pour chaque destination :

**Tableau IV-07 : les frais d'exploitation des stations de pompes projetées (Variante 2).**

départ	Arrivé	P (kwatt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
SP1	R2	1071.3004	7820493	7108828.4
SP1	SP1	189.2803	1381746.2	1256007.3
sp2	R1	274.92841	2006977.4	1824342.5

**Les frais d'exploitation totales : Fex t = 10189178= 10.19 \* 10<sup>6</sup> DA= 10.19 MDA**

Dans le tableau qui suit, les frais de pose de canalisation des conduites gravitaires et de refoulement.

**Tableau IV-08 : Les frais de la tuyauterie de la variante 2**

Diamètre	Prix unitaire	L (m)	le prix total DA
700	30555.052	19356.89	473873217.1
400	16102.8		

D'où les frais totaux de cette variante es de :

$$F_{\text{tuyauterie}} + F_{\text{ex t}} = 473.87 * 10^6 + 10.19 * 10^6$$

Les frais totaux de la variante 2 : **Ft = 484062395DA=484.06\* 10<sup>6</sup> DA= 484.06 MDA.**

❖ **Comparaison des variantes :**

L'évaluation économique des investissements et de l'énergie, effectuée sur la base des prix unitaires de la fonte, montre que les coûts du système d'adduction par variante sont répartis comme suit :

**Tableau IV-09 : Comparaison économique des variantes (DA).**

Désignation	Variante 1 (DA)	Variante 2 (DA)
Fourniture de tuyaux	525.085*10 <sup>6</sup>	484.06*10 <sup>6</sup>
Energie d'exploitation	11.31* 10 <sup>6</sup>	10.19*10 <sup>6</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>536.396* 10<sup>6</sup></b>	<b>484.06* 10<sup>6</sup></b>

On remarque que la variante N°2 est de  $52.334 \cdot 10^6$  (DA) moins coûteuse que la première d'où elle est meilleure du point de vue économique, et techniquement en ce que le cheminement de la variante 1 est plus long que celui de la deuxième variante.

**NB :**

Le choix de l'emplacement des réservoirs (leurs côtes) s'est fait afin de les implanter d'une façon à ce qu'ils satisfassent les besoins des agglomérations du point de vue pression, cote piézométrique, et ce projet permet d'alimenter les réseaux existants, en respectant toutes conditions.

Les coordonnées des différents ouvrages sont dans l'annexe II-3.

**IV-7) Dimensionnement du réseau d'Adduction**

Cette adduction comporte deux types d'écoulement en charge (refoulement et gravitaire) alors on va effectuer des calculs pour dimensionner le réseau tout en vérifiant les conditions de fiabilité, et on va commencer par la partie gravitaire de raison que le point de départ du réseau est un réservoir.

**IV-7-1) Partie gravitaire**

**A) Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

**i) Tronçon R0-SP1 :**

Calcul de la longueur équivalente de la conduite du réservoir vers la station de pompage est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10 :** La longueur du premier tronçon gravitaire de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir existant R0	Station de pompage SP1	6828.62	7511.482

**► Les caractéristiques des différents points :**

Les altitudes des différents points du tronçon sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11 :** Les altitudes des différents points du tronçon.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir existant R0	776.61
2	Station de pompage SP1	728.64

**Tableau IV.12 :** Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction.R0-SP1

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	I (m/m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
1	439.43	6828.62	7511.48	47.97	0.00638	576.14

► Normalisation des diamètres :

On cherche X, en supposant que la charge disponible du tronçon égal à la perte de charge, et que DN<sub>1</sub> est associé à la longueur (L<sub>eq</sub>-X) et DN<sub>2</sub> à la longueur X. en cherche X

$$\Delta Hd_d = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^\beta}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^\beta}{DN_1^m} \dots\dots\dots(IV.28).$$

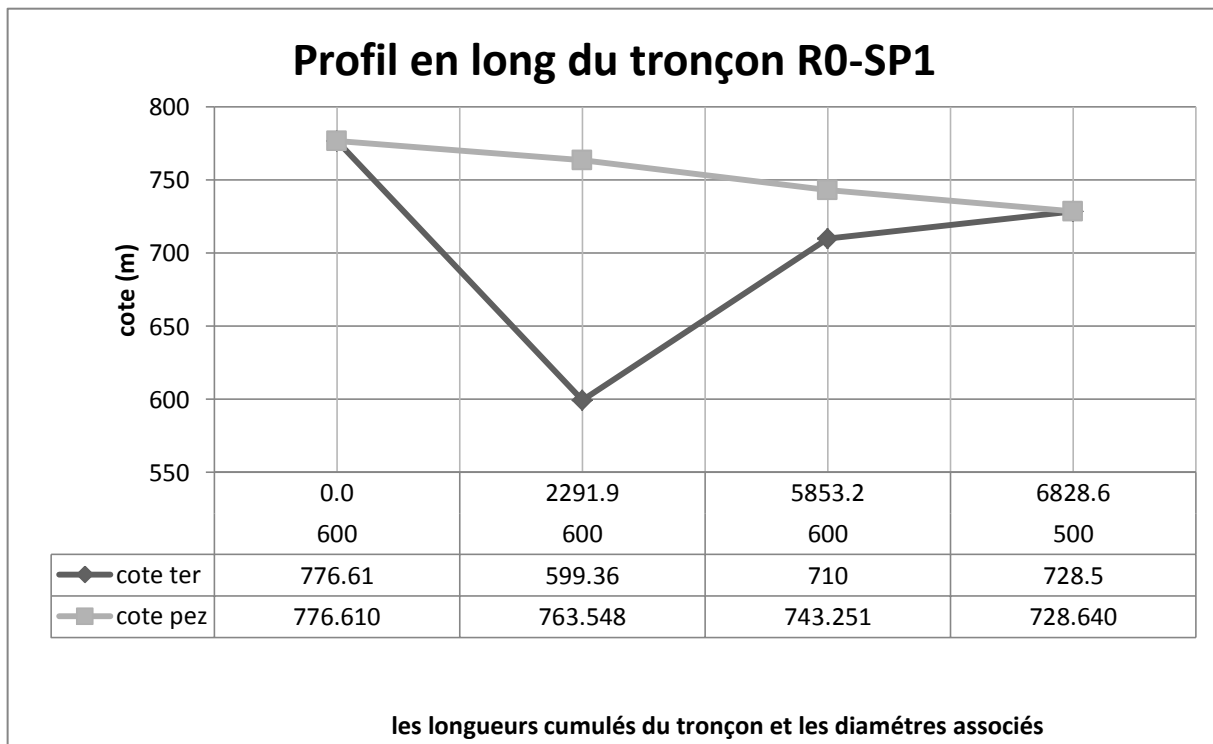
Tel que :

- DN1 et DN2 : des diamètres en série avec DN<sub>1</sub> > DN<sub>2</sub>.
- ΔH<sub>d</sub> : charge disponible du tronçon .
- ΔH<sub>t</sub> : perte de charge totale du tronçon ;
- L<sub>eq</sub> : longueur équivalente du tronçon ;
- X : longueur du tronçon ayant le deuxième diamètre ;
- Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau (fonte) ;

Après calcul on trouve que X= 1428.56m la longueur équivalente de 1298.69m sur terrain.

**Tableau IV.13** : Diamètre normalisé pour le tronçon R0-SP1 de l'adduction.

tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D <sub>ca</sub> (mm)	D normalisé (mm)	L <sub>eq</sub> (m)	L <sub>g</sub> (m)	ΔH <sub>i</sub> (m)	V (m/s)
R0-SP1	439.43	583.5	600	6438.54	5529.92	33.35	1.55
			500	6438.54	5529.92	33.35	1.55



**Figure III-4** : profil en long du tronçon R0-SP1

On opte pour un diamètre de  $\phi$  600 PN 20 pour les 5529.9m premier et un  $\phi$  500 PN 16 pour le reste du tracé, les deux conduites sont en fonte.

► **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

**Tableau IV.14 :** Frais d'investissement de la conduite gravitaires R0-SP01.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv</sub> (DA)
600	24658.32	5529.92	136358537
500	19315.96	1298.69	25085444.1
<b>Investissement</b>			<b>161443981</b>

ii) **Tronçon R01-R Ammoucha :**

Le calcul de la longueur équivalente de la conduite du réservoir R01 vers le réservoir d'Ammoucha est présenté dans le tableau suivant:

**Tableau IV-15 :** La longueur du tronçon R01-R<sub>Ammoucha</sub> de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir existant R02	Station de pompage R <sub>ammoucha</sub>	988.54	1087.4

► **Les caractéristiques des différents points :**

Les altitudes des différents points du tronçon sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV-16 :** Les altitudes des différents points du tronçon.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir projeté R02	1027.9
2	Réservoir existant R <sub>Ammoucha</sub>	890.33

Le débit véhiculé dans le tronçon est 161.66 l/s.

**Tableau IV-17 :** Diamètre calculé pour le deuxième tronçon gravitaire de l'adduction R01-R<sub>Ammoucha</sub>, (fonte)

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	I (m/m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
R01-R <sub>Ammoucha</sub>	161.66	988.54	1087.394	133.57	0.122834961	298.39

**Tableau IV.18 :** Diamètre normalisé le deuxième tronçon gravitaire de l'adduction R01-R<sub>Ammoucha</sub>, (fonte)

tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D <sub>ca</sub> (mm)	D normalisé (mm)	L <sub>eq</sub> (m)	L <sub>g</sub> (m)	$\Delta H$ (m)	V (m/s)
R01-R <sub>ammoucha</sub>	161.71	298.39	400	1087.394	988.54	6.54	1.28

On opte pour un diamètre de  $\phi$  400 afin de vérifié la vitesse.

➤ **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

**Tableau IV -19 :** Frais d'investissement de la conduite gravitaires R01-R<sub>Ammoucha</sub>.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv</sub> (DA)
<b>400</b>	16102.8	988.54	15918261.91

**IV-7-2) Partie Refoulement**

Vu que les grandes longueurs qu'on a, on doit faire une étude économique détaillée afin d'opter à un diamètre économique parmi une gamme de diamètre qui donnera les frais les moins élevés (amortissement de l'investissement+ frais de pompage).

On envisage la gamme des diamètres après L'application de la formule de Bonin, car toutes les longueurs des tronçons dépassent un kilomètre.

**i) Détermination des diamètres économiques**

➤ Présentation des différents tronçons :

Il faut d'abord calculer les débits à refoulé vu que le pompage s'effectue pendant 20h par jour, le tableau suivant représente le débit pompé pour chaque tronçon par jour.

**Tableau IV -20 :** caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement

Tronçons	Q(l/s)	Longueur(m)	Hauteur géométrique (m)
SP1- R01	347.6	7178.86	299.26
SP01-SP02	179.66	1952.47	101.52
SP02-R02	179.66	2408.4	140.37

1) Station de pompage mère « S01 » vers le réservoir « R01 » :

- ❖ Q = 347,6 l/s
- ❖ L = 7178,86m
- ❖ Hg = 299,26 m
- ❖ Déc(BONNIN)= 0,538m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Les calculs des frais d'amortissement des différents diamètres sont dans le tableau suivant

**Tableau IV-21:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-R01

Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prixt(MDA)	Famort(MDA)
300	13322.93	7178.86	95,643	8,512
<b>400</b>	<b>16102.8</b>	<b>7178.86</b>	<b>115,599</b>	<b>10,288</b>
500	19315.96	7178.86	138,666	12, 341
600	24658.32	7178.86	177,018	15,754
700	30555.052	7178.86	219,350	19,522
800	34260.69	7178.86	245,952	21,889

Pour pouvoir calculer les frais d'exploitation, on doit calculer la Hmt du tronçon avec différents diamètres. Les calculs des Hmt sont dans le tableau suivant.

**Tableau IV-22:** Calcul de la HMT du tronçon SP1-R01

D	V	$\lambda$	L	j	$\Delta H$	$\Delta H_t$	Hg	Hmt
(mm)	(m/s)		(m)	(m/m)	(m)	(mce)	(m)	(mce)
300	4.92	0.01129	7178.86	0.04645	333.45	366.79	299.26	666.05
<b>400</b>	<b>2.77</b>	<b>0.01072</b>	<b>7178.86</b>	<b>0.01046</b>	<b>75.13</b>	<b>82.64</b>	<b>299.26</b>	<b>381.90</b>
500	1.77	0.01031	7178.86	0.00330	23.67	26.03	299.26	325.29
600	1.23	0.00999	7178.86	0.00128	9.22	10.14	299.26	309.40
700	0.90	0.00973	7178.86	0.00058	4.15	4.57	299.26	303.83
800	0.69	0.00951	7178.86	0.00029	2.08	2.29	299.26	301.55

Les frais d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau suivant.

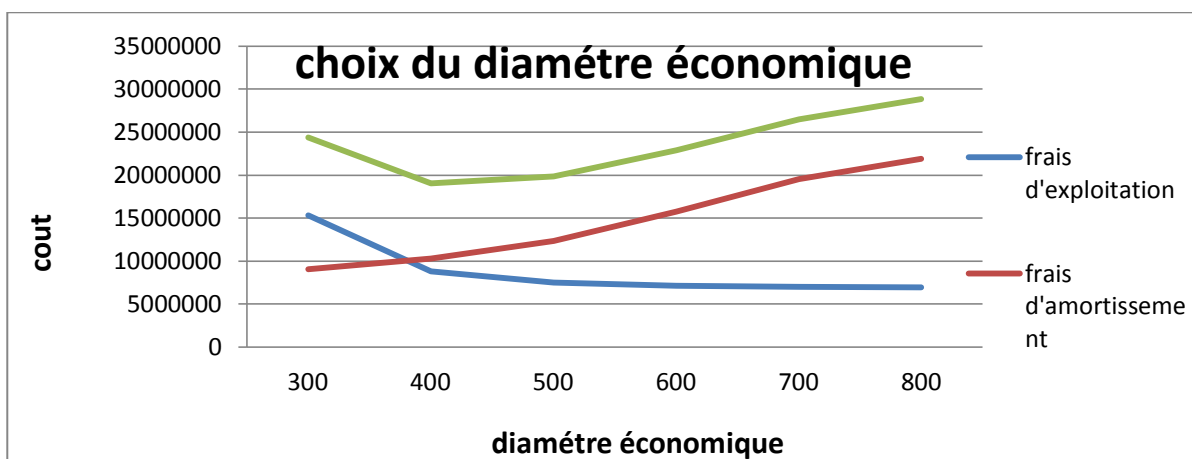
**Tableau IV-23:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-R01

D (mm)	P (kw)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (MDA)
300	2 308.49	16 851 964.04	15,318
<b>400</b>	<b>1 323.63</b>	<b>9 662 511.37</b>	<b>8,783</b>
500	1 127.44	8 230 339.98	7,481
600	1 072.35	7 828 127.45	7,115
700	1 053.04	7 687 226.53	6,987
800	1 045.15	7 629 606.66	6,935

Afin de bien choisir le diamètre, on calcule le bilan totale qui est la somme du frais d'exploitation et du frais d'amortissement. Le diamètre économique et celui qui donne le bilan le moins chère.

**Tableau IV-24:** Bilan du tronçon SP1-R01.

D (mm)	F <sub>explo</sub> (MDA)	F <sub>mort</sub> (MDA)	Bilan (MDA)
300	15,318	9,063	24 ,382
<b>400</b>	<b>8,783</b>	<b>10,288</b>	<b>19,071</b>
500	7,481	12,341	19,822
600	7,115	15,754	22,870
700	6,987	19,522	26,509
800	6,935	21,889	28,825



**Figure IV-05 :** Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP01 – R01).

On remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – R01) est :  $D= 400$  mm avec une vitesse d’écoulement de  $V=2.77$  m/s.

2) Station de pompage mère « SP1 » vers la station de pompage secondaire « SP2 » :

- ❖  $Q = 149.72$  l/s
- ❖  $L = 1952.47$  m
- ❖  $H_g = 101.52$  m
- ❖ Déc BONNIN= 386.93m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Les calculs des frais d’amortissement des différents diamètres sont dans le tableau suivant

**Tableau IV-25:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP02

Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix(MDA)	F <sub>amort</sub> (MDA)
200	11871.565	1952.47	23.2	20.6
250	13273.714	1952.47	25.9	23.1
<b>300</b>	<b>13322.93</b>	<b>1952.47</b>	<b>26.0</b>	<b>2.32</b>
400	16102.8	1952.47	31.4	2.80
500	19315.96	1952.47	37.7	3.36
600	24658.32	1952.47	48.1	4.28

Pour pouvoir calculer les frais d’exploitation, on doit calculer la Hmt du tronçon avec différents diamètres. Les calculs des Hmt sont dans le tableau suivant.

**Tableau IV-26:** Calcul de la HMT du tronçon SP01-SP02.

D	V	$\lambda$	L	j	$\Delta H$	$\Delta H_t$	H <sub>g</sub>	H <sub>mt</sub>
(mm)	(m/s)		(m)	(m/m)	(m)	(mce)	(m)	(mce)
200	5.72	0.01218	1952.47	0.10162	198.42	218.26	101.52	319.78
250	3.66	0.01168	1952.47	0.03193	62.35	68.58	101.52	170.10
<b>300</b>	<b>2.54</b>	<b>0.01129</b>	<b>1952.47</b>	<b>0.01241</b>	<b>24.23</b>	<b>26.65</b>	<b>101.52</b>	<b>128.17</b>
400	1.43	0.01072	1952.47	0.00280	5.46	6.00	101.52	107.52
500	0.92	0.01031	1952.47	0.00088	1.72	1.89	101.52	103.41
600	0.64	0.00999	1952.47	0.00034	0.67	0.74	101.52	102.26

Les frais d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau suivant.

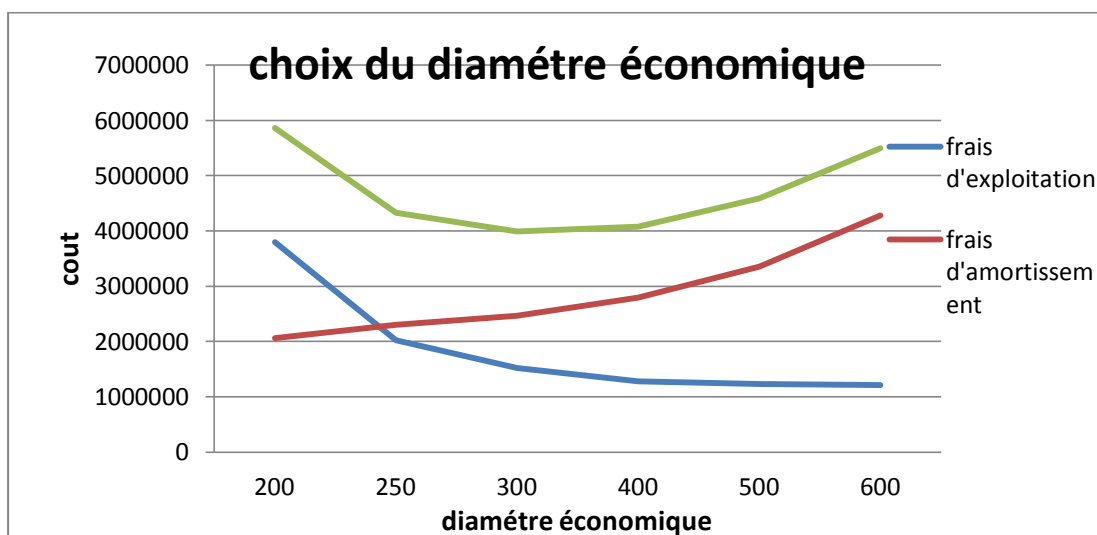
**Tableau IV-27:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP01-SP02

D (mm)	P (kw)	E 10 <sup>6</sup> (KWh)	F <sub>explo</sub> 10 <sup>6</sup> (DA)
200	572.77321	4,181	3,800
250	304.68164	2,224	2,021
<b>300</b>	<b>229.57502</b>	<b>1,675</b>	<b>1,523</b>
400	192.59384	1,405	1,277
500	185.22702	1,352	1,229
600	183.15811	1,337	1,215

Afin de bien choisir le diamètre, on calcule le bilan totale qui est la somme du frais d'exploitation et du frais d'amortissement. Le diamètre économique et celui qui donne le bilan le moins chère.

**Tableau IV-28:** Bilan du tronçon SP01-SP02

D (mm)	F <sub>explo</sub> (MDA)	F <sub>amort</sub> (MDA)	Bilan (MDA)
200	3,800	2,062	5,863
250	2,021	2,306	4,328
<b>300</b>	<b>1,523</b>	<b>2,465</b>	<b>3,988</b>
400	1,277	2,798	4,076
500	1,229	3,356	4,585
600	1,215	4,284	5,500



**Figure IV-6 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP01 – SP02).

On remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP01 – SP02) est : D= 300 mm avec une vitesse d'écoulement de V=2.54 m/s.



3) Station de pompage secondaire « SP02 » vers le réservoir « R02 » :

- ❖  $Q = 179.66 \text{ l/s}$
- ❖  $L = 2408.4\text{m}$
- ❖  $H_g = 140.37 \text{ m}$
- ❖ Déc BONNIN= 387mm

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Les calculs des frais d'amortissement des différents diamètres sont dans le tableau suivant

**Tableau IV-29:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP02-R02

Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (MDA)	F amort (MDA)
150	9814.3645	2408.4	23.63	2,10
200	11871.565	2408.4	28.591	2,54
250	13273.714	2408.4	31.96	2,85
<b>300</b>	<b>13322.93</b>	<b>2408.4</b>	<b>32.1</b>	<b>2,86</b>
400	16102.8	2408.4	38.8	3,45
500	19315.96	2408.4	46.5	4,14
600	24658.32	2408.4	59.4	5,29

Pour pouvoir calculer les frais d'exploitation, on doit calculer la Hmt du tronçon avec différents diamètres. Les calculs des Hmt sont dans le tableau suivant.

**Tableau IV-30:** Calcul de la HMT du tronçon SP02-R02

D	V	$\lambda$	L	j	$\Delta H$	$\Delta H_t$	$H_g$	Hmt
(mm)	(m/s)		(m)	(m/m)	(m)	(mce)	(m)	(mce)
150	10.17	0.01287	1952.47	0.45262	1090.09	1199.09	140.37	1339.46
200	5.72	0.01218	1952.47	0.10162	244.75	269.22	140.37	409.59
250	3.66	0.01168	1952.47	0.03193	76.91	84.60	140.37	224.97
<b>300</b>	<b>2.54</b>	<b>0.0112943</b>	<b>2408.4</b>	<b>0.01241</b>	<b>29.89</b>	<b>32.87</b>	<b>140.37</b>	<b>173.24</b>
400	1.43	0.010723	2408.4	0.00280	6.73	7.41	140.37	147.78
500	0.92	0.0103092	2408.4	0.00088	2.12	2.33	140.37	142.70
600	0.64	0.0099886	2408.4	0.00034	0.83	0.91	140.37	141.28

Les frais d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau suivant.

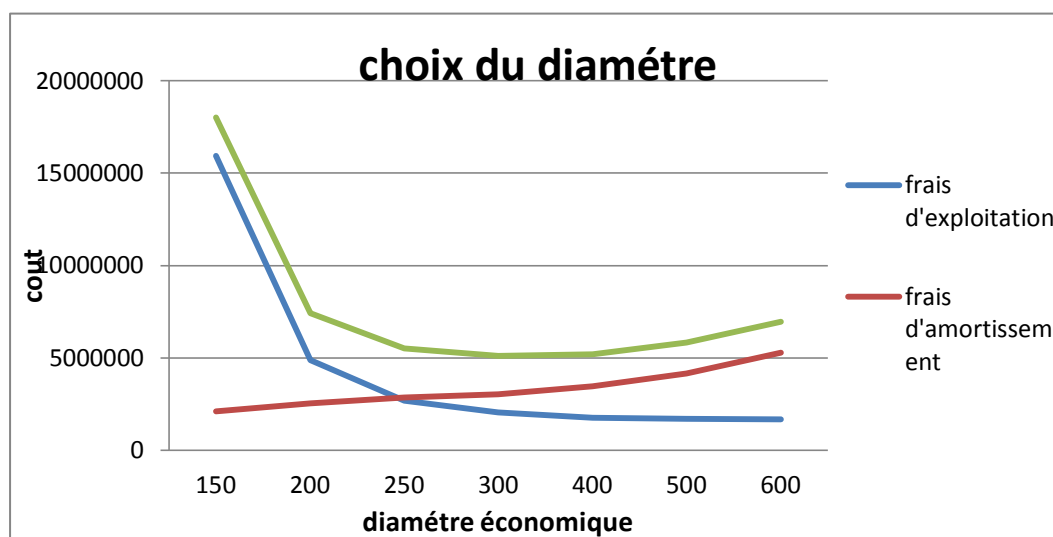
**Tableau IV-31:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP02-R02

D (mm)	P (kw)	E (KWh)	$F_{\text{explo}}$ (MDA)
150	2399.1983	17514148	15,920
200	733.64871	5355635.6	4,868
250	402.95388	2941563.3	2,673
<b>300</b>	<b>310.30877</b>	<b>2265254.1</b>	<b>2,059</b>
400	264.69195	1932251.3	1,756
500	255.60488	1865915.6	1,696
600	253.05285	1847285.8	1,679

Afin de bien choisir le diamètre, on calcule le bilan total qui est la somme du frais d'exploitation et du frais d'amortissement. Le diamètre économique et celui qui donne le bilan le moins chère.

**Tableau IV-32: Bilan du tronçon SP02-R02**

D (mm)	F <sub>explo</sub> (MDA)	F <sub>amort</sub> (MDA)	Bilan(MDA)
150	15,920	2,103	18,024
200	4,868	2,544	7,412
250	2,673	2,845	5,519
<b>300</b>	<b>2,059</b>	<b>3,040</b>	<b>5,099</b>
400	1,756	3,451	5,208
500	1,696	4,140	5,836
600	1,679	5,285	6,964



**Figure IV-7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP02 – R02).**

On remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP02 – R02) est : D= 300 mm avec une vitesse d'écoulement de V=2.54m/s.

**IV-8) Récapitulation des résultats de tout le réseau**

Le calcul hydraulique a donné des résultats qu'on résume dans le tableau suivant sachant que le matériau de tuyauterie est la fonte ductile.

**Tableau IV-33: Les tronçons de l'adduction.**

Tronçons	La côte (m)		Type d'écoulement	Débits (l/s)	Diamètre (mm)	La vitesse (m/s)	Longueur (m)
	Le départ	L'arrivée					
R0-SP01	776.61	728.64	Gravitaire	439.4	600	1.55	6438.54
					500	2.24	1072.94
SP01-R01	728.64	1027.9	refoulement	289.7	400	2.77	7178.86
SP01-SP02	728.64	830.16	refoulement	149.72	300	2.54	1952.47
SP02-R02	830.16	970.53	refoulement	149.72	300	2.54	2408.4
R01-R <sub>ammoucha</sub>	1027.9	890.33	Gravitaire	161.66	400	1.84	988.53

**Conclusion**

L'étude de l'adduction permis de récapituler le projet par une étude technico-économique de l'adduction :

- ✓ l'écoulement en refoulement est constitué de deux stations de pompages, Le refoulement est effectué sur des longueurs de 7178.86 m (de la SP1 au R1), 1952.47 m (de la SP1 à la SP2) et 2408.4 m (de la SP1 au R2) et des diamètres de 400 mm, 300 mm et 300 mm respectivement.
- ✓ l'écoulement gravitaire est effectué sur deux parties, la première a une longueur de 6828.62 m et des diamètres 600 m et 500 m en séries et la deuxième a 988.54 m de longueur avec un diamètre de 400 mm.

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage « les réservoirs » qui est l'objectif du chapitre suivant.

# CHAPITRE V

## *Étude du pompage*

### **Introduction**

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de ce projet de fin d'étude et qui permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée le long de l'adduction.

### **V-1) Définition**

Le pompage est, en hydraulique, une activité qui consiste à utiliser une pompe pour déplacer un fluide.

Les stations de pompage sont des installations, qui permettent de refouler les eaux d'un point bas vers un point haut. Elles sont principalement constituées de pompes, d'un chaudron anti-bélier, de vannes et de tuyauterie.

Selon la conception hydraulique de la station, les pompes, à vitesse fixe, sont de type horizontal ou vertical. Elles sont équipées de vannes à commande hydraulique ou électrique selon leur type et leur mode de démarrage et d'arrêt. La protection en sortie de pompe est assurée soit par une vanne-clapet anti-retour soit par un clapet.

Le chaudron anti-bélier est un équipement de protection des installations de pompage et des conduites contre le phénomène transitoire (coups de bélier) engendrés par la mise en marche et l'arrêt des pompes.

La tuyauterie est principalement constituée d'une grosse canalisation appelée collecteur et des conduites de refoulement. Le collecteur alimente les pompes, il est raccordé sur les cuves de la bache d'eau. Un jeu de vannes permet d'isoler les pompes et les cuves pour les travaux de maintenance. La sortie des pompes est raccordée à la conduite de refoulement équipée d'un débitmètre ou d'un compteur et d'une vanne d'arrêt.[2].

### **V-2) Critères d'emplacement de la station de pompage**

#### **➤ Les principaux critères de choix sont**

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables),
- Respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage et de 30 km),

#### **➤ Consignes pour la bonne mise en œuvre**

Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
- Prévoir une plate forme avec un revêtement routier. (bitume),
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### **V-3) les pompes**

Les pompes sont des dispositifs dans les stations de pompage, qui permettent d'aspirer et de refouler les eaux vers un niveau plus haut, elles peuvent se diviser en deux grandes classes :

- Les pompes rotodynamiques (centrifuges, hélico-centrifuges, hélices).
- Les pompes volumétriques.

#### **V-3-1) Principe du fonctionnement des pompes centrifuges**

Les pompes centrifuges fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse (~600 - 3500 tr.mn-1). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, et la pression dynamique

acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).

Le débit pompé est essentiellement fonction:

- de la différence de pression entre aspiration et refoulement (en m .C.I),
- de la vitesse de rotation de la roue,
- du diamètre de la roue (vitesse périphérique).

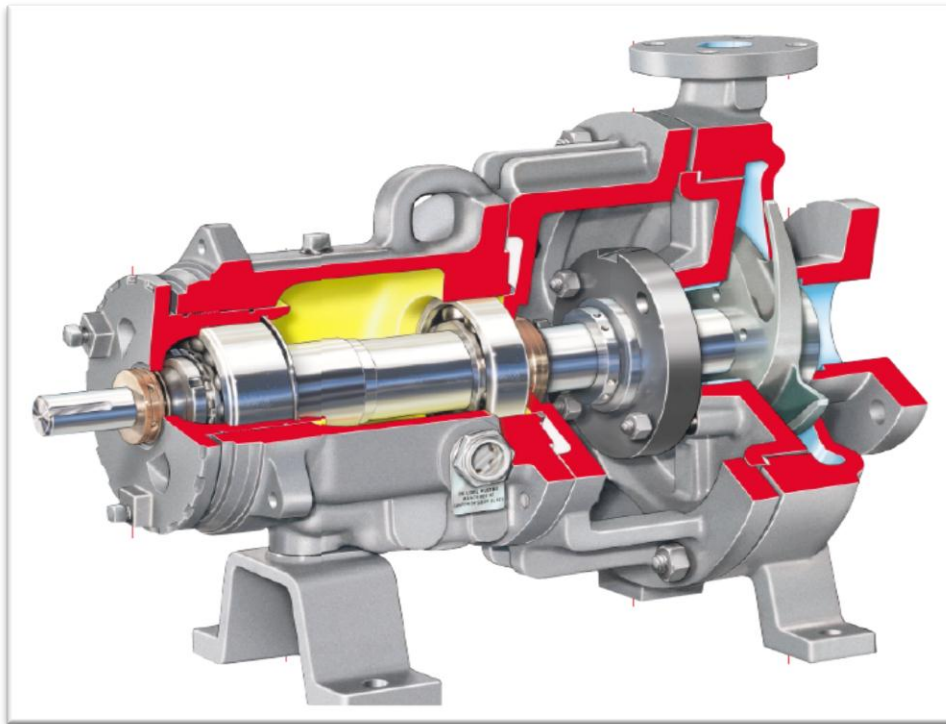
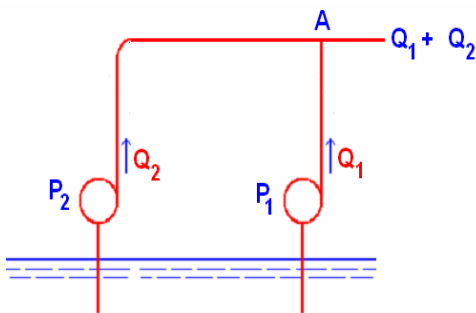
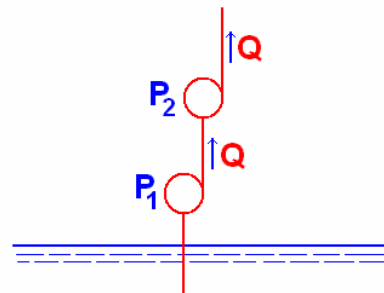


Figure V-1 : Coupe transversale d'une pompe centrifuge.

### V-3-2) 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 .Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant les hauteurs manométriques pour le même débit donné.



➤ Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes, il faut ajouter les débits. Ce Couplage est très utilisé dans les adductions d'eau. La variation du débit refoulé est possible avec des pompes parallèles

**V-3-3) Choix de la pompe**

Les critères de choix du type de pompe sont.[2] :

- 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.

Les critères de choix du nombre de pompes à installés sont :

- Nombre de pompes « n » minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

Dans ce mémoire, les pompes sont choisies par le catalogue CAPRARI (logiciel CAPRARI)

**V-3-4) Point du fonctionnement d'une pompe**

La détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour : la bonne installation, le calage des pompes et pour avoir un meilleur rendement ainsi qu'une longue durée de vie des pompes.

Le point de fonctionnement d'une pompe es obtenu graphiquement, il est l'intersection entre la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe, cette dernière et donné par le constructeur après le choix.

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

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

- $H_g$  : hauteur géométrique (m) ;
- $\Delta h_t$  : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

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

- $\Delta h_p^{lin}$  : perte de charge linéaire (m) ;

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

- $\lambda$  : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;
- $L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- $Q$  : débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ) ;
- $D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

**V-4) Modes du réglage**

On étudie les différents modes de réglage possibles afin d'assurer le bon fonctionnement de la pompe de coté rendement, vitesse et puissance absorbée.

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible,

on distingue les modes de réglage suivants :

#### V-4-1) Débit disponible > Débit appelé :

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

##### ✓ Réglage qualitatif :

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

##### ✓ Réglage quantitatif :

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

- $\eta_{inst_{ap,van}}$  : 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  $H'$  et la hauteur appelée ;  

$$h_v = H' - H_{app} \quad (\text{V.5})$$
- $H'$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe  $(H-Q)_R$  (m).

La nouvelle puissance absorbée :

$$Q = \frac{Q_{app}}{n} \Rightarrow \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{g * Q * H_{mt} * \rho}{\eta} \quad (\text{V.6})$$

##### ✓ Augmentation des pertes de charge dans la conduite de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).

##### ✓ Diminution du temps de pompage :

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.7})$$

- $t$  : 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 ( $m^3/h$ ).



Le rendement correspondant au débit  $Q_{pf}$  est :  $n \%$ .

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{Q_{pf}}{n} \Rightarrow \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{g * Q * Hmt * \rho}{\eta} \quad (\text{V.8})$$

✓ **Changement du type de la pompe** : Si cela est possible.

#### V-4-2) Débit disponible < Débit appelé :

✓ **Changement du type de pompe.**

✓ **Qualitatif** : Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \text{ Tr/min.....} (\text{V.9})$$

La nouvelle vitesse de la pompe sera :

- $N$  : la vitesse initiale de la pompe.
- $n$  : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale :

$$H = a * Q^2 \quad \text{Avec : } a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} \quad (\text{V.10})$$

Le rendement par la méthode de similitude est égal :

$$\frac{\eta_{app}}{\eta_{pf}} = \frac{\eta_{app}}{\eta_{pf}} \quad (\text{V.11})$$

$$\text{La nouvelle puissance : } P_{abs} = \frac{g * Q * Hmt * \rho}{\eta} \quad (\text{V.12})$$

#### V-5) Etude de la cavitation

Lorsqu'un liquide est soumis à une brusque chute de pression, il peut apparaître des bulles de vapeur dont la durée de vie est de l'ordre de la milli seconde. Cette existence extrêmement brève se manifeste localement par une micro implosion qui, répétée des milliers de fois, peut causer des dommages importants et irrémédiables à certains matériels : c'est le phénomène de la cavitation, elle apparaît pour les grandes hauteurs d'aspiration et pour les forts débits.

La pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau. Une pompe ne peut fournir sa pleine capacité que si elle fonctionne en dehors d'une zone de cavitation.

C'est pour ça La condition suivante doit être vérifiée :  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.13})$$

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

**V-5-1) Le Calage de la pompe**

Caler la pompe est de déterminer la côte exacte de son axe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

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

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$  (V.14)

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\text{V.15})$$

- $\nabla_{axe}$  : niveau de l'axe de la pompe (m) ;
- r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

Pour les installations en aspiration :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$  (V.16)

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\text{V.17})$$

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

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} \quad (\text{V.18})$$

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (\text{V.19})$$

Avec : H : altitude de la station.

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

**Tableau V-1** : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

Donc :  $T_v = 0,24$  (m.c.e)

- $\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,10) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V.20})$$

- $\Delta h_{asp}^{lin}$  Elle sera estimée par :  $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$  (V.21)

- $D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN2 \quad (\text{V.22})$$

Avec : DN2 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

### **V-6) Choix des pompes pour chaque refoulement**

Le tableau suivant englobe : les débits, les hauteurs géométriques et les Hauteurs manométriques des diamètres économiques choisis dans le chapitre III de l'étude de l'adduction trouvés pour chaque tronçon, afin de calculer le refoulement de chaque cas.

**Tableau. V-2** : Les données du choix des pompes

départ	arrivé	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /h)	Hg(m)	Hmt (m.c.e)
SP1	R02	0.3476	1042.956	299.26	381.9
	SP01	0.179664	538.992	101.52	128.17
SP2	R02	0.179664	538.992	140.37	170.10

#### **Remarque :**

La station de pompage mère « SP1 » refoule l'eau vers deux endroits différents, vers le réservoir R01 au sud de SP01 et la station de pompage SP02 à l'ouest de la SP01.

Et comme les débits refoulés pour chaque destination sont différents, tel que le débit refoulé vers R01 et presque le double de celui refoulé vers SP02, ce qui résulte deux valeurs de Hmt largement éloignées, on opte alors à installer deux types de pompes ( le type qui convient avec chaque cas) dans la même station de pompage SP01.

On suit les étapes de calcul cités précédemment pour le calcul du refoulement des tronçons

- de la station de pompage mère SP 01 vers le réservoir R01.
- de la station de pompage mère SP 01 vers la station de pompage secondaire SP02.
- De la station de pompage SP 02 vers le réservoir R01 de Tizi N'Bachar.

On fait entrer les caractéristiques de chaque refoulement dans le logiciel du catalogue afin d'avoir une variété du choix des pompes.

#### **A) Refoulement de La première station de pompage mère SP<sub>01</sub> vers le réservoir R<sub>01</sub>:**

- $Q = 347.6 \text{ l/s} = 1251.36 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- $Hmt = 381.9 \text{ m}$ .
- $Hg = 299.26 \text{ m}$ .

On résume les pompes qui convient aux caractéristiques du refoulement SP01-R01 dans le tableau suivant :

**Tableau V-3** : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP01-R01.

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hmt (m)	$\eta$ (%)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Øroue (mm)	Piod (kg)
1	1251.36	381.9	-	-	-	-	-	-	-	
2	625.68	381.9	-	-	-	-	-	-	-	
3	417.12	381.9	-	-	-	-	-	-	-	
4	312.84	381.9	Model 01	380	76.1	2950	421	9.28	125	2120
5	250.27	381.9	Model 02	382	76.3	2950	350	5.89	125	2680
<b>6</b>	<b>208.56</b>	<b>381.9</b>	<b>Model 03</b>	<b>382</b>	<b>74.4</b>	<b>2950</b>	<b>304</b>	<b>4.61</b>	<b>125</b>	<b>2260</b>

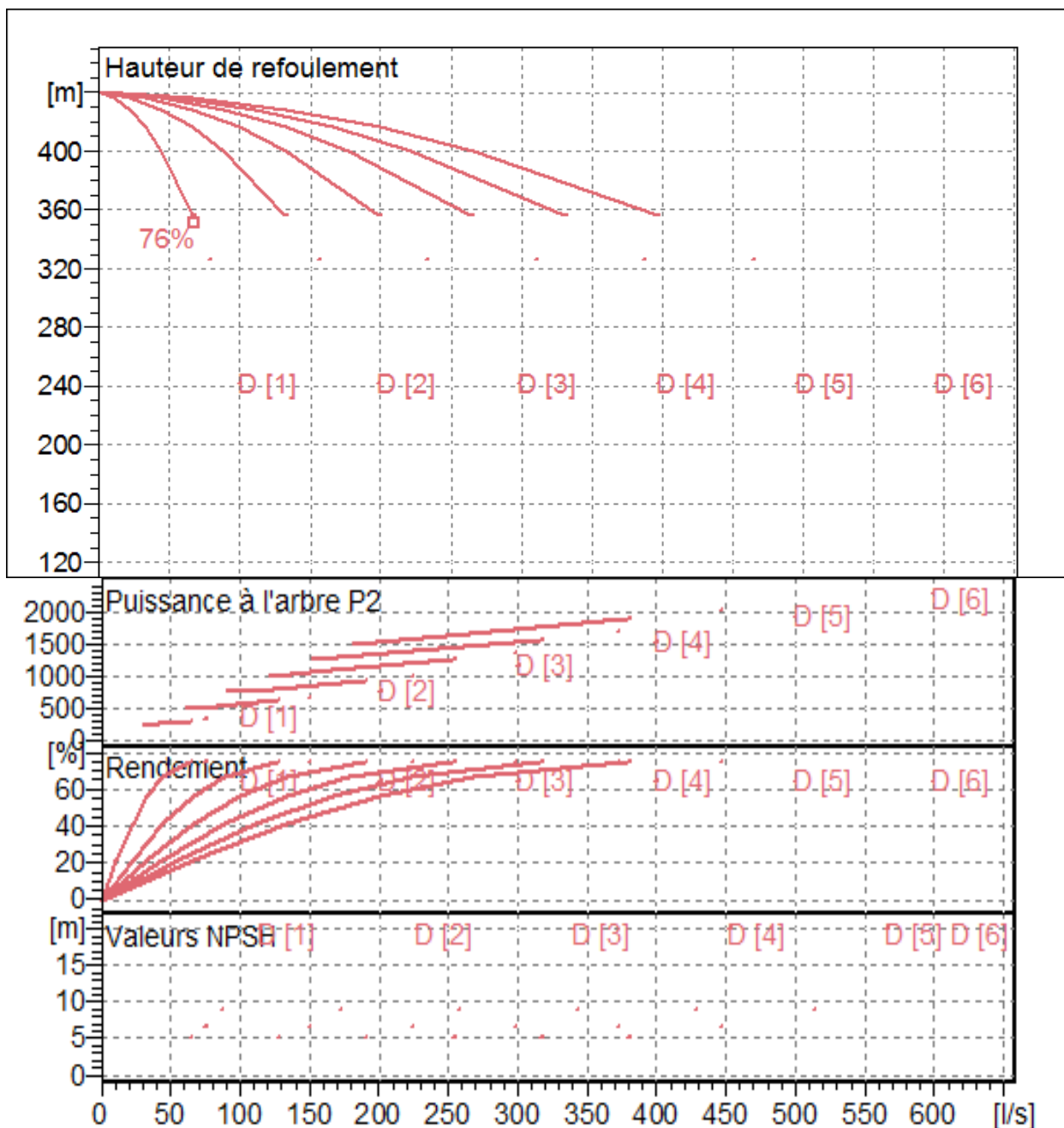
**a) Choix du type de pompe :**

A partir du tableau (V-3), on déduit que la variante de six (06) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et  $(NPSH)_r$ .

**Conclusion :** On opte pour le troisième modèle nommé ; **PMS 125/5D** du catalogue **CAPRARI**, avec un nombre de pompe de six (06) plus de deux (02) pompes de secours. Ces huit (08) pompes sont identiques, elles seront installées en parallèles.

**b) Courbes caractéristiques des pompes choisies :**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :  $[H-Q]$  -  $[P_{abs} - Q]$  -  $[\eta - Q]$  -  $[(NPSH)_r - Q]$ . Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (V-3) pour le troisième type de pompe de la station de pompage mère SP01 qui assurent le pompage vers R01.



**Figure V-2 :** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP01-R01.

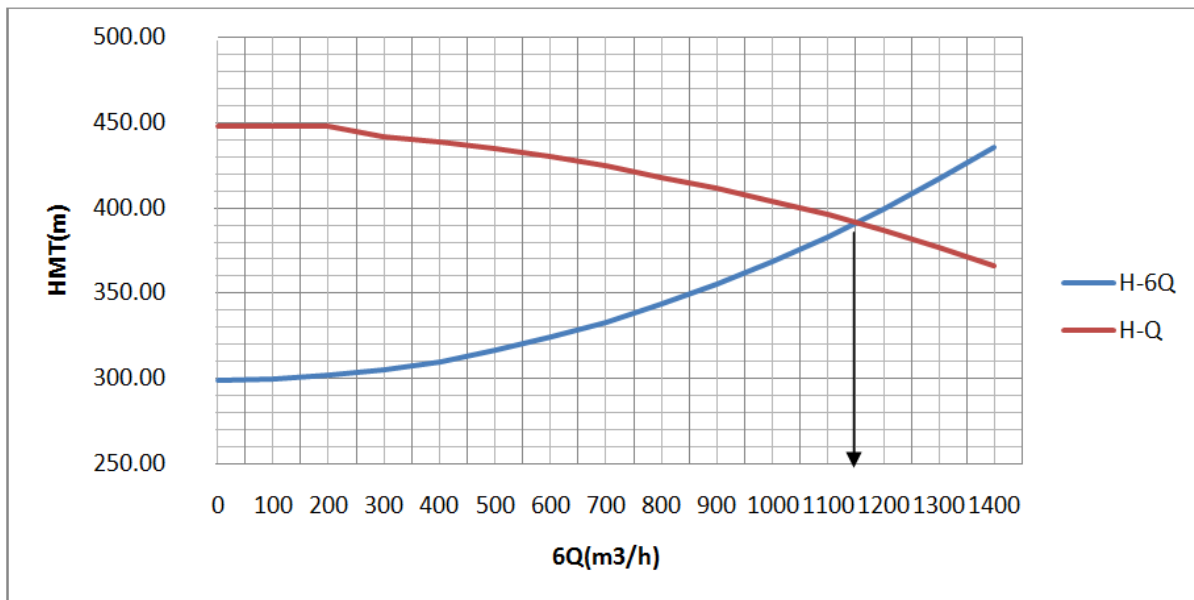
- On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP1 et le R01 (2000) m<sup>3</sup>, la conduite a une longueur de 7178.86m et un diamètre de 300 mm.

**Tableau V-4 :** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP01-R01.

Q (m3/h)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	$\lambda$	V m/s)	$\Delta Ht$ (m.c.e)	Hc m)
0	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	0	0	299.26
100	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	0.221	0.695	299.95
200	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	0.442	2.778	302.04
300	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	0.663	6.251	305.51
400	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	0.885	11.112	310.37
500	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	1.106	17.363	316.62
600	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	1.327	25.003	324.26
600	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	1.327	25.003	324.26
700	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	1.548	34.031	333.29
800	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	1.769	44.449	343.71
900	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	1.990	56.256	355.52
1000	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	2.212	69.452	368.71
1100	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	2.433	84.036	383.30
1200	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	2.654	100.010	399.27
1300	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	2.875	117.373	416.633
1400	299.26	7178.86	7896.746	400	0.01072	3.096	136.125	435.385

Le point de fonctionnement de la pompe est l'intersection entre les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite, il est représenté dans la figure suivante.

La courbe caractéristique de la pompe est associée au type choisi, elle est issue du catalogue du choix de la pompe.



**Figure V-3:** Point de fonctionnement de la pompe (SP01- R01).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 1150 m^3 / h < Q_{app} = 1250.36 m^3 / h \\ H_{pf} = 392 m > H_{app} = 381.9 m \end{cases}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

Pour s'assurer du bon fonctionnement de notre pompe on calcule l'intervalle  $I_{fct}$  ; tel que :

$$I_{fct} = [ 90 \% Q_{pf} ; 110 \% Q_{pf}] \quad (\mathbf{V.23})$$

Si  $Q_{app} \in [0.9 Q_{pf} ; 1.1 Q_{pf}]$  la pompe est caller, sinon on opte pour l'un des modes du réglage mentionnés au paravent.

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 1150 m^3/h$  ,

$$\begin{aligned} 90\% Q_{pf} &= 1035 m^3/h. \\ 110\% Q_{pf} &= 1265 m^3/h. \end{aligned}$$

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [1035 ; 1265]$

D'où :  $Q_{app} = 1251.36 m^3/h \in [1035 ; 1265]$  ; donc la pompe est réglée

**Conclusion** : cette pompe représente un bon choix, elle est callé et sensée de fonctionner en bon état, si un déficit apparait, on pourra augmenter le temps de pompage (les pompes fonctionnent 20h/24h).

### c) Caractéristiques du moteur associé

**Tableau V.5** : Caractéristiques du moteur de la pompe du refoulement SP01-R01.

Fréquence	50Hz
Tension nominale	400V
vitesse nominale	2950 tr/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominal	315 KW
Courent nominal	-A
Type de moteur	3~
Q (l/s)	48.28 l/s
Hmt (m)	357 m

### d) Etude de la cavitation :

Dans cette partie on détermine la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

En appliquant les formules mentionnées avant dans la partie théorique :

Dans notre cas, on propose des installations en charge au niveau de la station de pompage, la bêche est déjà dimensionner dans le chapitre III « étude des réservoirs ».

Sa capacité est de  $2000\text{m}^3$ , alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation

$$\text{suivante : } h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

La charge nette d'aspiration requise de la pompe choisie est  $(NPSH)_r = 4.61$  m.

La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 728.64 = 9.31\text{m}$ .

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24$  mce

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$$

Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

$$\Rightarrow D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180\text{mm. Donc: } V_a = \frac{4 * 0,0579}{3,14 * 0,18^2} \Rightarrow V_a = 2.28\text{m/s}.$$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0.3\text{m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,345\text{m}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 4.61 + 0,5 + 0.24 + \frac{2.28^2}{2 * 9.81} - 9.31 + 0,345 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3.35\text{m}.$$

La valeur trouvée est inférieure au zéro, et c'est impossible

- changement de type d'installation :
  - Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9.31 - 0,5 - 0.24 - \frac{2.28^2}{2 * 9.81} - 4.61 - 0,345 = 3.88\text{m}.$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 733.64 + 3.88 - 0,1$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 737.42\text{m}.$$

### **B) Refoulement de La première station de pompage mère SP01 vers la deuxième station de pompage secondaire SP02:**

Les caractéristiques du refoulement de la station de pompage mère SP 01 vers la station de pompage secondaire SP02 sont :

- $Q = 179.66$  l/s =  $646.776$  m<sup>3</sup>/h.
- HMT =  $128.17$  m.
- Hg =  $101.52$  m.

Les pompes proposées par le catalogue sont dans le tableau suivant.

**Tableau V-6 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.**

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)	HMT (m)	Poids (kg)
1	646.77	128.2	-	-	-	-	-	-	-	-
2	323.38	128.2	Modèle 01	78.4	1450	144	3.89	150	128	1950
			Modèle 02	71.6	2950	168	11.4	125	130	1720
3	215.6	128.2	<b>Modèle 03</b>	<b>75.1</b>	<b>2950</b>	<b>104</b>	<b>4.75</b>	<b>125</b>	<b>128</b>	<b>1300</b>
4	161.7	128.2	Modèle 04	76.3	2950	73.6	5.2	100	128	752
			Modèle 05	75.1	1450	75.3	2.24	125	128	1220

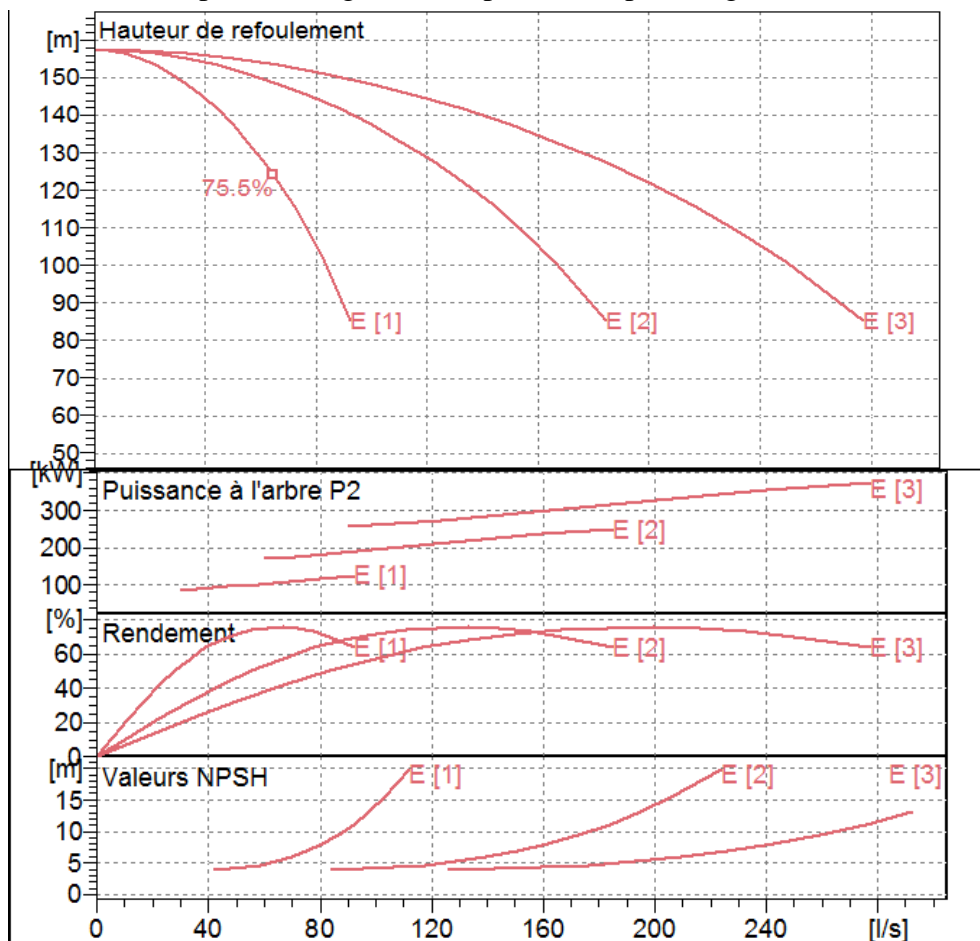
**a) Choix de type de pompe**

A partir du tableau (V-6), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, vitesse, puissance absorbée et (NPSH)<sub>r</sub>.

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de Modèle n° 3 nommé **PM 125/2E** du catalogue **CAPRARI**.

**b) Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques des pompes sont [H-Q] - [Pabs - Q] - [η-Q] - [(NPSH)<sub>r</sub>-Q], elles sont retirées à partir du logiciel et représentées par la figure V-5.



**Figure V-4 : Les courbes caractéristiques du type de pompe choisi pour le tronçon de refoulement n°2 (entre SP01- et SP02)**

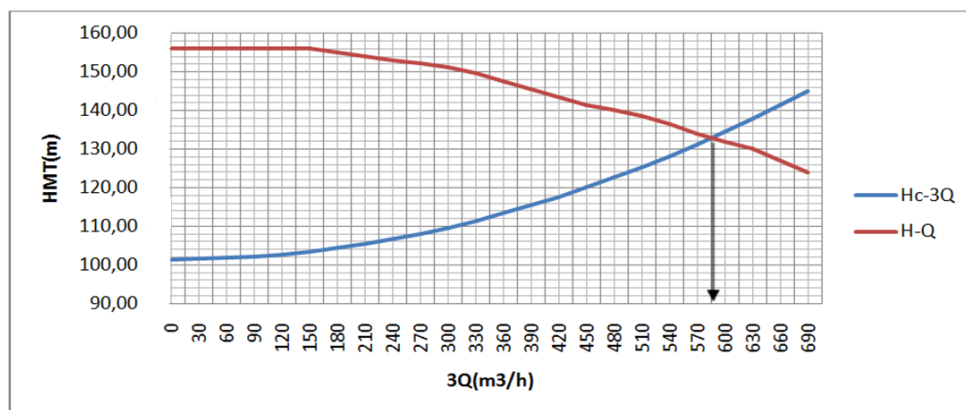


- Représentation des courbes caractéristiques (pompe – conduite) et le point de fonctionnement du groupe des pompes

**Tableau V-7 :** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP01-SP02.

Q (m3/h)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	$\lambda$	V (m/s)	$\Delta H_t$ (m.c.e)	Hc (m)
0	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0	0	101.52
30	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.118	0.082	101.60
60	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.236	0.329	101.85
90	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.354	0.740	102.26
120	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.472	1.316	102.84
150	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.590	2.056	103.58
180	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.708	2.961	104.48
210	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.826	4.030	105.55
240	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	0.944	5.264	106.78
270	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.062	6.662	108.18
300	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.180	8.225	109.74
330	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.297	9.952	111.47
360	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.415	11.844	113.36
390	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.533	13.900	115.42
420	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.651	16.121	117.64
450	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.769	18.506	120.03
480	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	1.887	21.056	122.58
510	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.005	23.770	125.29
540	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.123	26.648	128.17
570	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.241	29.692	131.21
600	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.359	32.899	134.42
630	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.477	36.272	137.79
660	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.595	39.808	141.33
690	101.52	1952.47	2147.717	300	0.01129	2.713	43.509	145.03

Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe) et le point de fonctionnement des pompes sont représentés sur la figure (V-6).



**Figure V-5:** Point de fonctionnement de la pompe du refoulement SP01- SP02.

Le point du fonctionnement est tiré graphiquement, tel que le débit et la hauteur

manométrique sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 590 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 646.77 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 133 \text{ m} > H_{app} = 128 \text{ m} \end{cases}$$

On calcule la plage du point de fonctionnement :  $I_{fct} = [90 \% Q_{pf}; 110 \% Q_{pf}]$  ;

- Si  $Q_{app} \in [0.9 Q_{pf}; 1.1 Q_{pf}]$  la pompe est caller
- Sinon on opte pour l'un des modes de réglage mentionnés au dessus.

Dans notre cas, nous avons :  $Q_{pf} = 590 \text{ m}^3/\text{h}$  ,  
 $90\% Q_{pf} = 531 \text{ m}^3/\text{h}$ .  
 $110\% Q_{pf} = 649 \text{ m}^3/\text{h}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [531 ; 649]$ .

**Conclusion :** On a  $Q_{app} = 646.77$  appartient à l'intervalle  $[531 ; 649]$ , on n'aura pas besoin de régler la pompe.

### c) Caractéristiques du moteur électrique associé

**Tableau V-8 :** les caractéristiques du moteur électrique de la pompe du refoulement SP01-SP02.

Fréquence	50Hz
Tension nominale	400V
vitesse nominale	2950 tr/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominal	132 KW
Courent nominal	-A
Type de moteur	3~
Q (l/s)	59.9 l/s
Hmt (m)	128m

**d) Etude de la cavitation :** pour protéger la pompe de la cavitation, il faut que la condition suivante soit vérifiée :

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\mathbf{V.8})$$

$r$  : marge de sécurité, On prend :  $r = 0,5 \text{ m}$ .

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 4.75\text{m}$

La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 728.64 = 9.317\text{m}$ .

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24\text{ mce}$ .

La vitesse d'aspiration :  $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

$$\Rightarrow D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180\text{mm}, \text{ donc : } V_a = \frac{4 * 0,059}{3,14 * 0,18^2} \Rightarrow V_a = 2.24\text{m/s}.$$

La perte de charge linéaire à l'aspiration :  $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0.3\text{m}$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,345\text{m}$ .

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 4.75 + 0,5 + 0,24 + \frac{2.24^2}{2 * 9.81} - 9.31 + 0,345$$

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 3.22\text{ m}.$$

La valeur trouvée est inférieure au zéro, ce qui est impossible.

- changement du type d'installation :

➤ Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9.31 - 4.75 - 0.5 - 0.24 - \frac{2.24^2}{2 * 9.81} - 0,345 = 3.73\text{m}.$$

La cote de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 733.64 + 3.373 - 0,1$

$$\nabla_{axe} = 736.9\text{ m}.$$

### C) Refolement de La deuxième station de pompage mère SP02 vers le réservoir R02:

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 179.66\text{ l/s} = 646.776\text{ m}^3/\text{h}$ .
- $HMT = 173.2\text{ m}$ .
- $H_g = 140.37\text{ m}$ .

Les pompes proposées par le catalogue sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau V-9 :** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)	HMT (m)	Poids (kg)
1	646.77	173.2	-	-	-	-	-	-	-	-
2	323.38	173.2	Model 01	79.2	1450	193	3.71	150	173.2	2340
4	161.7	173.2	<b>Model 02</b>	<b>74.9</b>	<b>2950</b>	<b>200</b>	<b>4.71</b>	<b>125</b>	<b>173.2</b>	<b>1770</b>
	161.7	173.2	<b>Model 03</b>	<b>75.9</b>	<b>1450</b>	<b>110</b>	<b>2.2</b>	<b>125</b>	<b>176.2</b>	<b>1540</b>

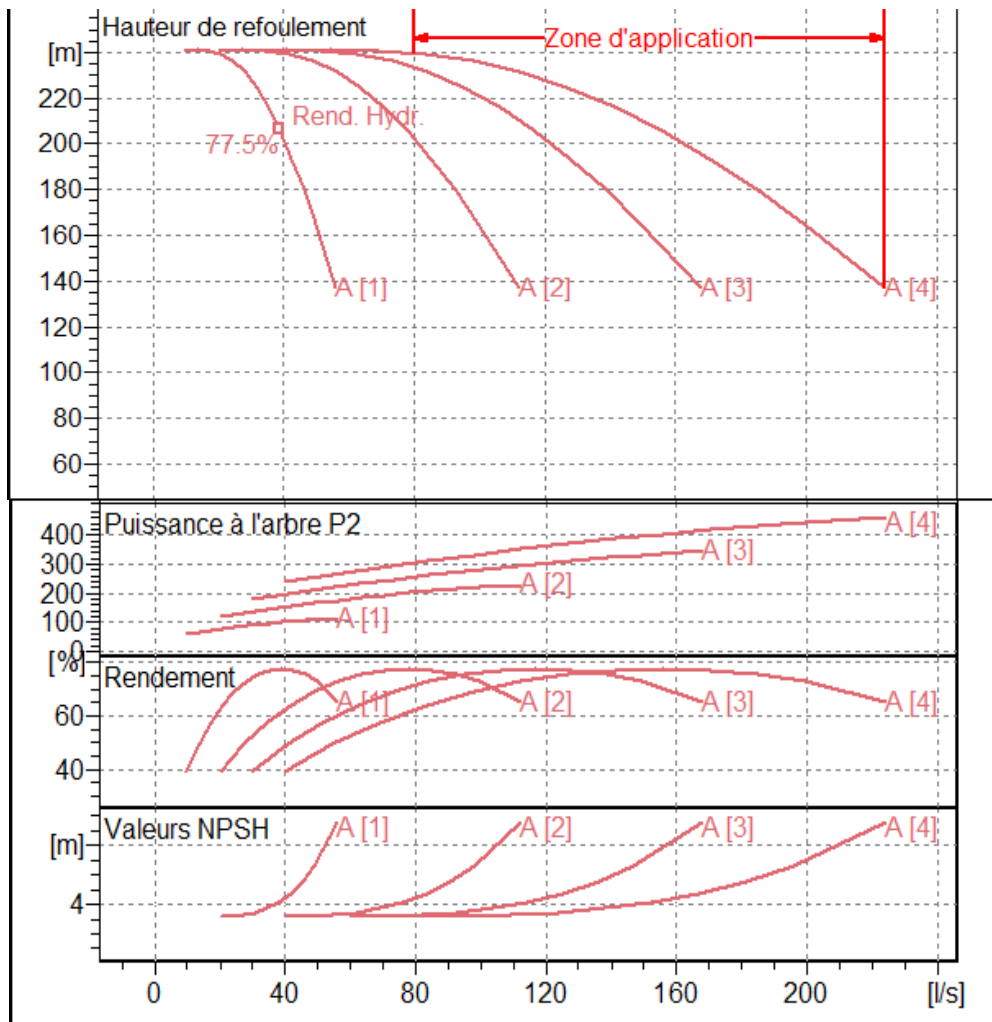
**a) Choix du type de pompe**

A partir du tableau (V-9), On déduit que la variante de quatre(04) pompes est la meilleure du point de vue nombre de pompe et la vitesse.

**Conclusion :** On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus une (02) pompe de secours. Ces six (06) pompes sont identiques de type **PM 125/4F** du catalogue **CAPRARI**. Elles seront installées en parallèle.

**b) Courbes caractéristiques des pompes choisies**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont : [H-Q] - [Pabs - Q] - [η-Q] - [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage.



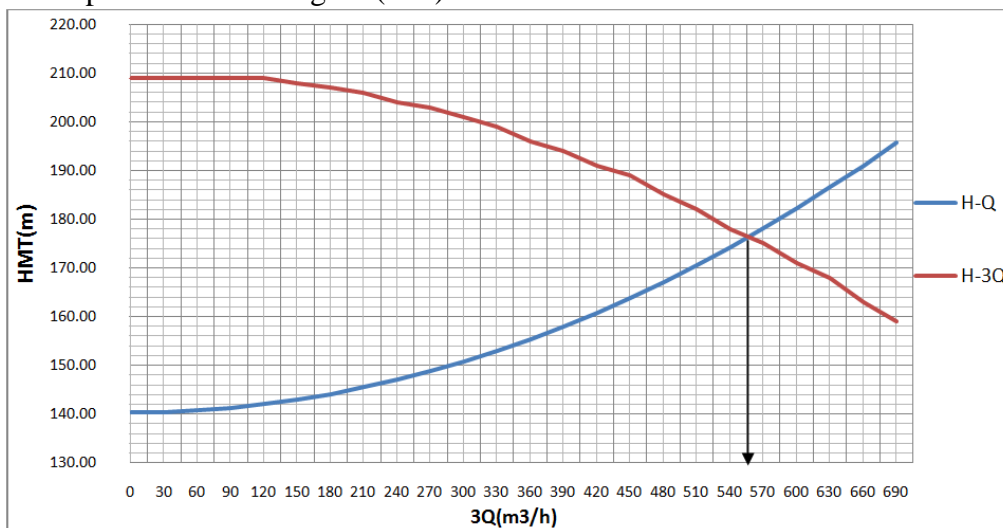
**Figure V-6 :** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP02-R02 (model n<sup>o</sup>2).

Le tableau suivant donne le calcul de la courbe caractéristique de la conduite du refoulement **SP02 – R02**

**Tableau V-10** : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP02-R02.

Q (m3/h)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	$\lambda$	V (m/s)	$\Delta Ht$ (m.c.e)	Hc (m)
0	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	0	0	140.37
30	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	0.170	0.276	140.65
60	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	0.340	1.103	141.47
90	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	0.510	2.483	142.85
120	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	0.679	4.414	144.78
150	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	0.849	6.896	147.27
180	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	1.019	9.931	150.30
210	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	1.189	13.517	153.89
240	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	1.359	17.655	158.02
270	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	1.529	22.344	162.71
300	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	1.699	27.586	167.96
330	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	1.868	33.378	173.75
360	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	2.038	39.723	180.09
390	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	2.208	46.620	186.99
420	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	2.378	54.068	194.44
450	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	2.548	62.067	202.44
480	140.37	2408.4	2649.24	250	0.01168	2.718	70.619	210.99

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point du fonctionnement de la pompe sont représentés sur la figure (V-8).



**Figure V-7** : Point de fonctionnement de la pompe model 2 (SP02-R02).

Le point de fonctionnement est tiré graphiquement, tel que le débit et la hauteur manométrique totale sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 555 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 646.77 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 176 \text{ m} > H_{app} = 128 \text{ m} \end{cases}$$

On calcule l'intervalle du bon fonctionnement :  $I_{fct} = [ 90 \% Q_{pf} ; 110 \% Q_{pf} ]$  ;  
 Dans notre cas, nous avons :  $Q_{pf} = 555 \text{ m}^3/\text{h}$ ,

$$\begin{aligned} 90\% Q_{pf} &= 499.5 \text{ m}^3/\text{h}. \\ 110\% Q_{pf} &= 610.5 \text{ m}^3/\text{h}. \end{aligned}$$

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [499.5 ; 610.5]$

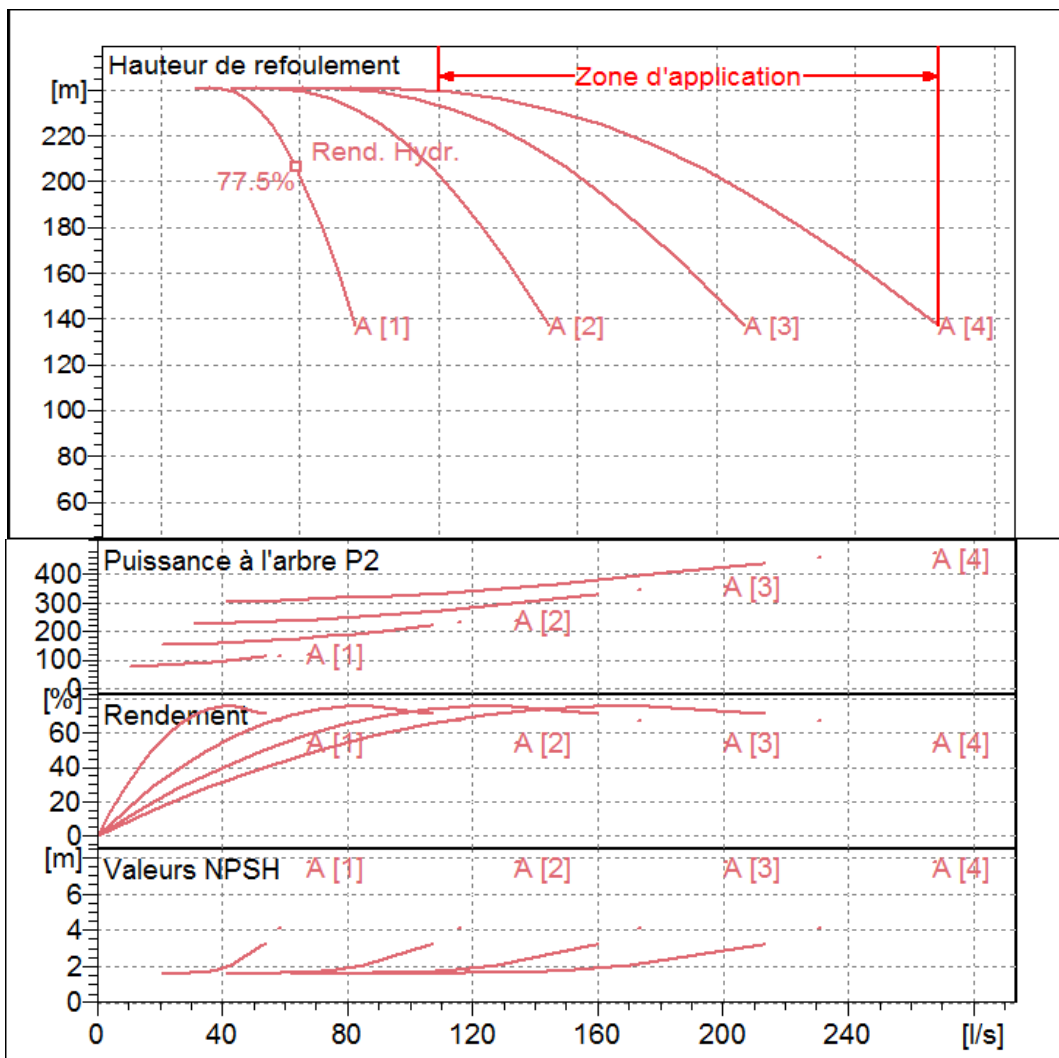
**Remarque :** On a  $Q_{app} = 646.77 \text{ m}^3/\text{h}$  n'appartient pas à l'intervalle  $[499.5 ; 610.5]$ .

**Solution :** Si cette pompe était déjà installée, on devrait la régler, mais dans notre projet de fin d'étude les pompes sont aux choix donc on n'a pas besoin de régler la pompe, on change le type carrément.

On essaye avec le model 03.

**a) Courbes caractéristiques de la pompe du model 03 :**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :  $[H-Q]$  -  $[Pabs - Q]$  -  $[\eta-Q]$  -  $[(NPSH) r - Q]$

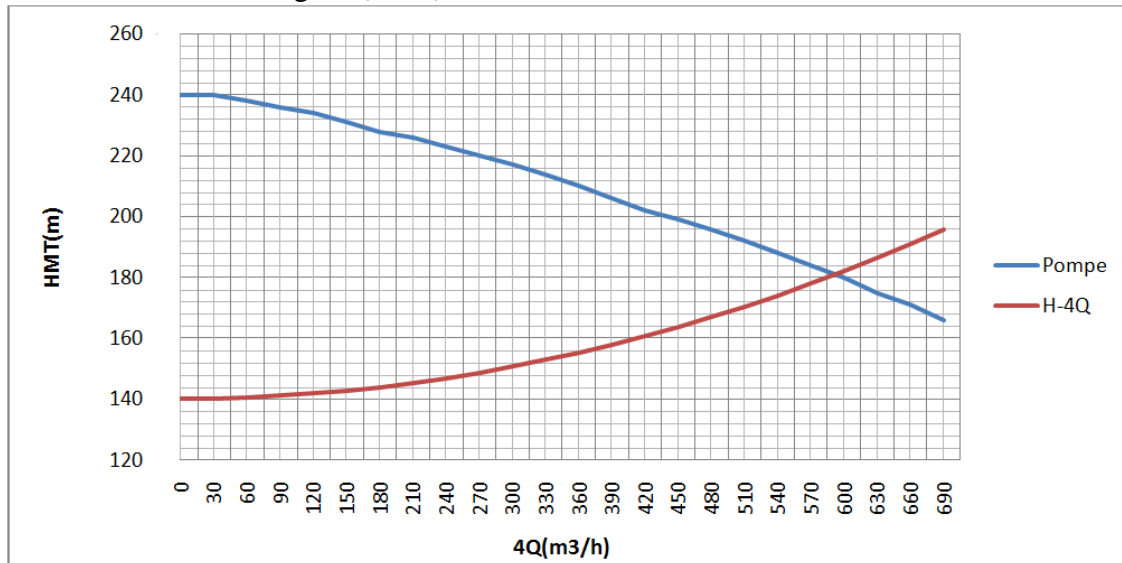


**Figure V-8 :** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP01-SP02 du model 03.

- **Refolement SP01 – SP02:**

La courbe caractéristique de la conduite de refolement reste la même, elle est mentionnée dans le tableau (V-10).

On trace la courbe caractéristique de la conduite de refolement et celle de la nouvelle pompe choisie pour pouvoir tirer le point de fonctionnement de la pompe. Les courbes et le point sont donnés sur la figure (V-10).



**Figure V-9 :** Point de fonctionnement de la pompe modèle 3 (refoulement SP02-R02).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 590 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 646.77 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 180 \text{ m} > H_{app} = 128 \text{ m} \end{cases}$$

On calcule l'intervalle de point de fonctionnement :  $I_{fct} = [90 \% Q_{Pf} ; 110 \% Q_{Pf}]$  ;

Dans notre cas, nous avons :  $Q_{Pf} = 590 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  
 $90\% Q_{Pf} = 531 \text{ m}^3/\text{h}$ .  
 $110\% Q_{Pf} = 649 \text{ m}^3/\text{h}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [531 ; 649]$

**Conclusion :**

On a  $Q_{app} = 646.77$  appartient à l'intervalle  $[531 ; 649]$ . Donc la pompe est réglée, elle représente un bon choix. Et si un déficit apparaît, on pourra augmenter le temps de pompage (les pompes fonctionnent 20h/24h).

**b) Caractéristiques du moteur associé****Tableau V-11** : les caractéristiques du moteur électrique de la pompe du refoulement SP02-R02.

Fréquence	50Hz
Tension nominale	400V
vitesse nominale	1450tr/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominal	110 KW
Courent nominal	-A
Type de moteur	3~
Q (l/s)	44.9 l/s
Hmt (m)	173m

**c) Etude de la cavitation :**

La condition suivante doit être vérifiée pour vérifier la non cavitation :  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$r$  : marge de sécurité, On prend :  $r = 0,5$  m.

Dans notre cas, on a fait des installations en charge au niveau de la station de pompage, sa bête est dimensionner dans le chapitre IV de l'étude de réservoirs, elle a une capacité de 200 m<sup>3</sup>. La hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g}$$

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.11$  m.

La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 834.16 = 9.17$  m.

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  mce

Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180 \text{ mm.}$$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } v_a = \frac{4 * 0.059}{3,14 * 0,18^2} \Rightarrow V_a = 2.24 \text{ m/s.}$$

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



$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0.3m$$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,345m$ .

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 4.81 + 0,5 + 0.24 + \frac{2.24^2}{2 * 9.81} - 9.17 + 0,345 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 3.35 m.$$

La valeur trouvée est inférieure à zéro ce qui est impossible.

- changement de type d'installation :
  - Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9.17 - 0,5 - 0.24 - \frac{2.24^2}{2 * 9.81} - 4.81 - 0,345 = 2.95m.$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 830.16 + 2.95 - 0,1$   
 $\Rightarrow \nabla_{axe} = 833.01m$ .

### **V-7) Equipements d'une station de pompage**

#### **V-7-1) Bâtiment de la station de pompage**

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Type du matériau de construction.
- La nature du sol (il faut qu'il soit stable)
- Type des moteurs et pompes utilisés.
- Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre, Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puits bache sèche.

Prenant en considération le type de sol qui est de nature roche solide, le type de bâtiment opter dans ce projet de fin d'étude est les bâtiments de surface, qu'est le type le plus fréquent et le plus utilisé. c'est à dire que tous les ouvrages de la station sont surélevés.

#### ➤ Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la

bâche d'eau, les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en séries, si le nombre des pompes dépasse 5 (notre cas), les pompes seront installées en parallèle.

Le contact entre le sol et la fondation ne doit présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faire soigneusement et avec précaution.

➤ Partie supérieure du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre :

❖ **La hauteur de le station de pompage normalisée**

$$H_b = (3,5 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,4 ; 6 \text{ m} \dots)$$

❖ **La longueur du bâtiment**

$$l_b = (3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots)$$

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties,

❖ **La distance entre les poteaux**

$$e_{btm}(3, 6, 9, 12 \dots).$$

La plate-forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m, on préfère de réaliser deux plates-formes de montage, on note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m ;
- Dimensions des portes (3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4) ;
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines ;

➤ Dimensionnement du bâtiment

❖ **La hauteur du bâtiment**

$$H_b = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5.$$

- $h_1$ : Distance vertical:  $h_1 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$
- $h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m}$ .
- $h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$ , on prend :  $h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$ .
- $h_p$  : Hauteur de la pompe et comme on a deux types de pompe dans la station de pompage mère SP01, on choisit la hauteur la plus élevée parmi les deux.
- $h_2$  : Hauteur réservée à l'homme, ( $h_2 = 2,2 \text{ m}$ ).
- $h_3$  : Hauteur de chariot, ( $h_3 = 0,3 \text{ m}$ )
- $h_4$  : Hauteur profilée, ( $h_4 = 0,8 \text{ m}$ ).
- $h_5$  : Hauteur de sécurité, ( $h_5 = 0,5 \text{ m}$ ).

Les hauteurs projetées et les résultats de calcul pour les deux stations sont mentionnés dans le tableau suivant.

**Tableau V-12 : La hauteur du bâtiment pour chaque station.**

Station de pompage	h <sub>p</sub> (mm)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	h <sub>3</sub> (m)	h <sub>4</sub> (m)	h <sub>5</sub> (m)	H <sub>b</sub> (m)
SP 01	1,08	2,16	2.2	0.3	0.8	0.5	6
SP 02	0,941	2,101	2.2	0.3	0.8	0.5	6

❖ **Largueur du bâtiment**

La largeur est donnée par la formule :

$$L_b = L_p + l_r + l_{asp} + l_{ref} + l_c + L_p$$

Avec :

- l<sub>r</sub> : [0,8 – 1,2] m, largeur du réserve on prend : l<sub>r</sub> = 1 m.
- L<sub>p</sub> : Longueur de la pompe+ moteur ;
- Pour déterminer la largeur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).on prend approximativement, l<sub>r</sub> + l<sub>asp</sub>=3m
- L<sub>p</sub> : largeur du bureau du personnel=5m

Pour la station de pompage mère SP01, les longueurs des pompe+ moteur est 2680 mm et 2291 mm (pour les deux types de pompe respectivement). On calcule par la longueur la plus grande parmi les deux.

Longueur de la pompe+ moteur de la pompe choisie pour la seconde station de pompage SP02 est 2209 mm.

Les résultats sont englobés dans le tableau suivant :

**Tableau V-13 : Largueur des bâtiments du pompage.**

station	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>b</sub> (m)
SP01	2.68	11.68
SP02	2.209	11.20

**N.B :** les dimensions des bâches d'eau des stations de pompage (mère et secondaire) sont calculées dans le chapitre IV : Etude des réservoirs, elles sont estimées à V<sub>SP01</sub>=1000m<sup>3</sup> et V<sub>SP02</sub> =200 m<sup>3</sup>.

Les dimensions des pompes installées sont dans l'annexe III-1.

❖ **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = np*(l_p + l_{int}) + l_p.f + l_p$$

Avec :

- np : nombre des pompes;
- l<sub>p</sub> : Largeur de la pompe.
- l<sub>int</sub> : Distance entre deux pompes voisines ;
- l<sub>p</sub>.f : Longueur de la plateforme ;

La longueur de la station mère SP01 (nombre de pompe 12)

- L<sub>b</sub> = 12\*(0.87+0.5) + 1,5 = **17.87 m.**

La longueur de la station secondaire SP02 (nombre de pompe 6)

- L<sub>b</sub> = 6\*(0.75+0.5) + 1,5 = **9 m.**

**Tableau V-14 : longueur des bâtiments des stations de pompage.**

station	Nombre des pompes	l <sub>p</sub> (m)	L <sub>b</sub> (m)	Longueur normalisée
SP01	12	0.87	<b>17.87</b>	<b>18</b>
SP02	6	0.75	<b>9</b>	<b>9</b>

**Remarque :** pour la station de pompage mère, la longueur dépasse 18 m. donc on prévoit deux sorties

### V-7-2) Equipements en amont : Aspiration

L'aspiration des pompes d'une station peut se faire soit dans une bache d'aspiration, soit d'une conduite :

#### ➤ **Canalisation à l'aspiration :**

Il est conseillé de projeter la conduite d'aspiration pour des considérations tant technique qu'économique tel que :

Le nombre de conduites d'aspiration doit être logiquement égal à celui des pompes ;

La longueur de la conduite d'aspiration doit être la plus courte que possible (<50m), elle doit être conçue de façon à éviter les coudes, et elle doit relier le plan d'aspiration à l'entrée de la pompe en présentant une pente minimale de 5%.

La détermination du diamètre de la canalisation se fait en considérant les vitesses admissibles dans la conduite.

Les vitesses sont tabulées en fonction des débits et diamètres.

#### ➤ **Tulipe :**

La nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration. Pour des valeurs ne dépassant pas 0,8m/s, il est possible de ne pas prévoir de tulipe, cependant son utilisation permet de diminuer les pertes de charge. Aussi est-il recommandé d'en prévoir dès que la vitesse atteint 0,5m/s.

#### ➤ **Crépine :**

La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides, dans les pompes ; il est à noter qu'une crépine doit être toujours immergée pour éviter l'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

#### ➤ **Joints :**

Une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air et éventuellement d'agents polluants, en général on préfère les joints soudés. Pour les raccordements sur des appareillages (vannes, pompes, etc....) on utilisera les joints à brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.



Figure V-10 : Joint, Coude et clapet anti-retour.

#### ➤ **Vanne d'aspiration :**

La vanne montée à l'aspiration de la pompe permet d'isoler la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans arrêter les autres pompes. Elle sert aussi au réglage des débits.

#### ➤ **Convergent :**

Le convergent permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses à l'entrée de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une perte de charge singulière ; donc le convergent est l'organe destiné à servir de liaison entre deux conduites de diamètres différents.

Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$Lc = (3,5 \div 4) \times (Da - da).$$

D'où :  $D_a$  : Diamètre de la conduite d'aspiration.  
 $d_a$  : diamètre de la tubulure d'aspiration (entrée).



**Figure V-11** : Vanne d'aspiration, conduites d'aspiration collective et individuelle convergent, coude et manomètre.

### V-7-3) Equipements en aval : Refoulement

#### ➤ **Conduite de refoulement :**

La station de pompage mère SP01 refoule vers deux directions, vers le réservoir tampon R01 au sur et la station de pompage secondaire SP02 à l'ouest.

La station de pompage secondaire SP02 refoule vers le réservoir R02 qui a le rôle d'alimenter le chef lieu de la commune de Tizi N'bechaar.

Les diamètres, les débits de pompage (20h/24h), les vitesses et les longueurs sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V-15** : caractéristique des tronçons de refoulement de l'adduction.

départ	arrivé	Débit (l/s)	Longueur(m)	Diamètre(m)	Vitesse (m/s)
SP01	R01	347.6	7178.86	400	2.77
	SP02	179.66	1952.47	300	2.54
SP02	R02	179.66	2408.4	300	2.54

#### ➤ **Divergent et conduite de refoulement :**

Contrairement à ce qui se passe à l'aspiration, la vitesse de l'eau à la sortie de la pompe peut être (3÷7) m/s, par conséquent il faut ralentir l'écoulement afin de garder une vitesse dans la plage des vitesses admissibles en plaçant un divergent.

La longueur du divergent est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = (3,5 \div 5) \times (D_r - d_r) \text{ (m)}$$

- $D_r$  : diamètre de la conduite de refoulement (du convergent).
- $d_r$  : diamètre de la tubulure d'aspiration.

#### ➤ **Vanne d'isolement :**

Les vannes d'isolement à l'intérieur du bâtiment permettent le démontage de la pompe où du clapet sans arrêter les autres pompes.



**Figure V-12 :** Pompe et moteur, divergent, coude, manomètre, conduites de refoulement individuel et collectif, clapet anti-retour.

➤ **Ventouse :**

Le rôle d'une ventouse est tout d'abord d'évacuer l'air contenu dans les conduites.

Le cas se présente lorsque la conduite étant vide, on procède à son remplissage, l'air sera chassé.

Quand la conduite est en service, il est nécessaire, également, de pouvoir évacuer l'air abandonné par l'eau. Cet air se cantonne aux points hauts des canalisations.

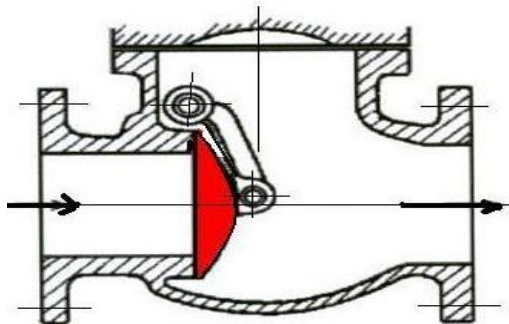
Les ventouses seront donc prévues aux points hauts. Il est souhaitable d'en prévoir aussi aux changements de pentes. Ces appareils doivent permettre, en outre, l'admission de l'air dans la conduite lorsque l'on procède à sa vidange.



**Figure V-13 :** Conduite de refoulement et ventouse.

➤ **Réservoir anti-bélier :**

On un seul collecteur de refoulement donc on installe sur ce collecteur un réservoir anti-bélier, assurant la protection de l'installation en amont



**Clapet à battant**

**Figure V-14 :** Clapet à battant

➤ **Clapet anti-retour :**

Il ne permet pas le retour de l'eau lors de l'arrêt de la pompe vers celle si afin d'éviter qu'elle s'endommage.

➤ **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.

➤ **Coude :**

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}(90^\circ)$ ,  $\frac{1}{8} 45^\circ$ ,  $\frac{1}{16}(22^\circ 30')$ ,  $\frac{1}{32}(11^\circ 15')$ .



Figure V-15 : Coude, vanne à opercule et convergent

➤ **Cônes :**

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

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

**Conclusion :**

On a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque. Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, les pompes sont installées en aspiration.

Pour la station de pompage mère SP01, on a associé à chaque refoulement le type des pompes qui assure son Hmt et son débit, donc on est obligé d'installer 8 pompes (6 pompes+2 pompes de secours) pour le refoulement « SP01-R01 » et 4 pompes (3pompes + 1 pompe de secours) pour le refoulement « SP01-SP02 ».

Pour le refoulement de la station de pompage secondaire SP02 qui mène vers R02, on a choisi d'installer 4 pompes + 2 pompes de secours, en globale 6 pompes.

Il faut noter que toutes les pompes sont installées en parallèles.

Dans ce qui suit, on va étudier la protection des conduites du phénomène transitoire « le coup de bélier ».

# CHAPITRE VI

*Protection de l'adduction  
contre le phénomène  
transitoire*



### **Introduction**

Les conduites en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

Ce chapitre vise à protéger les conduites de l'adduction contre le phénomène transitoire, en limitant ses effets. Lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

### ✓ **Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire**

#### **VI-1) Définition**

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.

Le coup de bélier étant un phénomène transitoire et oscillatoire se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents, due à la naissance d'une vanne d'ondes de pression et de vitesse qui se traduisent par des alternances de surpression et de dépression par rapport à la pression de services.

Ces ondes qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie et seront peu à peu amorties par les frottements. Le fait que les conduites soient soumises à des variations de pression importantes et rapides poserait au niveau de l'exploitation de gros problèmes compte tenu des risques de rupture, il est donc impératif de se protéger contre les coups de bélier qui apparaîtront dès qu'il y aura une modification d'exploitation d'une adduction.[5].

On peut prévoir dès à présent qu'il faudra se protéger contre :

- Les surpressions qui peuvent, si elles ne sont pas limitées, faire éclater la canalisation.
- Les dépressions qui peuvent, si elles ne sont pas limitées, aplatiser la canalisation et aspirer les joints.

#### **VI-1-1) 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 instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- 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.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Vibration des roues des pompes.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.[6].

**VI-1-2) Amplitude du coup de bélier**

L'amplitude maximale des coups de bélier H, en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$h = c \times \frac{V_0}{g} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec

- c : célérité des ondes ;
- $V_0$  : variation de vitesse ;
- h : surpression en mce ;
- g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup>.

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ( $T > 2 L/c$ ), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est important.

**VI-1-3) Risques dus aux coups de bélier**

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

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

**➤ 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).

**❖ Cas de dépression**

Une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à certaine valeur, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.[5]

### ❖ **Fatigue de la canalisation :**

Comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens appropriés, limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des conduites, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.[3].

#### **VI-1-4) Interprétation physique du coup de bélier**

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur  $Q_{v0}$ . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni (temps  $t=0$ ), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

##### **1. La première phase:**

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression, de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse  $a$ . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est  $(L/a)$ .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

##### **2. La deuxième phase**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial à partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $2L/a$  depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

##### **3. La troisième phase**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $3L/a$  depuis l'origine). Toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

##### **4. La quatrième phase**

L'élasticité permet ç la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial, au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $4L/a$  depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

Ce phénomène, pour le cas d'une conduite de refoulement, est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

**N.B :** la première phase du phénomène transitoire dans une conduite gravitaire avec une vanne à l'extrémité commence à la troisième phase du phénomène transitoire des conduites de refoulement.

Les paragraphes ci-dessus sont extraits du livre « Hydraulique Urbaine, Tome 2 d'André PONT ».

### **VI-1-5) Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :**

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un supprimeur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un supprimeur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

❖ **Réservoirs d'air :** Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

➤ Avantages :

- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau

➤ Inconvénients :

- Possibilités d'installation limitées.
- Ouvrage coûteux
- (hauteur généralement très développée).

❖ **Cheminée d'équilibre :** Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression, A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

➤ Avantages :

- Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux).
- Importante durée de vie ;
- Indépendante d'une installation électrique ;
- Pas de pertes d'eau

➤ Inconvénients :

- Possibilités d'installation limitées.
- Ouvrage coûteux
- (hauteur généralement très développée).

❖ **Soupape de décharge :** Utilisé comme protection contre la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger en exploitation normale, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

➤ Avantages :

- Coût limité
- Entretien et réglage facile
- Ne consomme pas d'énergie
- Indépendant d'une installation électrique.

➤ Inconvénients :

- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.
- Coût élevé.

❖ **Volant d'inertie :** Utilisé comme protection contre les dépressions. Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

➤ Avantages :

- Dispositif économique
- Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent

➤ Inconvénients :

- Consommation d'énergie supplémentaire.
- Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.
- Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.

Parmi tous ces anti bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression ( le terrain de cette étude et très accidenté).
- Simple à l'installer et facile à contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ( les hauteurs des tronçons dépassent les 100m).

### **VI-1-6) Principe du fonctionnement du réservoir anti-bélier :**

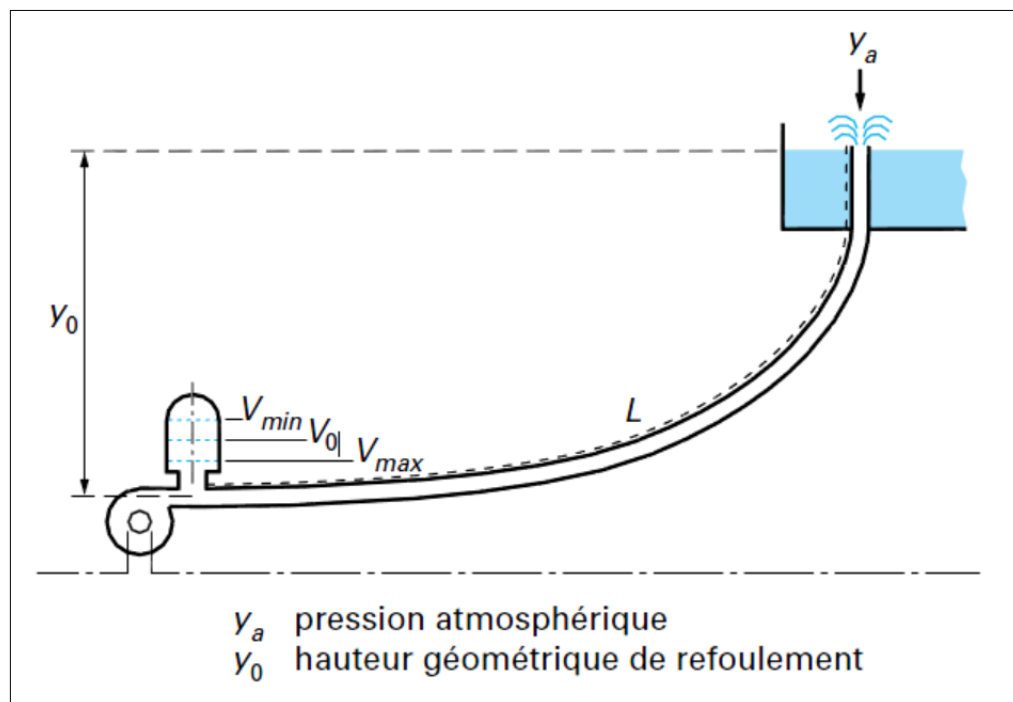
En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement. [7].



**Figure.VI.01 :** l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

### **VI-1-7) 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, et comme méthodes de calcul on distingue deux :

- Méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.
- Méthode de BERGERON.

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par B.SALAH pour les conduites enterrées :

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

Avec :

- **K** : Coefficient d'élasticité de l'eau  $K = 2,07 \times 10^9$  Pascal ;
- **ρ** : Masse volumique de l'eau  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$  ;
- **E<sub>m</sub>**: module de Young du matériau de la conduite ( $E_m = 1 \times 10^{11}$  Pascal, pour la fonte) ;
- **E<sub>s</sub>**: module de Young du sol  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;
- **ν<sub>m</sub>**: coefficient de poisson du matériau  $\nu_m = 0,3$  (fonte) ;
- **ν<sub>s</sub>**: coefficient de poisson du sol entourant la conduite  $\nu_s = 0,33$  ;
- **e<sub>m</sub>**: Epaisseur de la conduite (m)  $e_m = 0,0099\text{m}$  pour la fonte (DN600),  $e_m = 0,009\text{m}$  pour la fonte (DN500),  $e_m = 0,0081\text{m}$  pour la fonte (DN400),  $e_m = 0,0072 \text{ m}$  pour la fonte (DN300) ;
- **C** : célérité d'onde de choc (m/s).
- **a** : rayon intérieur de la conduite (m) ;

Dans ce projet les conduites sont en fonte , et pour ce type de conduite, le diamètre intérieure est égal au diamètre normalisé, contrairement au PEHD ou le diamètre normalisé est égal au diamètre extérieure.

**Tableau.VI.01** : calcul de la célérité d'onde pour les différents diamètres.

D(m)	e(m)	a(m)	C(m/s)
0.600	0.0099	0.3	1003.690
0.500	0.009	0.25	1024.267
0.400	0.0081	0.2	1051.625
0.300	0.0072	0.15	1089.825

**VI-2) Protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier**

Les conduites risquent d'avoir des dépressions er des surpressions.

**VI-2-1) Protection contre la dépression**

Pour la protection contre le phénomène transitoire, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUCH et MEUNIER.

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

- K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (VI-3)$$

- $H_0$  : pression statique absolue :
- $H_0 = H_g + 10$  (m) ..... (VII-4)
- $H_{abs}$  : la pression de service absolue (m) :
- $H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10$  ..... (VII-5)

- A : caractérise la conduite de refoulement ;

$$A = \frac{c.V_0}{g.H_0} \dots\dots\dots (VI-6)$$

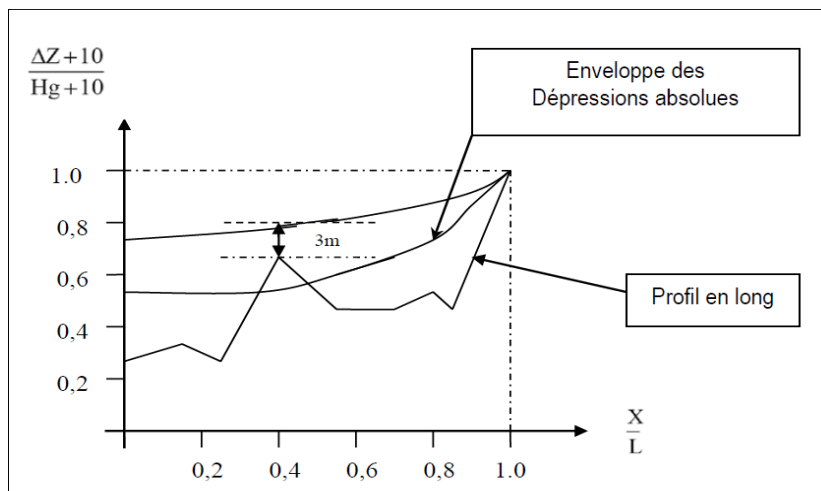
- $V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;
- C : célérité (C) en (m/s) ;

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

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{U_{cdt}}{U_0} \dots\dots\dots (VI-7)$$

- $U_{cdt}$  : volume de la conduite :  $V_{cdt} = L.S$
- L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;
- S : section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;
- $U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long absolu de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.2).



**Figure.VI.02 :** Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

Après l'obtention du B ; Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{v_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times B} \dots\dots\dots (VI-8)$$



Le volume d'air maximum est assimilé à la pression minimale, Sur le graphique obtenu, on peut obtenir la valeur de  $P_{min} / H_0$ .

Avec l'évolution du volume d'air, nous aurons :

$$P_{min} * U_{max}^{1.2} = H_{abs} * U_0^{1.2} \dots \dots (VI.9)$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{1.2} \dots \dots \dots (VI.10)$$

- $U_{max}$  étant le volume d'air en fin de détente,
- $P_{mini}$  : pression minimale (m),
- $H_{abs}$  : la pression de service absolue (m),

La capacité totale du réservoir d'air est de :

$$V_{max} = 1,2 \times U_{max} \dots \dots \dots (VI.11)$$

**VI-2-2) Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction**

Les caractéristiques des tronçons par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI.02 :** Caractéristiques des différents tançons de l'adduction (Refoulement) :

Tronçon	Type du matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	L (m)	Hg (m)	Hmt (m)
SP1-SP02	fonte	300	0.07065	2.12	1952.47	101.52	128.17
SP02-R02	fonte	300	0.07065	2.12	2408.4	140.37	173.24
SP1-R01	fonte	400	0.1256	2.3	7178.86	299.26	381.9

**VI-2-3) Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon**

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.03 :** Détermination des valeurs K pour chaque tronçon.

tronçon	Hg (m)	Hmt (m)	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>abs</sub> (m)	K <sub>cal</sub>	K <sub>pris</sub>
SP01-SP02	101.52	128.17	111.52	138.17	0.239	0.2
SP02-R02	140.37	173.24	150.37	183.24	0.219	0.2
SP01-R01	299.26	381.9	309.26	391.9	0.267	0.2-0.4

**Tableau.VI.04 :** Détermination des valeurs A pour chaque tronçon.

tronçon	Hg (m)	H <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	c(m/s)	A <sub>cal</sub>	A <sub>pris</sub>
SP01-SP02	101.52	111.52	2.12	926.75	1.796	2
SP01-R02	140.37	150.37	2.12	926.75	1.332	1
SP01-R01	299.26	309.26	2.3	1051.62	0.797	1

**VI-2-4) Détermination de la famille des courbes B de chaque tronçon**

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER, les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau.VI.05** : Détermination du B pour le tronçon SP01-SP02 (Voir annexe III-1).

côte (m)	728.64	720.09	722.63	692.9	741.84	757.68	754.8	830.16
L (m)	0	76.43	122.54	368.77	1019.74	1355	1386.6	1952.47
( $\Delta Z+10$ )/H0	0.09	0.01	0.04	-0.02	0.21	0.35	0.32	1
X/L	0	0.04	0.06	0.19	0.52	0.69	0.71	1

**Tableau.VI.06** : Détermination du B pour le tronçon: SP02-R02 (Voir annexe III-2)

côte (m)	830.16	835.75	830.33	835.33	862.32	853.46	832.75	843.22	970.53
L (m)	0	273.68	434.84	476.84	1126.28	1386.71	1444.23	1501.18	2408.4
( $\Delta Z+10$ )/H0	0.07	0.10	0.07	0.10	0.28	0.22	0.08	0.15	1
X/L	0	0.11	0.18	0.20	0.47	0.58	0.60	0.62	1

**Tableau.VI.07** : Détermination du B pour tronçon : SP01-R01 (Voir annexe III-3).

côte (m)	728.64	671.6	850.82	849.9	863.74	856.47	868	775.45	849.6	815.5
L (m)	0	592.16	2081.76	2489.47	2796.05	2918.36	3113.05	3783.8	4280.23	4527.95
( $\Delta Z+10$ )/H0	0.03	-0.15	0.43	0.42	0.47	0.45	0.48	0.18	0.42	0.31
X/L	0	0.08	0.29	0.35	0.39	0.41	0.43	0.53	0.6	0.63

**Suite du tableau VI.07**

côte (m)	877.77	866.26	892.63	889.22	892.23	890.18	962.31	1002.34	998.48	1027.9
L (m)	5045.88	5195.19	5557.45	5708.75	5794.68	5942.05	6590.95	6951.92	7045.84	7178.86
( $\Delta Z+10$ )/H0	0.51	0.48	0.56	0.55	0.56	0.55	0.79	0.92	0.9	1
X/L	0.7	0.72	0.77	0.8	0.81	0.83	0.92	0.97	0.98	1

**VI-2-5) Calcul des volumes d'air**

De l'abaque on choisit les courbes de B adéquate pour chaque tronçon, et on obtient les valeurs de  $P_{\min}$  associés, tel que :

$$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10} = \frac{(P_{\min})_{abs}}{Hg + 10} \dots\dots\dots(VI.12)$$

Le volume du réservoir d'air donné par la formule :

$$U_0 = \frac{v_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times B} \dots\dots\dots(VI-13)$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{\max} = U_0 * \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\text{mini}}}\right)^{1/1.2} \dots \text{(VI-14)}$$

**Tableau.VI.08 :** Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

Tronçon	V0	L	D	S	g	Habs	B	U0
SP01-SP02	2.12	1952.47	300	0.07065	9.81	121.52	1	0.491
SP02-R02	2.12	2408.4	300	0.07065	9.81	160.37	0.8	0.573
SP01-R01	2.3	7178.86	400	0.1256	9.81	319.26	1	1.324

**Tableau.VI.09 :** Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.

Tronçon	U0	P min/H0	H0	P min	H abs	H abs/P min	U max
SP1-SP02	0.49	0.43	111.52	34.5712	138.17	3.9966793	1.961
SP02-R02	0.57	0.5	150.37	75.185	183.24	2.4371883	1.397
SP01-R01	1.32	0.45	309.26	151.54	391.9	2.586	3.425

Si on veut qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume  $V_{\max} = 1,2 * U_{\max}$ .

**Tableau.VI.10:** Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon.

Tronçon	U max	V max (m <sup>3</sup> )
SP1-SP02	1.961	2.35302
SP02-R02	1.397	1.67647
SP01-R01	3.425	4.10985

Les réservoirs d'air sont choisis selon le catalogue de du constructeur (annexe III-4)

**Tableau.VI.11:** les volumes du réservoir d'air normalisés.

Tronçon	V normalisé (L)
SP1-SP02	3000
SP02-R02	2000
SP01-R01	4000

### **VI-2-6) Protection contre la surpression**

Pour la protection contre la surpression, il est convenable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression ait un diamètre optimum « d ».

Nous nous servant de l'abaque de Dubin et Guéneau (voir l'annexe III-5), cette méthode néglige les pertes de charge va dans le sens de la sécurité.

En utilisant A et B on tire  $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$  et  $\frac{P_{max}}{H_0}$  ;

Les résultats trouvés sont mentionné dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12:** résultats tirés de l'abaque de Dubin et Guéneau

Tronçon	A	B	$P_{max}/H_0$	$\alpha.V_0^2/H_0$
SP1-SP02	2	1	1.0875	5.75
SP02-R02	1	0.8	1.1775	2.65
SP01-R01	1	1	1.1875	2.75

Avec 
$$\alpha = \frac{1}{2g} * \left[ \frac{D^2}{0.6*d^2} - 1 \right]^2 \dots\dots(VI-15)$$

Le diamètre du diaphragme :

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{(2.g.\alpha)^{1/2} + 1}} * \frac{1}{0.6} \dots\dots(VI-16)$$

A partir de la formule précédente on calcule « d » qui est le diamètre optimum du diaphragme.

**Tableau.VI.13 :** Calcul des diamètres des diaphragmes.

Tronçon	$H_0$ (m)	$V_0$ (m/s)	D (mm)	$\alpha V_0^2/H_0$	$\alpha$	d (m)	$P_{max}/H_0$	Pmax (m)	Pmax (bar)	PN (bar)
SP1-SP02	111.52	2.12	300	5.75	142.67	0.0409	1.0875	121.28	12.1	16
SP02-R02	150.37	2.12	300	2.65	88.66	0.046	1.1775	177.06	17.7	20
SP01-R01	309.26	2.3	400	2.75	160.77	0.053	1.1875	367.25	36.7	40

**N.B :** le PN de la conduite de refoulement SP01-R01 est important à cause des caractéristiques du refoulement (débit, Hg et Hmt élevés).

**VI-3) Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité, cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

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 suppression est donnée par la formule de MICHAUD (VI-17) :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot t} \dots\dots\dots (VI-17)$$

Avec :

- **t** : le temps de fermeture du robinet vanne.
- **L** : longueur de l'adduction gravitaire.
- **V** : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

**VI-3-1) Protection de la conduite gravitaire R0 – SP01 :**

La célérité d'onde de surpression est calculée par la formule améliorée de **Mr. SALAH. B**

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$b' = \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots (VI-18)$$

- **tr** : le temps de retour de l'onde de déformation (s).
- **L** : longueur de la conduite gravitaire (m).

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.14** : calcul de la charge tenant compte du coup de bélier.

D(m)	e(m)	a(m)	C	b'	V <sub>0</sub> (m/s)	Hs(m)	Hd(m)
0.549	0.00945	0.274595	1013.649	191.211	1.85	239.181	Inférieur à -10 mce

- **Hs=239.18m <250 m.c.e (25 bar)**

La conduite ne risque pas d'une surpression.

- **Hd est largement inférieure a -10 m.c.e ....** Cette valeur n'exprime qu'un résultat mathématique car en réalité ça n'existe pas, elle exprime une dépression excessive.

On calcul les valeurs de la surpression pour différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :  $b = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot t}$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant

**Tableau.VI.15** : la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps.

t	b	hs	hd
0	/	/	/
30	85.85	133.821	< -10mce
40	64.388	112.358	< -10mce
<b>50</b>	<b>51.51</b>	<b>99.480</b>	<b>-3.540</b>
60	42.92	90.895	5.045

Pour une longueur de 6828.62 m, et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 50s, les valeurs de surpression et de dépression sont vérifiées.

- b= 51.51m.
- Hs= 99.48 m < 250mCe
- Hd = -3.54 > -10 mCe

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

**VI-3-2) Protection de la conduite gravitaire R1 – R<sub>Ammoucha</sub> :**

**Tableau.VI.16 :** calcul de la charge tenant compte du coup de bélier.

D(m)	e(m)	a(m)	C	b'	V0(m/s)	Hs(m)	Hd(m)
0.4	0.0081	0.2	1051.625	137.215	1.28	277.585	3.155

- **Hs=277.585m > 250 m.c.e (25 bar)**

La conduite risque d'une surpression.

- **Hd= 2.7 m > -10 m.c.e ....** La conduite ne risque pas de dépression.

On préconise donc de changer le PN du conduite et d'utiliser le PN 30.

**Conclusion :**

Après avoir décrit le phénomène transitoire, on a appliqué la méthode de PEUCH et MENIER pour calculer les volumes des réservoirs d'air des tronçons en refoulement, les réservoirs d'air choisie sont 3000 L pour le refoulement SP1-SP2, 4000L pour le refoulement SP01-R01 et 2000 L pour le refoulement SP02-R02.

Pour les tronçons à écoulement gravitaire, on a opté pour la loi de fermeture de la vanne, en calculant les valeurs maximales de la surpression et de dépression par la formule de MICHAUD, la conduite gravitaire R0-SP01 risque d'une dépression ce qui a mené de fixer la durée de fermeture du robinet vanne à 50s. Et pour la conduite gravitaire R02-R<sub>Ammoucha</sub>, elle est soumise à une surpression qui sera régler par une conduite du PN30.

# CHAPITRE VII

## *Pose des canalisations et accessoires*

### **Introduction**

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

Aussi, dans ce chapitre nous allons prendre en considération tous les cas qui pourront se présenter dans notre projet selon le tracé choisi, afin d'éclairer à l'entreprise tous les obstacles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer par la suite.

### **VII .1) Le principe du pose des canalisations**

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.

Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés (présence de fissures) et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux

### **VII -2) Pose de canalisation en forte pente**

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%) les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

### **VII -3) Pose de canalisation en tranchée**

Avant de commencer de creuser la tranchée, il faut effectuer une opération de bardage des tuyaux le long du tracé et du côté opposé à la tranchée ou sera accumulé la terre de déblai .les tulipes des tuyaux seront positionnées dans la direction du sens de pose.

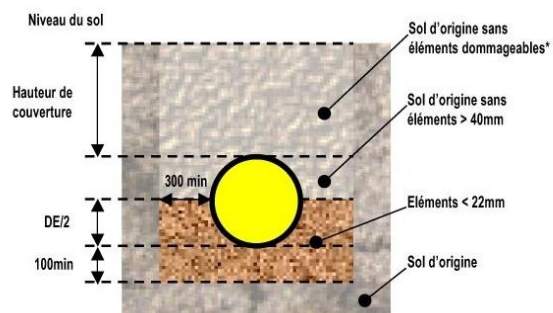


Figure VII-1 : coup transversale d'une conduite au sol.



On portera une attention toute particulière pour ne pas abîmer le revêtement des tuyaux.

Pour le travail de pose en tranchée inondée, les tuyaux seront lestés avec du remblai pour qu'ils ne puissent pas flotter.

**a) ouverture de la tranchée :** la tranchée doit être creusée avec des moyens appropriés, en utilisant une largeur de godet normalisée pour laisser de chaque côté du tuyau un espace suffisant de l'ordre de 20 à 30 cm, pour faciliter le travail de pose au fond de la tranchée. Toutes les normes de sécurité pour le travail en tranchée seront respectées (blindage, signalisation, etc...).

**b) profondeur de la tranchée :** Il faut assurer une couverture minimale de la conduite d'au moins deux fois le diamètre de la conduite sous la surface du sol (avoir une épaisseur minimale de remblai de 80 cm).

La profondeur P de la tranchée est donnée par les formules suivantes:

✓  $P = (2 \times (D) + p)$  pour les conduites de diamètre inférieur à 800 mm.

✓  $P = (2 \times (D) + p')$  pour les conduites de diamètre supérieur ou égale à 800 mm et inférieur à 900 mm.

- $P = 2,00$  mm pour les conduites de diamètre supérieur ou égale à 900 mm
- D: Diamètre de la conduite
- $p = 0,20 + e$
- $p' = 0,30 + e$
- e: épaisseur de sable.

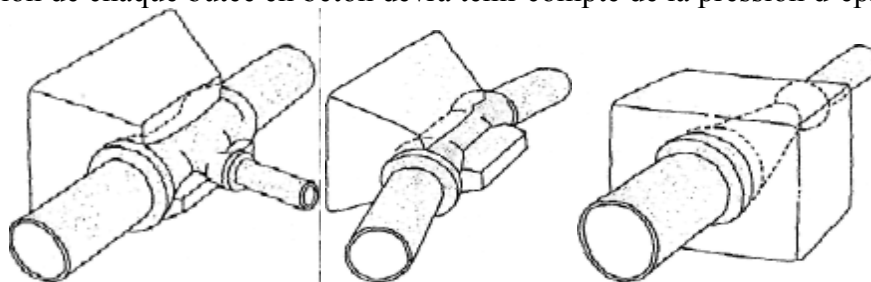
**c) lit de pose :** Le fond de la tranchée doit être plan et régulier avec une saignée sous chaque emboîtement pour permettre au tuyau de reposer sur son fût. On s'assurera que le tuyau ne repose pas directement sur des aspérités rocheuses. Pour des terrains rocheux il faut prévoir un lit de pose d'au moins 10 cm réalisé avec du sable, du caillou fin ou de la terre criblée.

**d) remblayage de la tranchée :** Il faut mettre le même matériau pour remblayer la tranchée sur le sommet du tuyau que celui utilisé pour le lit de pose (principe d'homogénéité des matériaux en contact avec le tuyau), en ayant soin d'exécuter les conseils de pose requis (éviter le contact avec des éléments organiques telles que racines, morceaux de bois, mottes herbeuses, etc. ...).

Pour le remblayage définitif de la tranchée avant compactage, il est possible d'utiliser le même matériau provenant de la tranchée.

**e) ancrage de la conduite :** Pour chaque changement de direction et pour chaque intersection, la conduite doit être ancrée ou épaulée au fond de la tranchée par une butée en béton. La butée sera installée derrière chaque coude, té de dérivation ou encore sur toute réduction de section.

La dimension de chaque butée en béton devra tenir compte de la pression d'épreuve.



**Figure VII.2 :** Différentes type de butée.

#### VII-4) Pose de canalisation dans un terrain rocheux

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion se réalise par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à  $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ , ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

Les avantages de la protection par manches en polyéthylène sont les suivants :

- coût réduit
- Moyen de protection supplémentaire avec une manche polyéthylène qui peut être employée de façon ponctuelle en cas d'imprévu (lentilles d'argile corrosive, creux biologiques non contrôlés, etc. ....).

Précautions d'usage pour la pose de la manche de polyéthylène :

- Employer une manche en polyéthylène conforme selon les normes,
- Eviter d'employer une manche avec des défauts apparents,
- Positionner le pli sur la partie supérieure du tuyau.

Les petits accros sur la manche en polyéthylène peuvent être réparés à l'aide d'un ruban adhésif, les défauts ou les déchirures devront être réparées avec la manche en polyéthylène en remplacement de la manche défectueuse.

Les tuyaux et les raccords seront nettoyés de la terre de la tranchée et absents de traces d'humidité avant d'enfiler la manche en polyéthylène autour de tuyau.

Le revêtement en polyéthylène sur les emboitements doit être réalisé avec le plus grand soin de façon à assurer la continuité de la protection en polyéthylène sur la canalisation.

Le lit de pose et la terre de remblayage ne devront pas contenir des cailloux qui puissent abîmer le revêtement en polyéthylène.

#### VII-5) Traversée de route

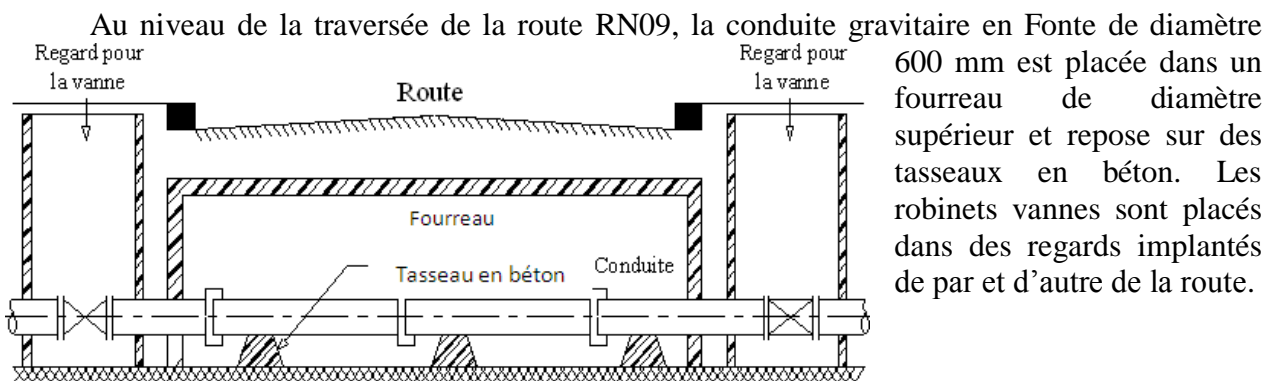


Figure VII-3: Pose de canalisation dans un fourreau

#### VII-5) Traversée d'une rivière

La conduite gravitaire du diamètre 500 mm, qui transporte l'eau du R0 vers la station de pompage mère SP01, traverse la rivière d'Oued Elbared plusieurs fois. 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.

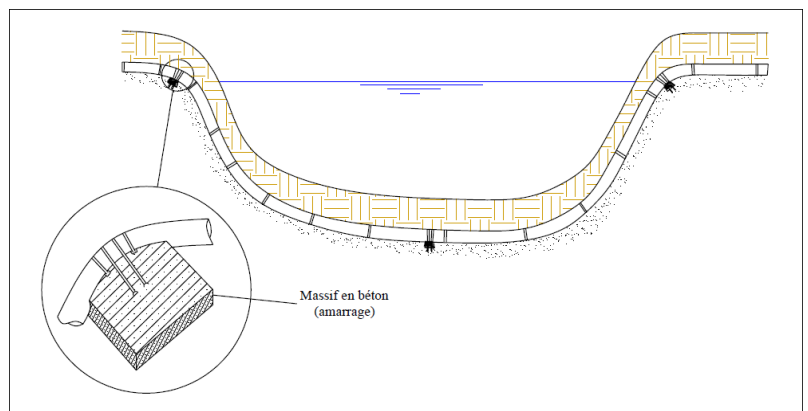


Figure VII-4: traversée d'une rivière

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). Massif en béton (amarrage).

#### **VII-6) Assemblage par emboîtement**

Il est fortement recommandé de procéder à l'assemblage de deux tuyaux en insérant le bout uni du tuyau dans la tulipe du tuyau posé précédemment (la tulipe est toujours positionnée dans la direction de l'avancée du chantier de pose).

a) **Nettoyage des tulipes** : nettoyer soigneusement l'intérieur de la tulipe, et particulièrement dans la gorge du joint, en enlevant éventuellement les résidus de peinture, en s'aidant des ustensiles prévus pour cette opération.

b) **Positionnement de la bague de joint** : plier la bague de joint en forme de cœur et la positionner dans sa gorge, en s'assurant que le joint soit correctement installé et de façon uniforme sur toute la périphérie de la tulipe.

c) **Application de la pâte lubrifiante** : appliquer une mince couche de pâte lubrifiante sur la bague de joint une fois installée et l'étendre uniformément sur la surface externe de joint.

d) **Nettoyage du bout uni de la partie lisse du tuyau** : nettoyer avec soin l'extrémité lisse du tuyau à emboîter, en enlevant les incrustations ou aspérités éventuelles.

Vérifier que l'extrémité chanfreinée soit parfaitement circulaire.

Vérifier que la profondeur de pénétration soit bien indiquée, dans le cas contraire, marquer l'extrémité lisse d'un trait à la craie pour une distance égale à la profondeur de la tulipe moins 5 à 10 cm (distance nécessaire pour éviter la continuité électrique entre deux tuyaux et permettre d'effectuer une déviation angulaire).

e) **Assemblage entre deux tuyaux** : Emboîter l'extrémité lisse en exerçant une poussée et en s'assurant qu'elle soit bien centrée. Corriger les défauts éventuels en modifiant l'appui du tuyau sur le fond de la tranchée.

Pour exercer cet effort de poussée sur le joint, il existe différentes méthodes à utiliser : un levier, un tir for, le godet de la pelle excavatrice.

Pour utiliser le godet de la pelle en effort de poussée, il est nécessaire de positionner une cale en bois entre le godet et la tulipe du tuyau à emboîter pour ne pas risquer d'endommager ou d'érafler le tuyau. L'opération doit se faire lentement et avec précaution, en particulier dans la phase initiale de l'effort de poussée pour permettre à la bague de joint de se déformer naturellement à l'emboîtement.

Une fois l'emboîtement terminé, il faut toujours vérifier sur la périphérie de la tulipe et à l'aide d'une jauge, que la bague de joint est correctement positionnée dans son logement.

#### **VII .6) Les déviations angulaires**

Les bagues de joint d'étanchéité des tuyaux et des raccords automatique autorisent une déviation angulaire dont les valeurs sont reprises dans le tableau ci-après.

Cette << souplesse >> du joint dans l'assemblage entre deux tuyaux permet à la conduite de tracer de grandes courbes , mais aussi d'adapter la conduite aux modifications du tracé qui sont parfois nécessaires au moment de la pose , en outre , cette flexibilité entre deux tuyaux permet une plus grande élasticité de la conduite , ce qui est très utile lorsque la conduite enregistre des mouvements de terrain ou lors de secousses sismiques .

**Tableau VII-1** : Les déviations angulaires de conduites autorisées.

DN	Degré de déviation angulaire autorisée	Rayon de courbure circonscrit R (m).	Déplacement extrêmes (cm)
60-150	5	69	52.3
200-300	4	86	41.9
350-600	3	115	31.4
700-800	2	172	20.9

**VII .7) Essais de pression et d'étanchéité d'adduction**

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité.

Le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou en gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1.8 fois la pression de service et de 1.5 fois la pression en cas gravitaire.

**Mode opératoire :**

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 100m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir les accessoires).

Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mm, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0.1 bar, Nous devons vérifier l'étanchéité surtout au niveau des joints.

**La mise en eau des adductions**

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2<sup>ème</sup> tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons.

**VII .8) Accessoires**

Sans parler des joints et des pièces spéciales (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,...), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivant : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue.

Installation de ces différents accessoires à pour but :

- ✓ Assurer un bon écoulement,
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits,
- ✓ Protéger la canalisation,
- ✓ Soutirage des débits.

**VII .8-1) Robinets vannes**

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants :

- ✓ Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)

- ✓ La pression nominale de conception
- ✓ Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- ✓ La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- ✓ L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- ✓ La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles).

#### ❖ Catégories de vannes :

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- ✓ par la taille : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- ✓ par la fonction : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
- ✓ par le principe d'obstacle au débit employé : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- ✓ par le système de commande : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

1. vanne à opercule ou à passage direct
2. vanne à clapet ou robinet à soupape
3. la vanne à boule ou à boisseau sphérique
4. vanne à boisseau conique
5. vanne papillon
6. vanne guillotine
7. vanne à piston
8. vanne à cage
9. vanne à membrane
10. vannes spéciales

**a) Robinet vanne à coin (à opercule) :** 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.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, à la côté d'aspiration de chaque pompe, et elle est préférable de l'installer à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement



Figure VII-5 : Robinet vanne à opercule



Figure VII-6: Robinets vanne papillon

**b) Vannes papillons :** ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Elles sont généralement utilisées à la sortie des réservoirs.

c) **Vannes de décharge** : C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

### VII .8-2) Ventouses

Il existe deux types de ventouse :

a) **ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.

b) **ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré, le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

Ces appareils se placent au niveau des point hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Dans les ventouses il est nécessaire de respecter des rapports d'ouverture de l'orifice et du diamètre de l'adduction. La ventouse s'ouvrant en grand instantanément (dès que la bille se décolle) et se fermant avec quasiment la même rapidité, le risque de coup de bélier est importante. Il est donc conseillé un rapport de 1/50 entre la section de la purge et la section de l'adduction.

Ceci est moins vrai pour les purges manuelles équipées d'un simple robinet dont la fermeture et l'ouverture très progressives de l'orifice de purge évitent ainsi les risques de coup de bélier.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

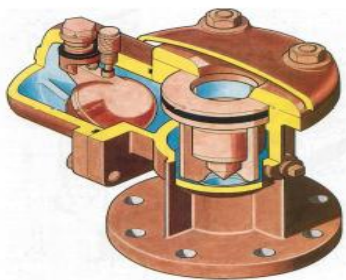


a- ventouse à trois fonctions



b- ventouse à fonction unique

(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)  
(Évacuation des poches)



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

**Figure VII-7: Différentes types des Ventouse**

**VII .8-3) 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 chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

**VII .8-4) Crépines**

La crépine évite l'entrée accidentelle du 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.

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

**VII .8-5) Joints de raccordement**

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

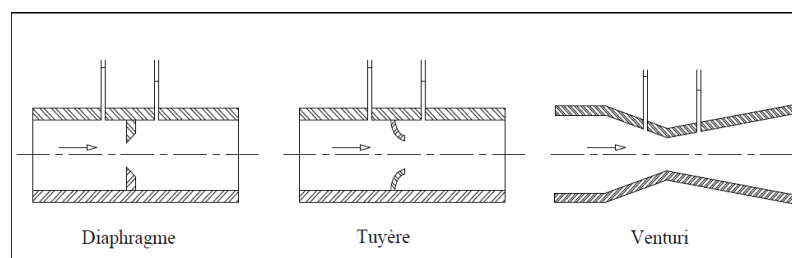
- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints sont représentés dans la figure de l'annexe V-1.

**VII .8-6) Organes de mesure****a) Mesure du débit**

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution: refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique),



**Figure VII-8:** Les différents types des débitmètres

### a) Le diaphragme

Le diaphragme est constitué en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

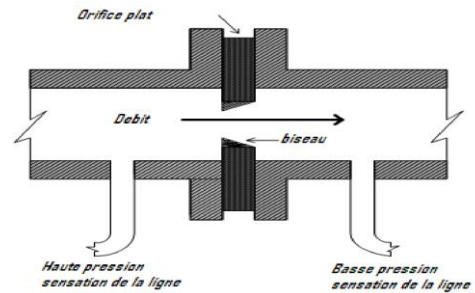


Figure VII-9: Diaphragme

### b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés pour mesurer la pression sont :

- a) Les différents types de manomètre,
- b) Les capteurs de pression électromagnétique.

✓ **Le manomètre à tube de Bourdon** : Les manomètres à tube de Bourdon sont utilisés pour la mesure de pressions positives ou négatives de fluides gazeux ou liquides, à condition que ceux-ci ne soient ni hautement visqueux. Les étendues de mesure s'étalent sur toutes les plages de 0,6 bar à 4 bars. Pour les étendues jusqu'à 40 bars inclus on utilise normalement la forme en arc et à partir de 60 bars la forme hélicoïdale. Les appareils sont fabriqués avec le raccordement vertical ou arrière. Il convient de les protéger contre les risques de surpression ou de dépassement d'échelle.

### VII.9) 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.

#### VII.9.1. Coudes

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle de : (90°), (45°), (22°30'), (11°15'). □ 41 81 16 1 32 1

#### VII.9.2. Cônes

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

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



#### **VII.9.4. Les manchons**

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

#### **Conclusion**

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

- ❖ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque 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 robinets vannes 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 ;
- ❖ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

# CHAPITRE VIII

## *Organisation du chantier*

### **Introduction**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

#### **VIII-1) les différents travaux à entreprendre**

##### **VIII-1-1) Travaux concernant l'adduction**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- 1) **Exécution des tranchées** : C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- 2) **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 15cm dans notre cas.
- 3) **Pose des conduites** : Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.
- 4) **Epreuve de joint et de la canalisation** : Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.
- 5) **Remblayage des tranchées** : C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.
- 6) **Nivellement et compactage** : Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

##### **VIII-1-2) Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

**VIII-2) Calcul des volumes des travaux de l'adduction**

**VIII-2-A) pose de canalisation**

**VIII-2-A-1) le volume du déblai d'excavation des conduites**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers  
Sachant que :

$$S_{\text{déb}} = b * H_{\text{tr}} \dots \dots \text{(VIII-1)}$$

- $S_{\text{déb}}$  : surface des déblais de chaque coupe ;
- $b$  : largeur de la tranchée ;
- $h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{\text{déb}} = S * L_{\text{cond}} \dots \dots \text{(VIII.2)}$$

- $V_{\text{déb}}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- $L$  : distance entre deux coupes consécutives.

➤ **La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.  
Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{\text{tr}} = D + h + h_1 \dots \dots \text{(VIII.3)}$$

- $H_{\text{tr}}$  : profondeur de la tranchée (m).
- $D$  : diamètre de la conduite (m).
- $h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.  
Nous prenons :  $h' = 1$  m.
- $h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

➤ **Largueur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \dots \dots \text{(VIII.4)}$$

- $b$  : largeur de la tranchée (m) et  $D$  : diamètre de la conduite (m).

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau VII.1 : calcul du volume du déblai des conduites.**

D (mm)	L (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>déb</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>Tronçons gravitaire</b>					
<b>600</b>	6438.54	1.2	1.75	2.1	13520.93
<b>500</b>	1072.94	1.1	1.65	1.815	1947.39
<b>300</b>	988.54	0.9	1.45	1.305	1290.04
<b>Tronçons par refoulement</b>					
<b>400</b>	7178.86	1.2	1.75	2.1	15075.61
<b>300</b>	4360.87	1.1	1.65	1.815	7914.98
<b>Volume Total</b>					<b>39748.95</b>

**VIII-2-A-2) Lit de sable**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \dots \dots \text{(VII.5)}$$

- $V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ) ;
- $e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15 \text{ cm}$  ;
- $L$  : longueur de la tranchée (m).
- $b$  : largeur de la tranchée (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII.2)

**Tableau VIII.2 : calcul du volume du lit de sable.**

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	Vs ( $m^3$ )
<b>Tronçons gravitaire</b>				
<b>600</b>	6438.54	1.2	0.15	1158.94
<b>500</b>	1072.94	1.1	0.15	177.04
<b>300</b>	988.54	0.9	0.15	133.45
<b>Tronçons par refoulement</b>				
<b>400</b>	7178.86	1.2	0.15	1292.19
<b>300</b>	4360.87	1.1	0.15	719.54
<b>Volume Total</b>				<b>3481.1636</b>

**VIII-2-A-3) Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \dots \dots \dots \text{(VIII.7)}$$

- $S_c$  : section de la conduite ( $m^2$ ) ;
- $D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \dots \dots \dots \text{(VII.8)}$$

- $V_c$  : volume de la conduite ( $m^3$ ) ;

**Tableau VII.3 : calcul du volume des conduites.**

D (mm)	L (m)	S (m)	Vc ( $m^3$ )
<b>Conduite gravitaire</b>			
<b>600</b>	6438.54	0.283	1819.53
<b>500</b>	1072.94	0.196	210.56
<b>300</b>	988.54	0.071	69.84
<b>Conduite en refoulement</b>			

Conduite en refoulement			
<b>400</b>	7178.86	0.126	901.66
<b>300</b>	4360.87	0.071	308.10
<b>Volume Total</b>			<b>3309.70</b>

#### VIII-2-A-4) Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{\text{déb}} - V_s - V_c \dots \dots \text{(VII.6)}$$

- $V_r$  : volume du remblai.
- $V_{\text{déb}}$  : volume du déblai (volume excavé).
- $V_c$  : volume occupé par la conduite.
- $V_s$  : volume du lit de sable.

**A.N :**  $V_r = 39\,748.95 - 3481.1636 - 3309.70 = 329\,58.09 \text{ m}^3$

**Tableau VIII.4 :** Calcul du volume de remblai.

D (mm)	L (m)	$V_D (\text{m}^3)$	$V_s (\text{m}^3)$	$V_c (\text{m}^3)$	$V_r (\text{m}^3)$
<b>Tronçon gravitaire</b>					
<b>600</b>	6438.54	13520.93	1158.94	1819.53	10542.47
<b>500</b>	1072.94	1947.39	177.04	210.56	1559.79
<b>300</b>	988.54	1290.04	133.45	69.84	1086.75
<b>Tronçon en refoulement</b>					
<b>400</b>	7178.86	15075.61	1292.19	901.66	12881.75
<b>300</b>	4360.87	7914.98	719.54	308.10	6887.34
<b>Volume Total</b>					<b>32 958.09</b>

**Tableau VIII.5 :** Volumes des travaux de des conduites.

N°	Désignation	Quantité ( $\text{m}^3$ )
1	Déblais	<b>39748.95</b>
2	Lit de sable	<b>3481.16</b>
3	Les conduites	<b>3309.70</b>
4	Remblais	<b>32 958.09</b>

**VIII-2-A-5) Frais de réalisation****➤ Frais de réalisation de la pose de canalisation :**

Les prix des conduites en fonte tiennent compte la pose de canalisations. les prix d'un mètre linéaire en fonction de leurs diamètre sont mentionné dans le tableau de l'annexe I-2.

Les frais de ce projet de fin d'étude selon les diamètres des conduites choisies son mentionné dans le tableau suivant:

**Tableau VIII.6 : frais de réalisation de la pose de canalisation.**

D (mm)	L (m)	prix unitaire (DA)	frais*10 <sup>6</sup> (DA)
<b>Conduite gravitaire</b>			
<b>600</b>	6438.54	24658.32	158.76
<b>500</b>	1072.94	19315.96	20.725
Suite tableau VIII.6			
<b>500</b>	1072.94	19315.96	20.725
<b>300</b>	988.54	14186.458	14.024
<b>Conduite en charge</b>			
<b>400</b>	7178.86	16102.8	115.60
<b>300</b>	4360.87	14186.458	61.865
<b>Volume Total</b>			<b>370.98</b>

En fin l'estimation du cout total des différentes taches est dans le tableau suivant.

**Tableau VII.7 : Devis des différents travaux de pose de conduite.**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant Millions de DA	
<b>1</b>	Déblais	m <sup>3</sup>	39748.95	300	11,92	
<b>2</b>	Lit de sable	m <sup>3</sup>	3481.16	800	2,78	
<b>3</b>	La conduite	DN600- PN25	m	6 439	24 658	158,76
		DN500-PN16	m	1 073	19 316	20,72
		DN400-PN30	m	7178.86	16 103	115,60
		DN300- PN16/30	m	5349.41	14 186	75,89
<b>4</b>	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	32 958.09	400	13,18	
				<b>Montant</b>	<b>398,870</b>	

Le coût total du projet est de **398.87 MDA**.

### VIII-3) Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

#### ➤ **Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.



Figure VIII.1 : Pelle hydraulique.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

- Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.

#### ➤ **Bulldozer :**

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire,



Figure VIII.2 : Bulldozer



on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

➤ **Chargeur :**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.3 : Chargeur.

➤ **Compacteur :**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.4 : Compacteur.

### **VIII-3) Planification des travaux :**

#### **VIII-3-1) Planification des travaux de l'adduction :**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technique) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

#### **VIII-3-2) Définitions des tâches et leurs durées :**

Connaissant le volume des terres à excaver, le rendement de l'engin et le temps d'exploitation, on peut prévoir la durée de chaque tâche par unité de longueur et du temps afin de calculer la durée totale de réalisation du projet.

Dans ce projet de fin d'étude le calcul des durées de chaque tâche est fait en fonction de la longueur totale du projet et la quantité de la tâche réalisée en unité de longueur (m) par unité du temps (par jour).

La longueur totale du projet est **19 356.9 m**.

On suppose que notre chantier se dispose de trois 2 engins de chaque type.

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.8 :** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Unité par engins	Réalisé au chantier	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	100 m/j	200 m/j	97
B	Lit de sable	150m/j	300 m/j	65
C	Pose de conduite	200 m/j	400 m/j	48
D	Epreuve de joint et de la canalisation	200 m/jour	400 m/j	48
E	Remblais	12 jours/km	6 j/km	116
F	Compactage	8 jours/km.	4 j/km	77

Comme les tâches sur le long du tracé se font en parallèle, on peut estimer la durée totale du projet à la durée la plus longue parmi les durées des tâches, elle estimée à 116 jours(en 3 mois, 26 jours) , cette durée reste approximative car on ne sait pas exactement l'entreprise chargée de la réalisation a combien d'engins.

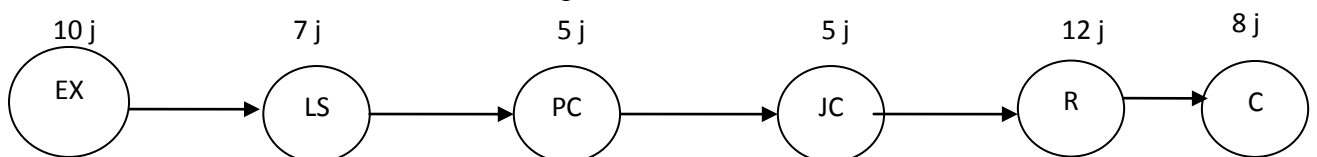
Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté par l'élaboration du réseau selon la méthode CPM.

Les principales tâches sont :

- Excavation de la tranchée - EX
- Lit de sable – LS
- Epreuve de joint et de la canalisation -JC
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage – C

Le réseau à nœud est fait à la base des durées prises pour réaliser des tronçons de 2km.

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :



**Figure VIII.5.** Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

#### **VIII-4) Hygiène et sécurité :**

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il est important de prendre l'ensemble de mesure nécessaire afin d'éviter les éventuels risque pouvant survenir.

##### **VIII-4-1) Les causes principales :**

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- Utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

##### **VIII-4-2) Prévention :**

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu ;
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique) ;
- Contrôle des matériaux ;
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

#### **Conclusion :**

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- le coût total du projet, qui est estimé à **398.87 MDA**.
- La durée du projet qui est estimée à 3 mois et 26 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, rouleau lisse et chargeur.
- La protection des ouvriers.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation de plusieurs partie du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

CONCLUSION  
GENERALE

A travers ce mémoire de fin d'études, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur l'adduction ancienne d'alimentation en eau potable des communes de Tizi N'Bechar et Ammoucha.

Dans ce cadre, on a cité toutes les anomalies existantes au niveau des tronçons, et après on a envisagé de réhabiliter toute l'adduction.

L'adduction est projetée sur une longueur totale de 19 356.9 m, les diamètres qui assurent l'alimentation varient de 600 à 300 mm.

Le réservoir de Tizi N'Bechar 'R2' est projeté de tel sort à assurer une alimentation gravitaire du chef lieu de la commune, et le réservoir tampon R1 pour qu'il assure le transfère des eaux au réservoir existant d'Ammoucha.

La grande différence d'altitude a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever l'eau jusqu'au réservoir de Tizi N'Bechar et le réservoir tampon R01.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Le cout de la pose de canalisation de ce projet est estimé à 398.87 MDA, d'où la durée de réalisation est de 3 mois et 26 jours approximativement.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Je souhaite que ce modeste travail puisse servir comme référence pour les projets d'alimentation en eau potable.

REFERENCES  
BIBLIOGRAPHIQUES

## Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** Paris 1979« Hydraulique urbaine », Tome I, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **A. DUPONT** Paris 1986« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [3] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [5]**MICHEL A.MOREL** Paris 1994 « Exercices de Mécaniques des fluides » Tome III, p 209, 211, 336, 337,338.
- [6] **H . AAYA** « *Cours d'alimentation en eau potable* », p.3, 4,5.
- [7] **H.GODART** « Adduction et distribution d'eau », p.10, 16,21.

## Catalogues

- [8] **SAINT-GOBAIN** « *distributeur de tuyaux en fonte ductile* ».
- [9] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [10] **CHARLATTE** « des réservoirs d'air ».

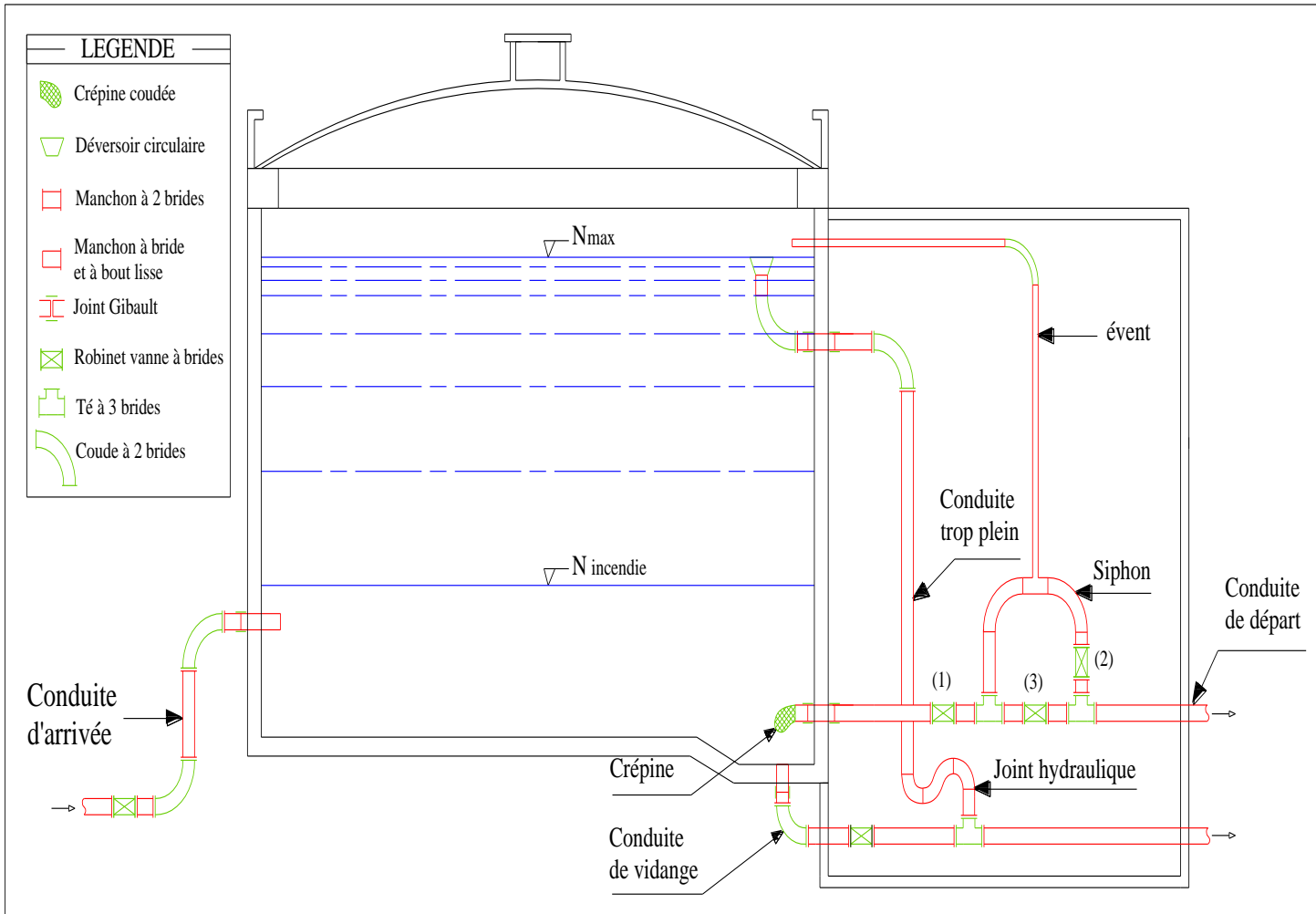
## Conférence

- [11] **H.Djellit** « Evolution structurale des Maghrébines », Université de Jijel et CRAAG, 24-26 Novembre 2014, p.13.
- [12] **Yves Reumaux** « Réalisation de l'étude d'actualisation du plan national de l'eau », Avril 2010. P.23, 26, 38, 50, 51, 53, 54, 56, 58, 59, 60.

# ANNEXES



**Annexe I-1 : coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.**

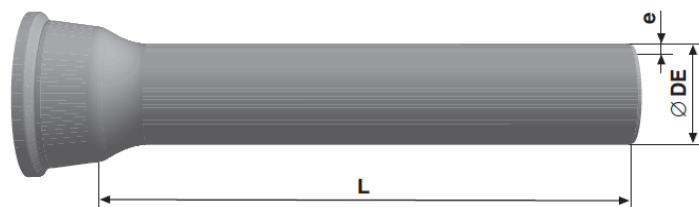


**Annexe I-2:** la fraction horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

**Annexe II-1** : Caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux.

**Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse DN 60 - 2000**



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy.par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8

\* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.  
Tolérances: voir norme NBN EN 545

**Joints disponibles:**

*Non verrouillé:* DN 60 – 2000 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

*Verrouillé:* DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve  
DN 350 – 1200 Standard Ve  
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)  
DN 2000 nous consulter

**Annexe II-2:** Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C.**

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>
60	2834.014
80	3935.6565
100	7684.6565
125	9011.653
150	9814.3645
200	11871.565
250	13273.714
300	14186.458
350	16102.8
400	19315.96
450	24658.32
500	30555.052
600	34260.69
700	40133.15
800	46941.62
900	51320.15
1000	56229.3

**Remarque:** les prix mentionnés ci dessus est les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

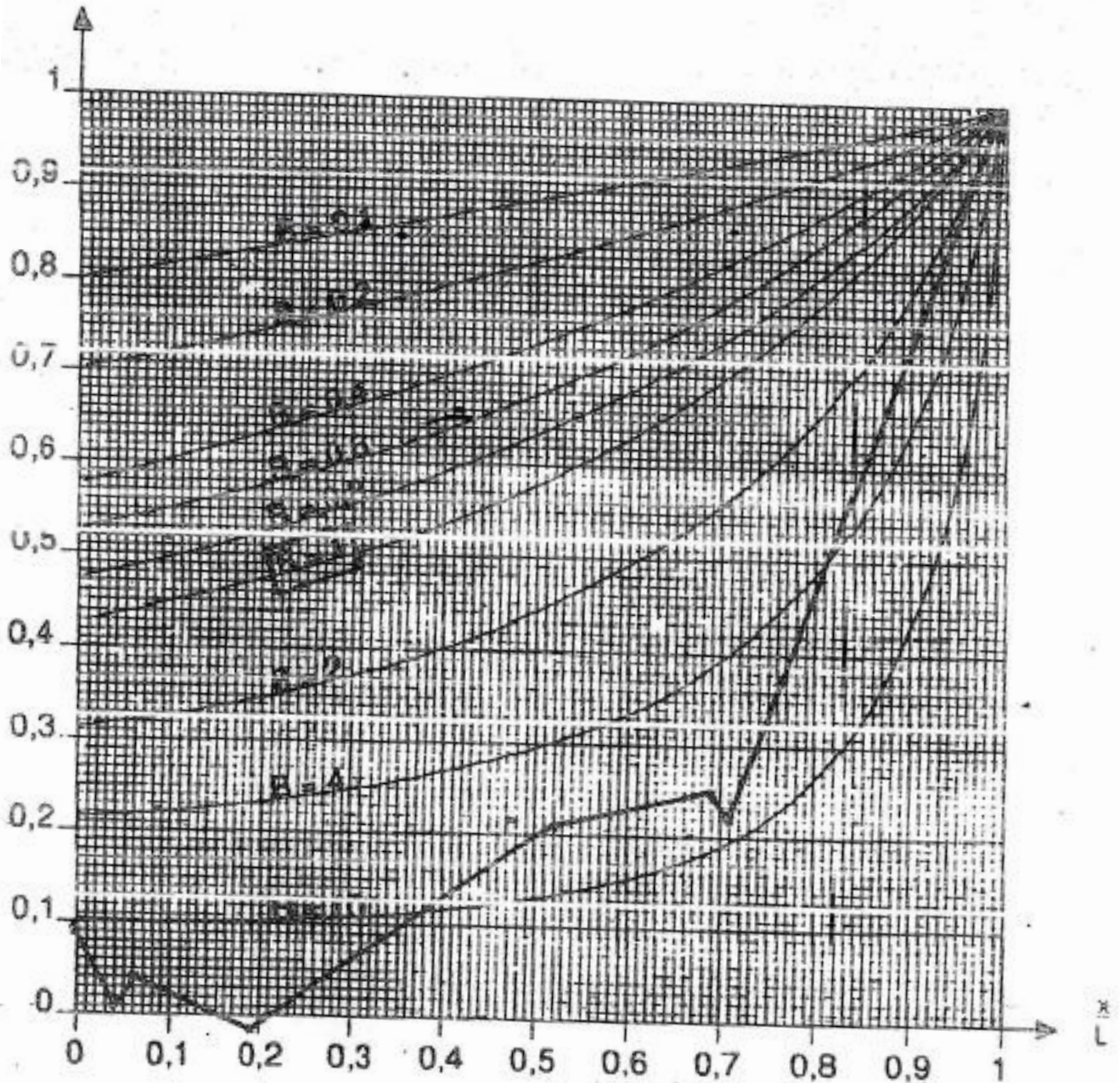
**Annexe II-3:** les coordonnées des différents ouvrages hydrotechniques.

ouvrage	localité	Commune	X (km)	Y (km)	Z(m)
Réservoir 0	Tamzikht	Oued Elbared	715,70	4039,92	776.61
Station du pompage mère « SP1 »	Douar Almali	Oued Elbared	716,95	4034,46	728.64
Station du pompage secondaire « SP2 »	Menchat	Tizi N'Bechar	715,23	4033,98	830.16
Réservoir 1	Bled Merzouka	Ammoucha	717.56	4027.91	1027.9
Réservoir 2	Ouled Aissa	Tizi N'Bechar	713,37	4034,93	970.53
Réservoir <sub>Am</sub>	Djbel Golia	Ammoucha	716.94	4028.69	890.33

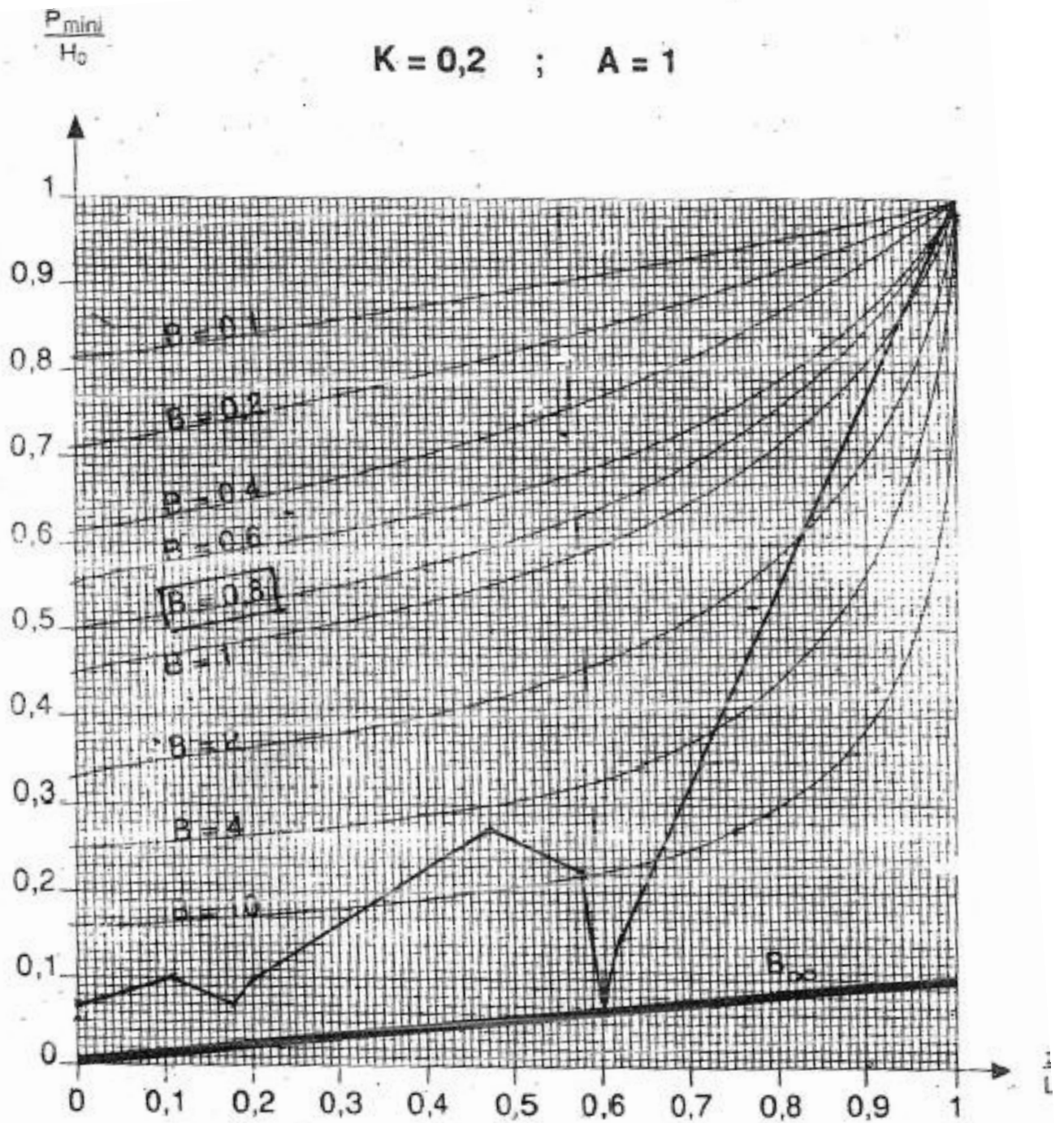
Annexe III-1 : coefficient B du tronçon du refoulement SP1-SP2

$\frac{P_{\text{mini}}}{H_0}$

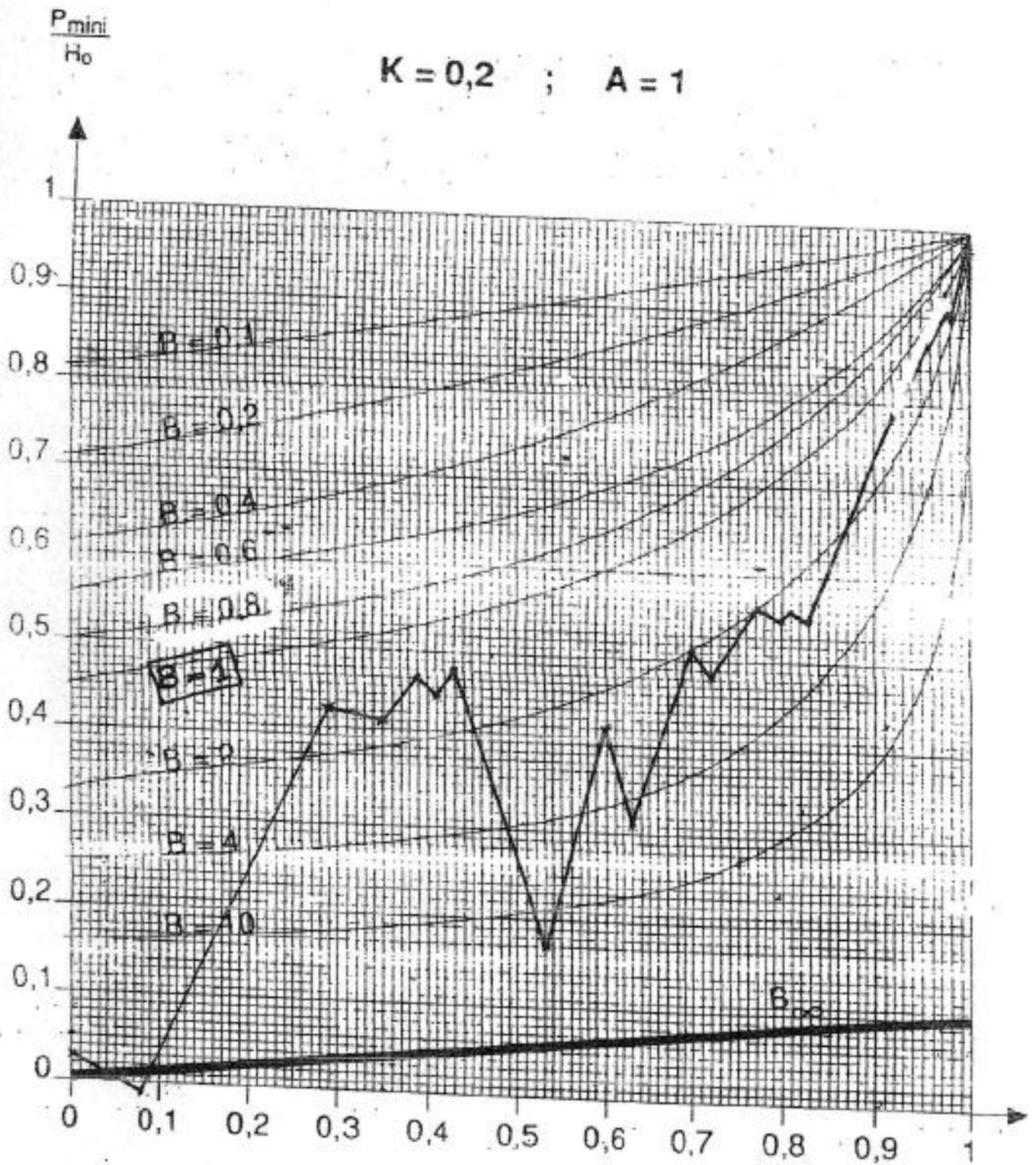
$K = 0,2$  ;  $A = 2$



**Annexe III-2** : coefficient B du tronçon du refoulement SP2-R2.

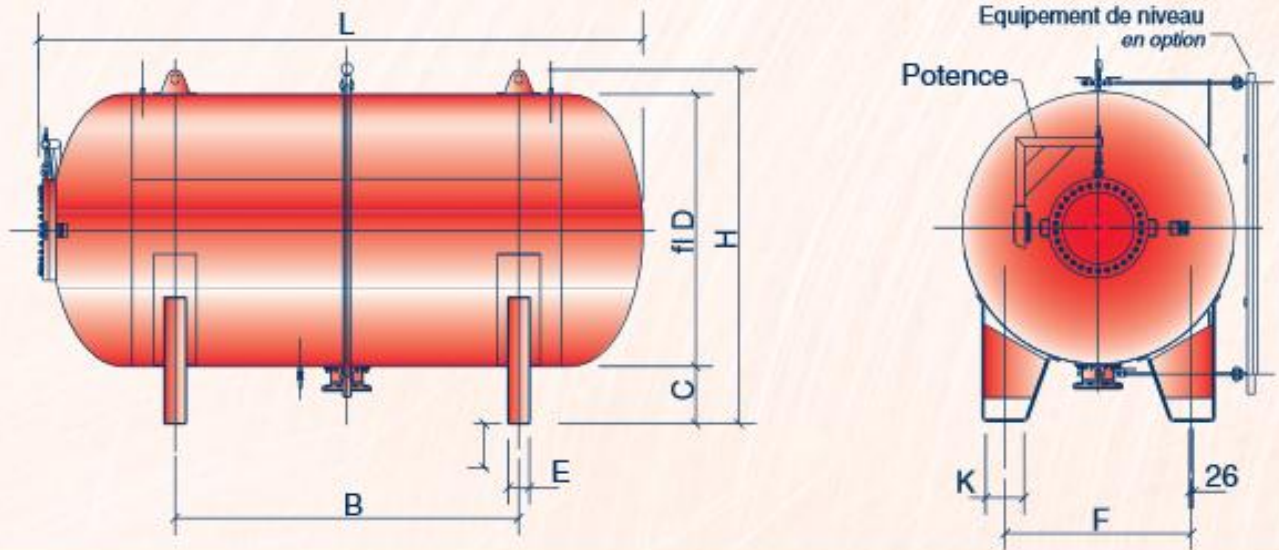


**Annexe III-3** : coefficient B du tronçon du refoulement SP1-R1





**Annexe III-4 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.**



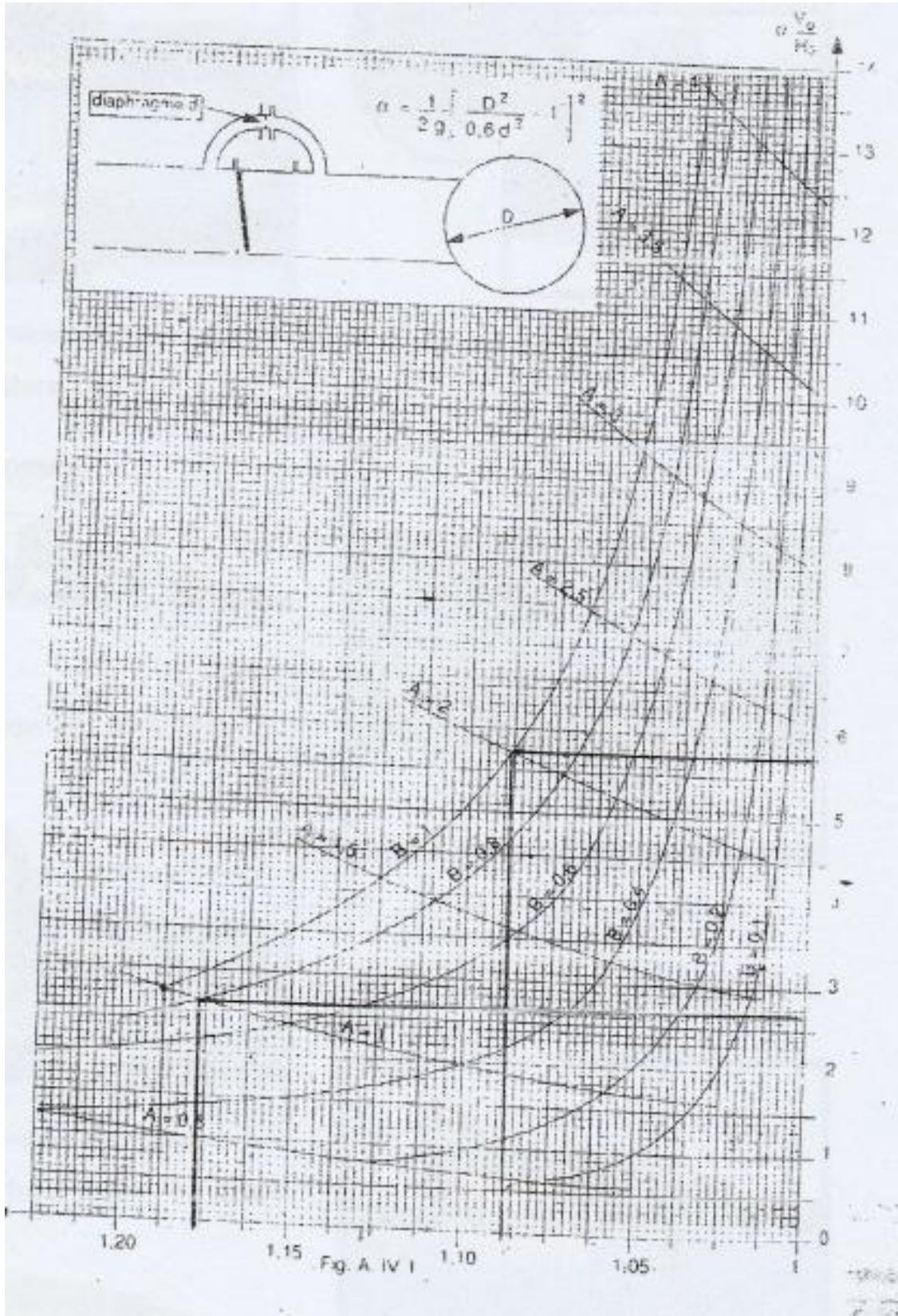
Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	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.

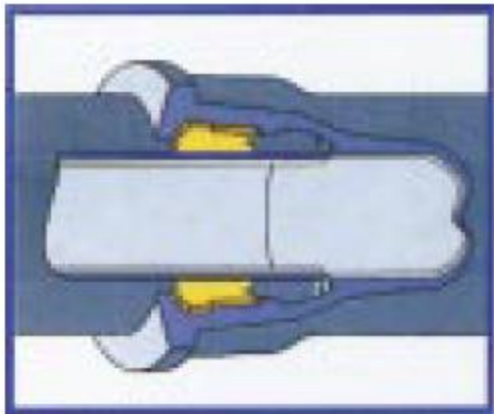
Pour capacités supérieures : nous consulter. Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

**Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.**

**Annexe III-5** : les valeurs de  $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$  et  $\frac{P_{max}}{H_0}$  tirées de l'abaque du de Dubin et Guéneau.



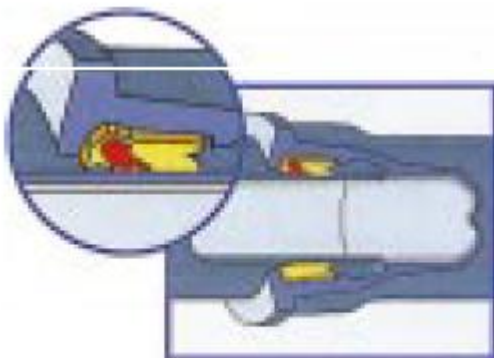
**Annexe IV-1 : les Joints utilisés pour les canalisations en fonte**



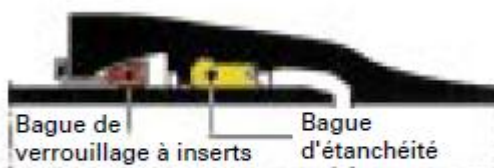
**(a) joint standard DN 60 à 2000**



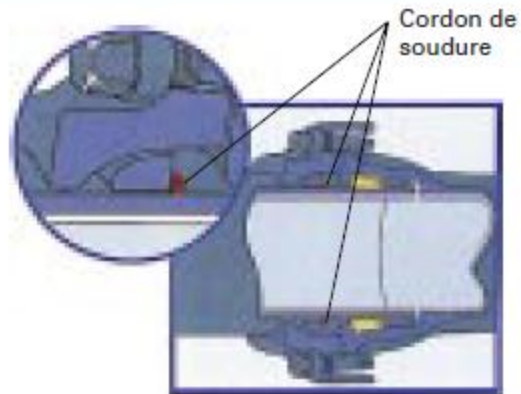
**(b) joint express DN 60 à 1000**



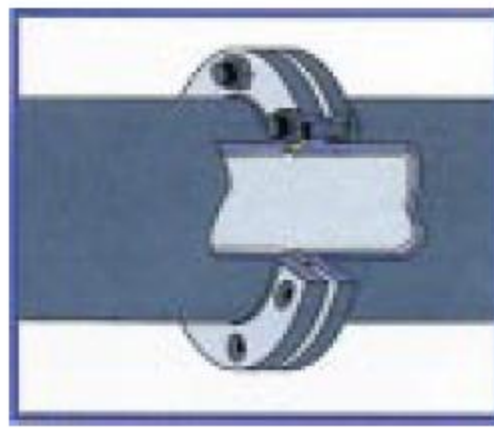
**(c) joint standard Vi DN 60 à 300**



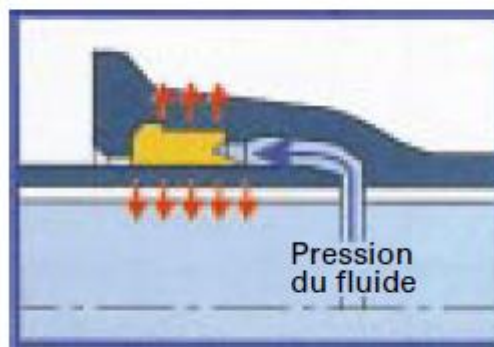
**(d) joint universal standard Vi  
DN 350 à 600**



**(g) joint automatique verrouillé à  
cordon de soudure**



**(h) joint à brides (rondelle à  
inserts métalliques)  
au-delà de Ø 700 mm,  
on utilise des brides fixes**

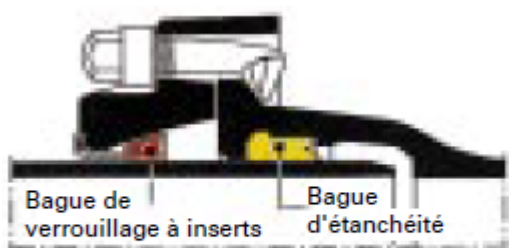


**(i) action de la pression du fluide  
sur la bague de joint**

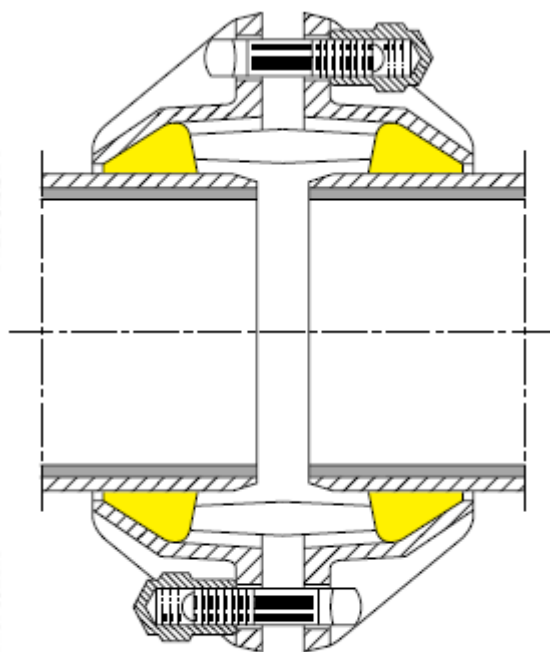
Suite annexe IV-1.



**e** joint express Vi DN 60 à 300



**f** joint standard Vi DN 350 à 600



**i** joint GGS