

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'Adduction a partir du barrage de Tichy-Haf vers le
réservoir tampon de Guenzet (w. Setif).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-11

APA Citation (APA توثيق):

Ouali, Abdelghafour (2011). Etude de l'Adduction a partir du barrage de Tichy-Haf
vers le réservoir tampon de Guenzet (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'ADDUCTION A PARTIR DU BARRAGE
DE TICHY-HAF VERS LE RESERVOIR TAMPON
DE GUENZET
W. SETIF**

Présenté par :
OUALI Abdelghafour

Promoteur :
M^r A. AYADI.

Devant Le jury composé de :

Président : - M^r B.SALAH

Examineurs :

- M^{me} W.MAHMOUDI
- M^r A.HACHEMI
- M^{me} S.BELLABAS
- M^r M.BOUZIANE

Octobre 2011

Remerciements

*Je me remercie tout d'abord **ALLAH** le tout puissant de M'avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener a terminer ce travail.*

ET «quiconque ne remercie les gens, ne remercie pas dieu »

*Les premiers gens qui méritent le grand remerciement sont mes parents qui m'ont fourni pendant toute ma vie et durant mes études tout ce que j'avais besoin et ils m'ont rien manqué. Je pris **ALLAH** de les protéger.*

Je tien à exprimer mes vifs remerciements au Mr A.AYADI pour son suivi, ses précieux conseils et orientations qui m'ont été d'une grande utilité tout au long de ce travail.

Je remercie les membres de jurys pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner.

Je remercie tous les enseignants de l'ENSH pour le savoir qu'ils m'ont transmis.

Je profite aussi de cette occasion solennelle pour adresser mes remerciements à toute ma famille qui m'a toujours encouragé et soutenu tout au long des années de cette étude.

Je remercie enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué de près ou de loin par leur aide au bon déroulement de ce travail.

Dédicaces

A ma mère pour le soutien et le réconfort qu'elle a pour moi

A mon père qui a toujours été là pour moi et que je ne remercierai jamais assez

*A mes sœurs et surtout la petite Meriem ; et mes frères Hani, Mohamed .Je vous
dois beaucoup dans cette vie et Que Dieu vous protège et vous donne les clefs de
la réussite*

A ma grande mère que j'ai encore la chance d'a voir près de moi,

A toute la famille Ouali et Fekkar

A mes chers amis de Bordj Bouaréridj

A mes chers amis de l'Hydraulique

A tous ceux qui m'aiment et qui me portent dans leurs cœurs.

Je dédie ce modeste travail

ABDELGHAFOUR

ملخص

تحقيق تغطية شاملة لمختلف احتياجات مياه الشرب لكل من بلدية قنزات ، حربيل، زمورة، تسمارت واولاد دحمان، يواجه عدة صعوبات، ارتفاع عدد السكان وانخفاض مستوى المياه الجوفية، خاصة في فصل الصيف، لذا خططت الإدارات المعنية لمشروع تزويد من سد تيشي حاف من دون استغلال المياه الجوفية للمنطقة و ذلك لتلبية احتياجات مياه الشرب للبلديات المذكورات سابقا .
من خلال هذه المذكرة سندرس جميع النقاط الضرورية لنقل المياه من سد تيشي حاف إلى خزان المياه ببلدية قنزات الذي يزود خزانات البلديات المعنية .

Résumé

La satisfaction des besoins en eaux des communes : Guenzet , Harbil, Zemmoura, Tassamert et Ouled Dahmane se heurte à de plus en plus de difficultés; suite aux, l'accroissement des populations et le rabattement de la nappe surtout en période estivale, pour cela les autorités concernés décidées un projet d'alimentation à partir du barrage TICHY-HAF ; afin de subvenir aux besoins en eau potable des communes en question.

A travers ce mémoire on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau du barrage TICHY-HAF vers le réservoir de Guenzet qui alimente les réservoirs des communes concernées.

Abstract

The satisfaction of the needs in waters for the municipalities: Guenzet, Harbil, Zemmoura, Tassamert et Ouled Dahmane, comes up against more and more difficulties; the growth of the populations and reduction of underground water especially in summer, the departments concerned have planned a project to supply from the dam TICHY-HAF without the use of water groundwater in the area; in order to fulfill the need for potable water in these particular communities.

Through this memorial we will study all the points necessary to bring water from the dam TICHY-HAF towards the tank in Guenzet, which then supplies the tanks in the concerned communities.

TABLE DES MATIERES

INTROUCTION GENERALE

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

<i>I-1-Contexte et cadre général.....</i>	<i>1</i>
<i>I-1-1-Situation géographique.....</i>	<i>1</i>
<i>I-1-2-Situation administrative.....</i>	<i>1</i>
<i>I-1-3-Situation topographique.....</i>	<i>1</i>
<i>I-2- Caractéristiques géoclimatiques.....</i>	<i>1</i>
<i>I-2-1- Relief et géologie superficielle:.....</i>	<i>1</i>
<i>I-2-2- Sismicité :.....</i>	<i>2</i>
<i>I-2-3-Végétation :.....</i>	<i>2</i>
<i>I-2-4- Situation climatologique :.....</i>	<i>2</i>
<i>I-3-Situation démographique actuelle.....</i>	<i>4</i>
<i>I-4-Situation hydraulique actuelle.....</i>	<i>5</i>
<i>I-5-Ressources en eau.....</i>	<i>6</i>
<i>Conclusion :.....</i>	<i>6</i>

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

<i>INTRODUCTION.....</i>	<i>7</i>
<i>II-1- L'évolution de la population.....</i>	<i>7</i>
<i>II-1-1-Evaluation de la population future.....</i>	<i>7</i>
<i>II-2- Catégories des besoins en eau potable.....</i>	<i>9</i>
<i>II-3- Variation des débits de consommation dans le temps.....</i>	<i>9</i>
<i>II-4- L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....</i>	<i>9</i>
<i>II-4-1-Consommation unitaire et choix de la dotation.....</i>	<i>10</i>
<i>II-4-2- Récapitulation de la Consommation moyenne journalière.....</i>	<i>10</i>
<i>II-5- Coefficients d'irrégularité.....</i>	<i>11</i>

<i>II-6- Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....</i>	<i>13</i>
<i>II-7- Etude des variations des débits horaires.....</i>	<i>14</i>
<i>II-7-1-L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....</i>	<i>14</i>
<i>CONCLUSION :</i>	<i>16</i>

Chapitre III: ETUDE DES RESERVOIRS

<i>INTRODUCTION :.....</i>	<i>17</i>
<i>III-1-Rôle des réservoirs de stockage:</i>	<i>17</i>
<i>III-2-Classifications des réservoirs :.....</i>	<i>17</i>
<i>III-3-Choix du type de réservoir :</i>	<i>18</i>
<i>III-4-Emplacement des réservoirs :.....</i>	<i>18</i>
<i>III-5-Equipement des réservoirs :</i>	<i>19</i>
<i>III-6- capacités de réservoir :</i>	<i>22</i>
<i>III-7-Principe de calcul :</i>	<i>22</i>
<i>III-8-Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :</i>	<i>23</i>
<i>III-8-1-Dimensionnement des bâches de reprise des stations de pompage et des stations de reprise : (SP1, SP2, SP3, SP4, SR1, SR2et SR3).</i>	<i>23</i>
<i>III-8-2-Dimensionnement des réservoirs tampons.....</i>	<i>24</i>
<i>III-8-3-Forme des réservoirs.....</i>	<i>25</i>
<i>III-9-Dispositifs de régulation :</i>	<i>26</i>
<i>III-9-1-Robinets à flotteurs :</i>	<i>26</i>
<i>III-9-2- Robinets automatiques de remplissage :.....</i>	<i>27</i>
<i>CONCLUSION :</i>	<i>27</i>

Chapitre IV: ETUDE DE L'ADDUCTION

<i>INTRODUCTION</i>	28
<i>IV-1-Choix du tracé</i>	28
<i>IV-2-Choix de matériau de canalisation</i>	28
<i>IV-3-Type d'adduction</i>	29
<i>IV-4-Etude des variantes</i>	29
<i>IV-5- Proposition de variantes</i>	30
<i>IV-6- Analyse et choix de la variante</i>	31
<i>IV-7- Comportement d'une adduction</i>	34
<i>IV-7-1- Cas de surpression</i>	34
<i>IV-7-2- Cas de dépression</i>	34
<i>IV-8- Calcul hydraulique</i>	35
<i>IV-8-1-Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaire</i>	35
<i>IV-8-2- Calcul des diamètres économiques pour les conduites de refoulement</i>	39

Chapitre V : ETUDE DU POMPAGE

<i>INTRODUCTION</i>	50
<i>V-1-Choix de variantes pour les stations de pompage :</i>	50
<i>V-2-Choix du type de pompe :</i>	50
<i>V-3-Couplage des pompes :</i>	51
<i>V-4-Choix du nombre de pompes :</i>	51
<i>V-5-Courbes caractéristiques des pompes</i>	55
<i>V-6-Le point de fonctionnement des pompes :</i>	59
<i>V-7-Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement</i>	67
<i>V-8-Description des pompes</i>	72
<i>V-9-Caractéristiques du moteur</i>	80
<i>CONCLUSION</i>	81

Chapitre VI : PROTECTION DES CANALISATIONS

<i>INTRODUCTION</i>	82
<i>VII-1- Protection des conduites contre la corrosion [1]</i>	82
<i>VII-1-1-Définition</i>	82
<i>VII-1-2-Les facteurs de la corrosion</i>	82
<i>VII-1-3-Corrosion externe</i>	83
<i>VII-1-4-La corrosion interne</i>	84
<i>VII-1-5-Protection des conduites contre la corrosion externe</i>	84
<i>VII-1-6-Protection des conduites contre la corrosion interne</i>	85
<i>VII-2-Protection des conduites contre le coup de bélier</i>	85
<i>VII-2-1-Généralité</i>	85
<i>VII-2-2-Causes du coup de bélier</i>	86
<i>VII-2-3-Risques dus aux coups de bélier</i>	86
<i>VII-2-4- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier</i>	87
<i>VII- 3- Calcul des réservoirs d'air</i>	88
<i>VII-4- Détails du réservoir d'air</i>	93
<i>VII- 5- Installation du réservoir d'air</i>	94
<i>CONCLUSION</i>	94

Chapitre VII: ORGANISATION DU CHANTIER

<i>INTRODUCTION</i>	95
<i>VII-1- Poses de la canalisation</i>	95
<i>VII-1-1- Pose en terre:</i>	95
<i>VII-1-2-Traversée des Oueds:</i>	96
<i>VII-1-3-Traversée des routes:</i>	96
<i>VII-1-4. Pose de canalisation en pente</i> :.....	97
<i>VII-2-Essai sur la canalisation en place</i>	98
<i>VII-3-L'épreuve des joints et canalisations principales:</i>	98

<i>VII-4-Essai général du réseau:</i>	98
<i>VII-5-Différents travaux concernant l'adduction</i>	98
<i>VII-6-Calcul des volumes des travaux de l'adduction</i>	99
<i>VII-6-1-Déblais d'excavation</i>	99
<i>VII-6-2-Lit de sable</i>	101
<i>VII-6-3-Volume de la conduite</i>	102
<i>VII-6-4-Remblais compacté</i>	103
<i>VII-7-Planification des travaux de l'adduction</i>	105
<i>VII.7.1.Définitions des tâches et leurs durées</i>	106
<i>VII.7.2.Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)</i>	108
<i>VII-8-Engins</i>	109
<i>VII-8-1-Pelle hydraulique</i>	109
<i>VII-8-2-Chargeur</i>	110
<i>VII-8-3-Compacteur (vibrateur de sol)</i>	110
<i>Conclusion</i>	111

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES.

Liste des tables

Tableau I-1 : Répartition de la précipitation dans la région en (mm).....	3
Tableau I-2 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)	3
Tableau I-3 : Températures moyennes mensuelles en (C°).....	3
Tableau I-4 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s).....	3
Tableau I-5: Répartition de populations suivant les différentes localités	4
Tableau II -1: répartition de la population à l'horizon du projet(2040) :	8
Tableau II-2 Tableau récapitulatif des consommations journalières pour différentes horizons :	10
Tableau II.3 : variation du coefficient β_{max}	12
Tableau II.4 : les valeurs du coefficient β_{max} pour chaque commune :	12
Tableau II.5 : variation du coefficient β_{min} :	12
Tableau II.6 : les valeurs du coefficient β_{min} pour chaque commune :	12
Tableau II.7: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune :	13
Tableau II.8: Consommations maximale et minimale horaire pour chaque commune	14
Tableau III-1 : les volumes des bâches d'aspirations	23
Tableau III -2 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon.....	26
Tableau III -3 : Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	26
Tableau IV-1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :.....	36
Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire :.....	36
Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction	37
Tableau IV-4: Longueurs des différents tronçons de l'adduction par refoulement	42
Tableau IV-5 : Calcul de la HMT du tronçon.....	42
Tableau IV-6 : Calcul des frais d'amortissement	42
Tableau IV-7 : Calcul des frais d'exploitation.....	43

<i>Tableau IV-8 : Le Bilan</i>	43
<i>Tableau IV-9: Calcul de la HMT</i>	43
<i>Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement</i>	43
<i>Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation</i>	44
<i>Tableau IV-12: Le Bilan</i>	44
<i>Tableau IV-13: Calcul de la HMT</i>	44
<i>Tableau IV-14: Calcul des frais d'amortissement</i>	44
<i>Tableau IV-15: Calcul des frais d'exploitation</i>	45
<i>Tableau IV-16: Le Bilan</i>	45
<i>Tableau IV-17: Calcul de la HMT</i>	45
<i>Tableau IV-18: Calcul des frais d'amortissement</i>	45
<i>Tableau IV-19: Calcul des frais d'exploitation</i>	46
<i>Tableau IV-20: Le Bilan</i>	46
<i>Tableau IV-21: Calcul de la HMT</i>	46
<i>Tableau IV-22: Calcul des frais d'amortissement</i>	46
<i>Tableau IV-23: Calcul des frais d'exploitation</i>	47
<i>Tableau IV-24: Bilan</i>	47
<i>Tableau IV-25: Calcul de la HMT</i>	47
<i>Tableau IV-26: Calcul des frais d'amortissement</i>	47
<i>Tableau IV-27: Calcul des frais d'exploitation</i>	48
<i>Tableau IV-28: Bilan</i>	48
<i>Tableau IV-29: Calcul de la HMT</i>	48
<i>Tableau IV-30: Calcul des frais d'amortissement</i>	48
<i>Tableau IV-31: Calcul des frais d'exploitation</i>	49
<i>Tableau IV-32: Bilan</i>	49
<i>Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1) :</i>	51
<i>Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP2) :</i>	52
<i>Tableau V-3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP3) :</i>	52

<i>Tableau V-4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP4) :</i>	53
<i>Tableau V-5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR1) :</i>	53
<i>Tableau V-6: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR2) :</i>	54
<i>Tableau V-7: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR3) :</i>	54
<i>Tableau V-8-Rendement de la pompe après vannage</i>	69
<i>Tableau V-9-Puissance de la pompe après vannage</i>	69
<i>Tableau V-10-Le nouveau temps de fonctionnement de la pompe</i>	70
<i>Tableau V-11- Puissance de la pompe après Diminution du temps de pompage</i>	70
<i>Tableau V-12:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°1</i>	73
<i>Tableau V-13:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°2</i>	74
<i>Tableau V-14:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°3</i>	75
<i>Tableau V-15:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°4</i>	76
<i>Tableau V-16:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de reprise N°1</i>	77
<i>Tableau V-17:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de reprise N°2</i>	78
<i>Tableau V-18:Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de reprise N°3</i>	79
<i>Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement</i>	89
<i>Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulent:</i>	90
<i>Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:</i>	90

<i>Tableau VI-4: dimensions du réservoir des stations de pompage et de reprise</i>	<i>91</i>
<i>Tableau VI-5: dimensions du réservoir d'air de la station de pompage (SP4)</i>	<i>92</i>
<i>Tableau VII-1: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau VII-2: Calcul du volume des déblais du tronçon SP1- RT MAHFOUDA</i>	<i>101</i>
<i>Tableau VII-3 : Calcul du volume du lit de sable.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau VII-4 calcul du volume de la conduite.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau VII-5 Volumes des travaux de l'adduction</i>	<i>104</i>
<i>Tableau VII-6 temps de réalisation des opérations de l'adduction</i>	<i>106</i>
<i>Tableau VII-7 tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction</i>	<i>108</i>

Liste des figures

Figure I.1	<i>La topographie de la zone d'étude</i>	1
Figure I.2	<i>La répartition des habitants par localité</i>	4
Figure I.3	<i>Eaux souterraines de la wilaya de Bordj Bou-Arréridj</i>	6
Figure II 1	<i>Evolution de la population</i>	8
Figure II 2	<i>Répartition de consommation par commune 2040</i>	11
Figure II 3	<i>Histogramme de la consommation totale 2040</i>	14
Figure II 4	<i>Diagramme de la consommation cumulé 2040</i>	15
Figure III.1	<i>Emplacement des réservoirs</i>	19
Figure III.2	<i>Equipements des réservoirs</i>	21
Figure III.3	<i>Schéma d'un robinet à flotteur</i>	27
Figure III.4	<i>Schéma d'un robinet automatique de remplissage</i>	27
Figure IV.1	<i>Schéma vertical de la variante n°1</i>	32
Figure IV.2	<i>Schéma vertical de la variante n°2</i>	33
Figure IV.3	<i>Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)</i>	34
Figure IV.4	<i>Problème d'écroulement (implosion de la conduite)</i>	35
Figure V.1	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°1</i>	55
Figure V.2	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°2</i>	56
Figure V.3	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°3</i>	56
Figure V.4	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°4</i>	57
Figure V.5	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR N°1</i>	57
Figure V.6	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR N°2</i>	58
Figure V.7	<i>Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR N°3</i>	58
Figure V.8	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1</i>	60
Figure V.9	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2</i>	61
Figure V.10	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SP N°3</i>	62
Figure V.11	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SP N°4</i>	63
Figure V.12	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1</i>	64
Figure V.13	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2</i>	65
Figure V.14	<i>Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3</i>	66
Figure V.15	<i>Les paramètres caractéristiques de la SP1</i>	76
Figure V.16	<i>Les paramètres caractéristiques de la SP2</i>	70
Figure V.17	<i>Les paramètres caractéristiques de la SP3</i>	71
Figure V.18	<i>Les paramètres caractéristiques de la SP4</i>	71
Figure V.19	<i>Les paramètres caractéristiques de la SR1</i>	71

Figure V.20	<i>Les paramètres caractéristiques de la SR2</i>	71
Figure V.21	<i>Les paramètres caractéristiques de la SR3</i>	72
Figure V.22	<i>Schéma d'une pompe centrifuge</i>	79
Figure V.23	<i>Schéma d'une station de pompage</i>	80
Figure VI.1	<i>Corrosion externe dans une conduite</i>	83
Figure VI.2	<i>Corrosion interne dans une conduite</i>	84
Figure VI.3	<i>Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène</i>	85
Figure VI.4	<i>Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE</i>	91
Figure VI.5	<i>Planche d'encombrement des réservoirs d'air</i>	92
Figure VI.6	<i>Réservoir anti bélier à vessie butyle d'après document CHARLATTE</i>	93
Figure VI.7	<i>Schéma d'installation d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE</i>	94
Figure VII.1	<i>Schéma d'une conduite traverse un oued</i>	96
Figure VII.2	<i>Pose de canalisation en galerie</i>	97
Figure VII.3	<i>Pose de canalisation en pente</i>	97
Figure VII.4	<i>remblayage des fouilles</i>	104
Figure VII.5	<i>Schéma du réseau a nœud (la conduite d'adduction)</i>	108
Figure VII.6	<i>Pelle hydraulique</i>	109
Figure VII.7	<i>Chargeur</i>	110
Figure VII.8	<i>Compacteur</i>	110

Liste des planches

Planche 1 : Profil en long de l'adduction.

Planche 2 : Schémas du système d'adduction.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le monde moderne, le problème des ressources en eau se pose avec une acuité particulière : surtout à l'égard des pays sous- développés, dont une large part inclut des régions arides ou semi aride. L'Algérie est parmi ces pays, elle enregistrera un déficit en eau de 1 milliard de m³d'ici l'an 2025.

Le volume d'eau mobilisable est en diminution. Ceci est dû aux différents problèmes naturels ou humains qui touchent les sites susceptibles de capter les eaux. La confrontation entre ressources - besoins est un indicatif révélateur et très significatif qui nous oriente quant à l'avenir de la politique de l'eau que nous menons afin d'atténuer l'effet du déficit.

Dans ce sens l'objectif de notre étude est de trouver une ressource suffisante pour assurer les besoins des communes : [Guenzet et Harbil] occupant les extrémités ouest de la wilaya de Sétif et [Zemmoura, Tassamert et Ouled Dahmane] le nord-ouest de la wilaya de Bordj Bouarréridj.

Cette situation a incité les autorités à étudier l'utilisation des eaux du barrage **TICHY-HAF** pour l'AEP de la zone d'étude, tout en laissant la nappe se remontera régulièrement.

La réalisation de ce projet permettra de résoudre le problème d'A.E.P des communes concernées et son développement futur jusqu'au l'horizon d'étude 2040 dont le nombre d'habitants est estimer a près de **88130**hab.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I-1- Contexte et cadre général [1]

I-1-1-Situation géographique

La zone d'étude englobe une totalité de cinq (05) communes, que se répartissent entre les Wilayas de Sétif et de Bordj Bou Arreridj, elles situent sur la route nationale N°76, dont [GUENZET et HARBIL] occupant les extrémités ouest de la wilaya de Sétif et [ZEMMOURA, TASSAMERT et OULED DAHMANE] le nord-ouest de la wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ.

I-1-2-Situation administrative

D'après la Situation géographique, si bien qu'il existe donc une certaine hétérogénéité administrative, plusieurs agents administratifs étant concernés par la gestion des ressources en eau, il s'agit sans doute d'une zone homogène du point de vue orographique, socio-économique et culturel.

I-1-3-Situation topographique

La région objet de l'étude est caractérisée pour être une zone extrêmement montagneuse, présentant des altitudes supérieures à 1000 mètres NGA (les cotes variant entre 300 m et 1350 m NGA); et des dénivelés très forts, avec de fortes pentes, car ces zones hautes sont sillonnées par des gorges profondes dans le fond desquelles se trouvent les lits de plusieurs oueds.

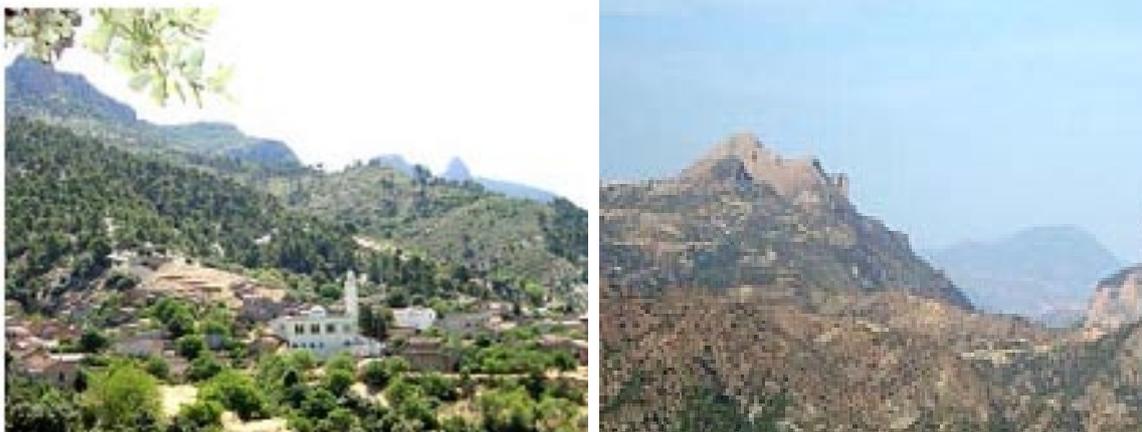


Figure I.1.La topographie de la zone d'étude

I-2- Caractéristiques géoclimatiques [1]

I-2-1- Relief et géologie superficielle

La région de l'oued BOUSELLAM et ses affluents dans la Kabylie d'AKBOU, SETIF et de BORDJ BOUARRERIDJ appartient à la partie orientale de l'anticlinorium des Bibans .Les autres oueds qui existent sont : l'Oued ASSIF ALMAIN et l'Oued MAHADJAR, qui reçoivent les eaux d'écoulement causées par les précipitations sous

forme de pluie ou neige, qui sont relativement importantes (près de 750 mm/an en moyenne).

Les affleurements calcaires sont, en général, minéralisés et parcourus par des eaux thermales (plusieurs sources thermales existantes dans la région le prouvent).

La surface de région est drainée par l'oued BOUSELLAM, dont la plaine inondable peut atteindre 350 m de largeur.

Le cours de l'oued est flanqué localement par des terrasses, de couleur rougeâtre qui tranchent avec les sols de couverture des marnes, de teinte monotone gris-beige

La majeure partie des versants est couverte de sols éluviaux et localement de débris de pente. La région est connue par son relief accidenté, les chaînes de montagnes s'élèvent entre 500 m jusqu'à 1500m

Dans ce cadre géodynamique on doit retenir la zone de TICHY HAF comme exposée à des risques sismiques

I-2-2- Sismicité

Faute de renseignements détaillés, nous basons nos prévisions sur les séismes historiques de la zone environnante et, en particulier, sur le foyer de GUEZET, situé à environ 20 km du site du barrage de TICHY-HAF et où l'on a mesuré, pendant le tremblement de terre du 24 mai 1959, une intensité épiscopentrale de $I_0 = VIII$ ($M_b = 5.3$ profondeur du foyer 10 km).

D'après ces données, nous estimons les accélérations de pointe à :

A max= 0,08 à 0,10 g période de retour 100 ans ;

A max= 0,18 g période de retour 1000 ans

I-2-3-Végétation

Les précipitations et l'altitude conditionnent en grande partie l'importance et la variété de la végétation ; on distingue sur les monts les forêts d'Alep, le cèdre, le sapin de Numidie, le cyprès, le chêne vert et le chêne-liège. Par ailleurs, la zone montagneuse demeure une région de l'arboriculture notamment l'olivier et le figuier.

Les hautes plaines sont le domaine de la céréaliculture et des cultures maraîchères.

Par contre, dans la zone semi aride, et compte tenu de la qualité saline de ses sols, la flore est généralement pauvre.

I-2-4- Situation climatologique

➤ Climat

Dans l'ensemble, le climat de la zone d'étude est semi méditerranéen pour la partie nord de l'aire d'étude et de type semi aride pour la partie sud ouest (ex. : localité de OULED DAHMANE et ZEMMOURA), les étés sont chauds et secs et des hivers rigoureux et très froids.

Tableau I-1 : Répartition de la précipitation dans la région en (mm)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Le nord de BBA	32	31	40	65	66	52	55	39	46	39	13	13	471

Source : (ANRH) Alger

➤ Pluviométrie

Les pluies sont insuffisantes et irrégulières à la fois dans le temps et dans l'espace ; si les monts de BABOR sont les plus arrosés en recevant 700 mm par an en moyenne, la quantité diminue sensiblement pour atteindre 400 mm en moyenne par an sur Sahel et sur les quelques hautes plaines ; par contre la zone Sud –Ouest est la moins arrosée, les précipitations ne dépassent pas les 300 mm.

Il neige en hiver sur l'ensemble des montagnes dont l'altitude dépasse les 800 m.

Tableau I-2 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
P_{moy}	44.78	36.75	39.9	34.12	38.34	22.61	9.92	14.09	31.78	35.52	38.41	45.62
%	11.44	9.38	10.18	8.72	9.78	5.77	2.53	3.60	8.10	9.06	9.81	11.65

Source : (ANRH) Alger

➤ Température

Du point de vue thermique, l'accentuation des contrastes thermiques est remarquée, les températures sont basses en hiver et élevées au cours de la période estivale. A cela s'ajoute la médiocrité de l'humidité atmosphérique dont les conséquences sur l'allongement de la saison sèche.

Il y a lieu de signaler le nombre élevé des gelées blanches qui touchent notamment la zone des hautes plaines et les localités qui se trouvent au sud ouest de la zone d'étude.

Tableau I-3 : Températures moyennes mensuelles en (C°)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
T_{min}	0.9	1.3	2.4	4.7	9.1	13.5	15.7	14.8	12.5	8.7	4.3	1.6
T_{max}	10.2	11.7	14.9	18.4	23.8	30.2	33.2	32.5	28.1	20.89	15.4	10.9
T_{moy}	5.56	6.5	8.65	11.55	16.45	21.85	24.45	23.65	20.3	14.8	9.85	6.25

Source : St pluviométrique B.B.A (1981-2001)

➤ Vents

Les vents sont variables avec une prépondérance des vents ouest et nord-ouest ; pendant l'hiver, le sirocco se manifeste pendant l'été avec des effets négatifs.

Tableau I-4 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V (m/s)	3.9	3.8	3.9	4.2	4.6	3.6	3.8	4.0	3.8	3.2	3.7	4.2	3.9

Source : ONM 1997-2007

I-3-Situation démographique actuelle

Nous basant sur les données fournies par le RGPH de l'année 2008. Nous avons obtenu de cette source des données générales sur la population résidente par commune la population totale de ces cinq communes a été de 58110 habitants, avec un taux d'accroissement de 1.31 %

Le tableau (I-5) montre l'évolution, de la population, résidente aux différentes localités pour l'année 2008

Tableau I-5: Répartition de populations suivant les différentes localités

Communes	population 2008 (hab)	Taux d'accroissement %
O.DEHMANE	16762	1.31
TASSAMERT	7259	1.31
ZEMMOURA	13354	1.31
HARBIL	7930	1.31
GUENZET	12805	1.31
Total commune	58110	1.31

Source : (DHW) W. B.B.Arreridj.

La Figure I.1 représente la répartition des habitants par localité

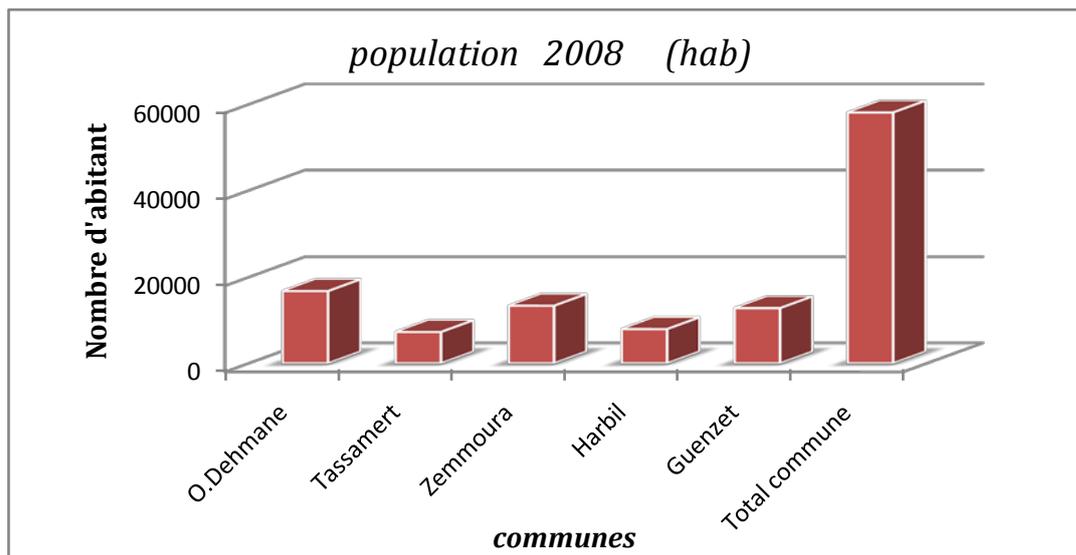


Figure I.2: La répartition des habitants par localité

I-4-Situation hydrique actuelle

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone d'étude, proviennent soit des sources, soit des forages ou des captages d'eau de surface.

1. La commune d'OULED DAHMANE présente un système basé sur 5 forages et d'un captage d'eau de surface. La profondeur des forages varie entre les 35 m de la nappe alluviale et les 100 m qu'il est nécessaire d'atteindre dans les formations de marnes calcaires. Les eaux des forages de la nappe alluviale sont considérées comme dures.

Selon l'information fournie pour la DHW, pendant la période des plus hautes eaux, le volume produit est de 432 m³/j avec rabattement de la nappe.

2. TASSAMERT compte sur une production totale de 18 l/s, répartie sur 5 forages, avec une profondeur variable de 100 à 120 m, et un terrain en général de formation de nature marneuse calcaire. La capacité de stockage est de 1300 m³. Un réseau de distribution et d'adduction sont installés

Pendant la période des plus hautes eaux, le volume produit est de 518,4m³/j avec rabattement de la nappe.

3. La commune de ZEMMOURA est en outre le chef-lieu de Daira, et présente un système basé sur trois forages (F. Ouled Sidi Ali, F. Merdjet et F. Yahia Aissi), qui au total atteignent 20 l/s. D'autre part, la commune dispose de deux autres forages : F. Boukerma (8 l/s) et F. Oum Chaib (5 l/s), et d'un captage d'eaux de surface en projet (Guert, de 3 l/s).

La profondeur des forages varie de 100 à 250 m, avec une bonne qualité d'eau. La nature géologique générale des formations sont les marnes calcaires.

4. La commune de GUENZET présente l'une des plus claires situations de déficit de toute l'aire d'étude. La ressource d'eau souterraine est évidemment insuffisante pour alimenter les centres de la commune, avec des productions très faibles, autour de 1,5 l/s.
5. La commune de HARBIL marque la frontière Est de l'aire de l'étude. Bien que le chef-lieu de la commune soit Harbil, il existe plusieurs centres plus peuplés, comme Kordjana, Dar El Hadj et Tittest.

Tout comme à GUENZET, la situation est déficitaire, en raison de la production des forages, qui ne dépasse pas les 5 l/s de débit nominal.



Figure I.3 : Eaux souterraines de la wilaya de BORDJ BOU-ARRERIDJ

I-5-Ressources en eau

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, pour cela une convention a été faite entre l'ADE d'Alger (Agence des Eaux), la DHW de BORDJ BOUARRERIDJ (direction de l'hydraulique de la wilaya de BBA), et la DHW de Sétif pour lancer un projet d'alimentations en eau potable, et cela à l'aide du barrage de TICHT-HAF, qui se situe sur l'Oued BOUSELLAM. Il sera la source qui pourra alimenter les cinq communes de notre projet.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la zone d'étude, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau des cinq communes.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION

L'expression des besoins doit prendre en compte des contraintes purement techniques mais également des données culturelles. Les besoins en eau sont très différents d'une région à l'autre du monde. L'agriculture est l'activité la plus consommatrice d'eau, avant même l'industrie et surtout les besoins domestiques.

La couverture en eau potable des besoins domestiques se décline en termes de quantités disponibles, de qualité et d'accessibilité.

Notre objectif dans ce chapitre, est de quantifier le nombre d'habitants de la zone d'étude actuellement et à long terme (2040), afin d'estimer les besoins en eau qui doit satisfaire.

II-1- L'évolution de la population [1]

L'évolution de la population de la zone d'étude au cours des dernières années a été en général négative, avec des taux de croissance annuels en dessous de zéro. Ce phénomène, dû à la forte émigration qui sévit dans la région et qui est causée en grande partie par les problèmes d'ordre sécuritaire qui ont existé pendant les dernières années. Finalement et comme conséquence de la forte émigration existante, il y a à mentionner un phénomène de forte augmentation en période estivale et de vacances, causé par le retour d'émigrés à leur communes d'origine.

II-1-1-Evaluation de la population future

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons la formule de l'équation des intérêts composés:

$$p_n = p_0 * (1 + \alpha)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

p_n : Population à l'horizon de calcul (2040);

p_0 : Population à l'année de recensement 2008 ;

α : Taux d'accroissement démographique, $\alpha = 1,31\%$;(source DHW) W. B.B.Arreridj

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (32ans)

Tableau II -1: répartition de la population à l'horizon du projet(2040)

Commune	Population selon le RGPH 2008			Taux d'accroissement (%)	Nombre d'Habitants (2040)
	Résidente (1)	Saisonnnière (2)	TOTAL		
O.DEHMANE	16488	274	16762	1.31	25421
TASSAMERT	4102	3157	7259	1.31	11009
ZEMMOURA	10276	3078	13354	1.31	20253
HARBIL	3686	4244	7930	1.31	12027
GUENZET	3536	9269	12805	1.31	19420
Total	38088	20022	58110	1.31	88130

(1) source : RGPH 2008

(2) source : Données fournies par les daïras et communes.

A l'horizon 2040, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **88130** habitants.

La répartition des habitants par commune est représentée sur la figure II.1

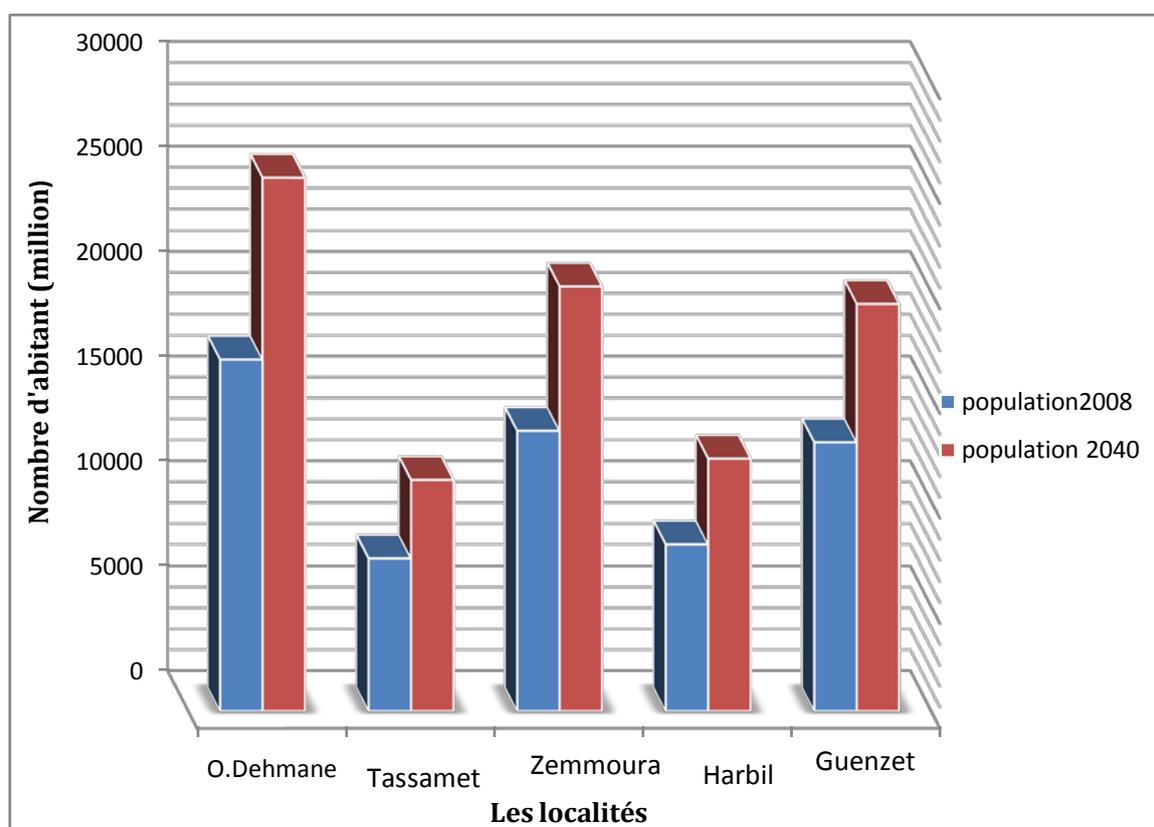


Figure II.1 : Evolution de la population des cinq communes

II-2- Catégories des besoins en eau potable

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

➤ **Besoins domestiques**

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

➤ **Besoins industriels**

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

➤ **Besoins touristiques**

La consommation touristique correspond à la consommation de toutes les infrastructures touristiques telles que les hôtels classés, les complexes touristiques, Les villages de vacances et les campings.

➤ **Besoins administratifs et communaux**

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

➤ **Besoins d'incendie**

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

II-3- Variation des débits de consommation dans le temps

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 où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population, elles représentent les variations les plus importantes.

II-4- L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapportées à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II-4-1-Consommation unitaire et choix de la dotation

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles. Le système de gestion de l'eau dans les communes concernées ne permet pas de connaître la quantité d'eau consommée par les différents besoins sauf, les besoins domestiques.

Pour cela nous prenons une norme de consommation [$\dot{Q}=200$ l/j/hab.] ;(y compris les équipements collectifs).

II-4-2- Récapitulation de la consommation moyenne journalière

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy j} = (Q_I * N_I) / 1000 \quad (II-2)$$

Avec :

$Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière en m³/j ;

Q_I : Dotation moyenne journalière ; $\dot{Q}=200$ l/j/hab. ;

N_I : Nombre de consommateurs ;

Le tableau II-2 représente les $Q_{moy j}$ dans les différents horizons.

Tableau II-2 Tableau récapitulatif des consommations journalières pour différentes horizons :

N°	Lieu	Population2008		Population2020		Population2040	
		Pop hab.	$Q_{moy j}$ m ³ /j	Pop hab.	$Q_{moy j}$ m ³ /j	Pop hab.	$Q_{moy j}$ m ³ /j
1	O.DEHMANE	16762	3352,4	19595	3919	25421	5084,2
2	TASSAMERT	7259	1451,8	8486	1697,2	11009	2201,8
3	ZEMMOURA	13354	2670,8	15611	3122,2	20253	4050,6
4	HARBIL	7930	1586	9270	1854	12027	2405,4
5	GUENZET	12805	2561	14970	2994	19420	3884
TOTAL		58110	11622	67933	13586.4	88130	17626

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux des cinq communes concernées sont estimés à **17626**m³/j, soit un débit de **204**l/s

La répartition de consommation par commune est représentée sur la figure II.2

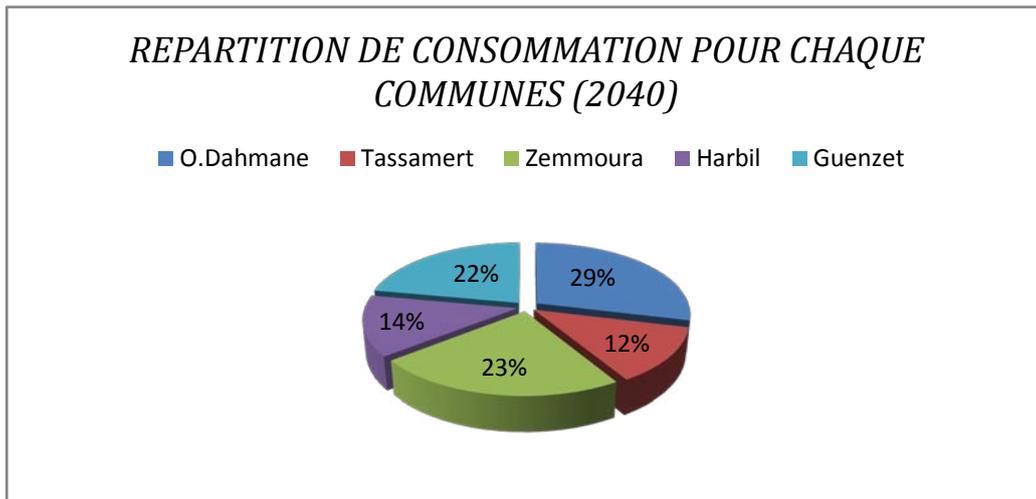


Figure II-2 : Répartition de consommation pour chaque commune

II-5- Coefficients d'irrégularité

II-5-1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

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

Ce coefficient $K_{max j}$ varie entre $\langle 1.1 \text{ et } 1.3 \rangle$, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II-5-2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min j} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moy j}} \quad (II-4)$$

Ce coefficient $K_{min j}$ varie de $\langle 0.7 \text{ à } 0.9 \rangle$

II-5-3- Coefficient maximum horaire ($K_{max h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ;

$$\text{Tel que : } K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II-5)$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de (1.2a1.4) et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1.2$

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

Le tableau II.3 nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.3 : variation du coefficient β_{max}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Les différentes valeurs du coefficient β_{max} pour les cinq communes sont représentées dans le tableau II.4

Tableau II.4 : les valeurs du coefficient β_{max} pour chaque commune :

Lieu	O.DEHMANE	TASSAMERT	ZEMMOURA	HARBIL	GUENZET
β_{max}	1.19	1.2	1.2	1.28	1.21

II-5-4- Coefficient minimum horaire ($K_{min h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{min h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II-6)$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de(0.4a0.6). Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0.5$

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II.5, donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.5 : variation du coefficient β_{min} :

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Les différentes valeurs du coefficient β_{min} sont représentées dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : les valeurs du coefficient β_{min} pour chaque commune :

Lieu	O.DEHMANE	TASSAMERT	ZEMMOURA	HARBIL	GUENZET
β_{min}	1.19	1.2	1.2	1.28	1.21

II-6- Détermination des consommations maximales et minimales journalières

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$

II-6-1- Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)

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

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j} \quad (II-7)$$

Avec :

$Q_{min j}$: Débit minimum journalier en m³/j ;

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en m³/j ;

$K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimale journalière,

II-6-2- Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \quad (II-8)$$

Avec :

$Q_{max j}$: Débit maximum journalier en m³/j ;

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en m³/j ;

$K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière,

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de l'horizon 2040 sont représentées dans Le tableau II.7

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

N°	communes	$Q_{moy j}$ (m ³ /j)	$K_{min j}$	$Q_{min j}$ (m ³ /j)	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (m ³ /j)
1	O.DAHMANE	5084,2	0,7	3558,94	1.3	6609.46
2	TASSAMERT	2201,8	0,7	1541,26	1.3	2862.34
3	ZEMMOURA	4050,6	0,7	2835,42	1.3	5265.78
4	HARBIL	2405,4	0,7	1683,78	1.3	3127.02
5	GUENZET	3884	0,7	2718,8	1.3	5049.2
TOTAL		17626	-	12338.2	-	22913.8

II-7- Etude des variations des débits horaires

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy h} = Q_{max j} / 24 \tag{II-9}$$

Avec :

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m³/h ;

$Q_{max j}$: Débit maximum journalier en m³/j ;

Le tableau II.8 regroupe les différents débits horaires de l’horizon 2040

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale horaire pour chaque commune

N°	communes	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	$K_{min h}$	$Q_{min h}$ (m ³ /h)	$K_{max h}$	$Q_{max h}$ (m ³ /h)
1	O.DAHMANE	211,84	0,26	55,08	1,428	302,51
2	TASSAMERT	91,74	0,205	18,81	1,44	132,11
3	ZEMMOURA	168,78	0,25	42,19	1,44	243,04
4	HARBIL	100,23	0,21	21,05	1,536	153,95
5	GUENZET	161,83	0,245	39,65	1,452	234,98
TOTAL		734,42	-	176,78	-	1066,58

II-7-1-L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d’une agglomération est variable selon l’importance de cette dernière, la variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants dans le tableau II.9. (Voir annexe I) [Extrait de l’ouvrage d’AEP d’ABRAMOV (édition 1982)].

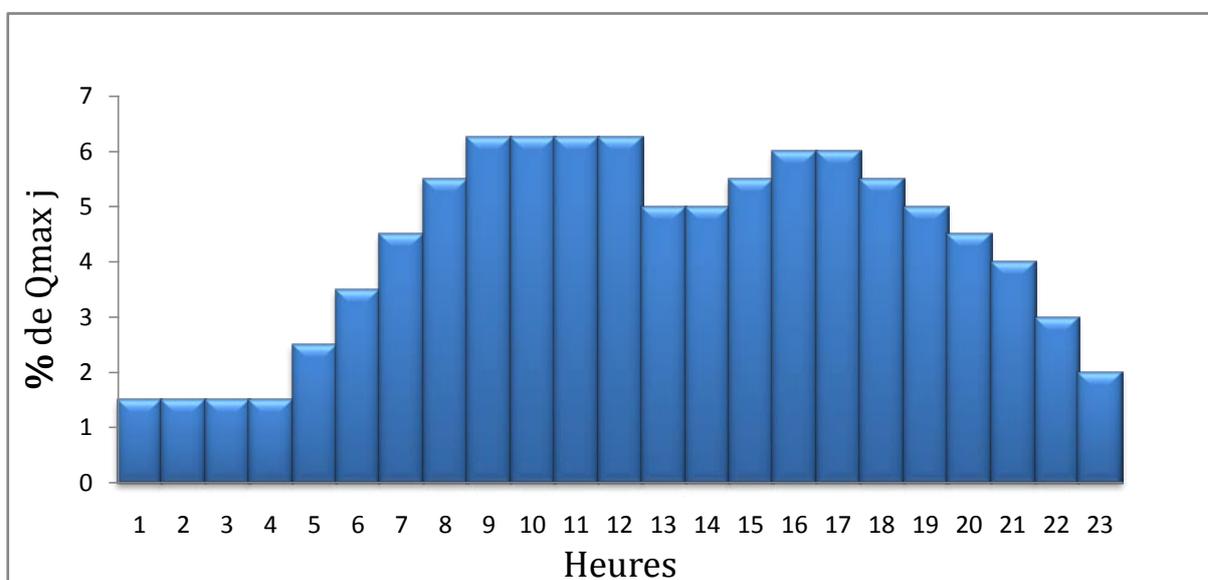


Figure II-3: Histogramme de consommation (2040)

Remarque :

La figure II-3 est le même pour les cinq communes concernant notre étude.



Figure II.4: Diagramme de la consommation cumulé total (2040)

Etant donné que la zone d'étude comprend cinq communes, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2040

Pour notre cas on choisit la répartition variant de 10001 à 50000 habitants, pour tous les communes.

Tableau II-10-Variation du débit horaire pour la commune d'O.Dahmane : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max h}$ pour la commune de O.Dahmane est de **413.09 m³/h** et survient entre 8 et 12h.

Tableau II-11 : Variation du débit horaire pour la commune de Tassamert : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max h}$ pour la commune de Tassamert est de **178.90 m³/h** et survient entre 8 et 12h.

Tableau II-12 Variation du débit horaire pour la commune de Zemmoura : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max h}$ pour la commune de Zemmoura est de **329.11 m³/h** et survient entre 8 et 12h.

Tableau II-13 : Variation du débit horaire pour la commune de Harbil : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max h}$ pour la commune de Harbil est de **195.44 m³/h** et survient entre 8 et 12h.

Tableau II-14: Variation du débit horaire pour la commune de Guenzet : (voir annexe II)

Le débit de pointe $Q_{max h}$ pour la commune de Guenzet est de **315.58 m³/h** et survient entre 8 et 12h.

CONCLUSION

La mise en évidence des besoins en eau potable des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2040 qui est estimé à **22913.8 m³/j** ; assurés par le barrage de TICHY-HAF, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

CHAPITRE III

ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction

Dans le cadre de l'objet de cette étude, qui sera effectuée à une échelle plus grande que celle des communes, les infrastructures de plus grande importance, et à laquelle nous avons accordé plus d'importance, sont les réservoirs tampon, qui alimentent par gravité les bâches d'aspiration des stations de pompage.

En effet, ces réservoirs seront les points de reliaison dans cette adduction.

III-1-Rôle des réservoirs [1], [4]

Dans le but d'évaluer leur capacité, on peut regrouper les différentes fonctions remplies par les réservoirs de stockage sous les rubriques principales suivantes :

- Un réservoir joue le rôle de modulateur du point de vue de la demande quotidienne en eau. Il permet donc de transformer les pointes horaires, à l'intérieur d'une journée, en demande journalière moyenne. Ceci permet des économies d'investissement pour tous les ouvrages hydrauliques situés à l'amont du réservoir.
- Un réservoir doit permettre l'alimentation adéquate des consommateurs avec une pression suffisante au moment de la pointe de consommation. En conséquence, la cote du radier des réservoirs de distribution doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée par le réseau de distribution.
- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, des pannes ou des disjonctions des réseaux de fourniture d'énergie électrique, des ruptures de conduite d'adduction et des arrêts de la station de traitement.
- Assurer une réserve tampon pour compenser les écarts entre production et consommation
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- assurer le mélange constant des eaux de composition chimique et physique différente
- permettre le traitement de désinfection de l'eau
- constituer une dernière barrière de sédimentation à l'eau de source

III-2-Classifications des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

➤ Classification selon le matériau de construction

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

1. Réservoir métalliques ;
2. Réservoir en maçonnerie ;
3. Réservoir en béton armé ;

➤ **Classification selon la situation des lieux**

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol

1. Réservoir en terre.
2. Réservoir semi-enterré (sur surface).
3. Réservoir sur élevés ou sur tour.

➤ **Classification selon l'usage**

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

1. Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
2. Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
3. Réservoir de traitement.

➤ **Classification selon des considérations esthétiques**

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

➤ **Classification selon la forme géométrique**

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

1. Réservoir cylindrique.
2. Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique,... ...).

III-3-Choix du type de réservoir

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi enterrés ou semi élevés dits < châteaux d'eau > pour le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant, à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus élévation au dessus du sol avec radier largement enterré.

Pour Notre cas, le réservoir choisi sera de type réservoir semi enterré est qui présente les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

III-4-Emplacement des réservoirs [3]

L'emplacement des réservoirs de stockage additionnels est dicté par la topographie (altimétrie et disponibilité des terrains d'assise), par la configuration du réseau de distribution et par l'emplacement des réservoirs existants (raccordement au réseau).

Leur pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

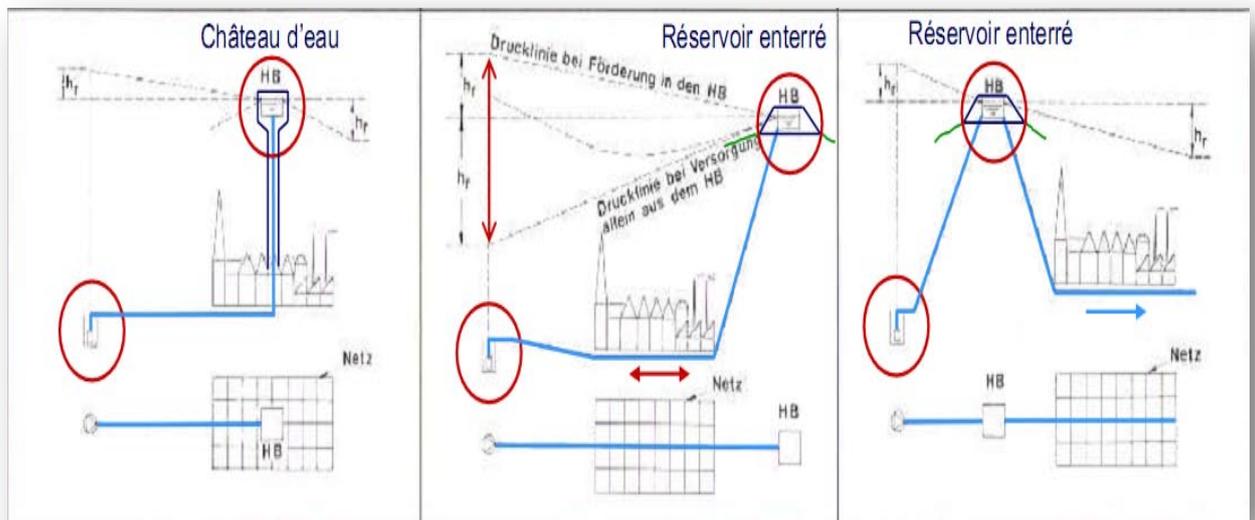


Figure III-1: emplacement des réservoirs

Dans notre cas :

- Les réservoirs de transit des stations de reprise doivent être implantés d'une manière à mettre les pompes en charge et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.
- Les réservoirs tampons doit être implanté à une côte permettant l'alimentation gravitaire des stations de pompages situés à l'amont.

III-5-Equipement des réservoirs

III-5-1-Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux. Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

III-5-2-Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
- Equipements spéciaux pour le nettoyage
- Pompe d'alimentation en eau

III-5-3-Equipements hydrauliques [2]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

La figure III.2 montre les différents équipements du réservoir

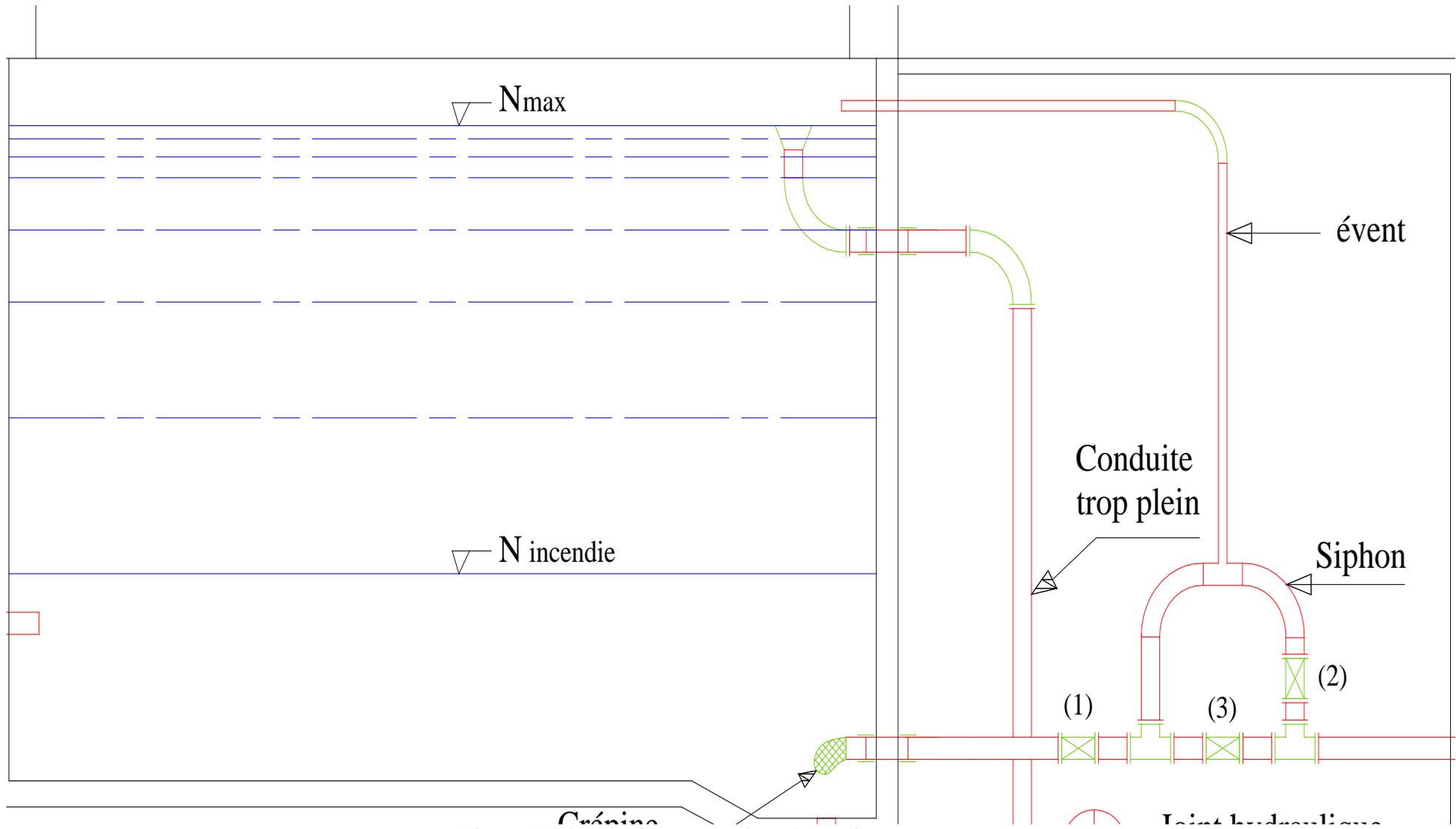


Figure III.2 : Equipements des réservoirs

III-6- capacité des réservoirs

Pour répondre au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

III-7-Principe de calcul

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

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

➤ La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a\% \cdot Q_{maxj}}{100} \quad (\text{III-1})$$

V_r : Capacité résiduelle (m³).

a : Fraction horaire du débit maximum journalier(%).

Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

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

V_T : Capacité totale du réservoir (m³)

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de 60m³/h (c'est un volume minimum) ;

➤ Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\text{III-3})$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule III-4

$$V_r = \frac{R_{max} \cdot Q_{maxj}}{100} \quad (\text{III-4})$$

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

III-8-Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction**III-8-1-Dimensionnement des bâches de reprise des stations de pompage et de reprise : (SP1, SP2, SP3, SP4, SR1, SR2 et SR3)**

La bâche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur la méthode analytique

Alors le volume de la bâche de station de pompage est déterminé par la relation suivante :

$$V_R = \frac{Q_{tr}}{2} * T \quad \text{(III-5)}$$

Avec :

Q_{tr} : Débit transite par la conduite gravitaire ($Q_{tr}=954.74 \text{ m}^3/\text{h}$).

T : le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne ($T = 1/2$ heures)

A.N:

$$V_R = \frac{954.74}{2} * \frac{1}{2} = 238.69 \text{ m}^3$$

Les volumes normalisés des bâches d'aspiration sont représentées dans le tableau III-1

Tableau III-1 : les volumes des bâches d'aspirations

Station	Volume (m ³)
SP1	300
SP2	300
SP3	300
SP4	300
SR1	300
SR2	300
SR3	300

III-8-2-Dimensionnement des réservoirs tampons

➤ Réservoir de MAHFOUDA

Le réservoir tampon de Mahfouda, sert à transiter le débit refoulé par (SP1) gravitaire ment vers la bêche de la (SP2)

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule III-5 :

$$V_R = \frac{Q_{tr}}{2} * T$$

A.N:

$$V_R = \frac{954.74}{2} * \frac{1}{2} = 238.69 \text{ m}^3$$

Avec :

Avec :

Q_{tr} : Débit transite par la conduite gravitaire ($Q_{tr}=954.74 \text{ m}^3/\text{h}$).

T: le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne ($T = 1/2 \text{ heures}$)

Remarque :

Le volume du réservoir tampons est un volume transitoire, donc on n'ajoute pas le volume d'incendie.

On choisit un volume normalisé de **300 m³**

➤ Réservoir de SIDI AHMED

Le réservoir tampon de Sidi Ahmed, sert à transiter le débit refoulé par (SP2) gravitaire ment vers la bêche de la (SP3)

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_R = \frac{Q_{tr}}{2} * T$$

$$V_R = \frac{954.74}{2} * \frac{1}{2} = 238.69 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 300m³

On choisit un volume normalisé de 300m³

➤ Réservoir de BENI HAFIDH

Le réservoir de tampon Beni Hafidh, sert à transiter le débit refoulé par (SP3) gravitaire ment vers la bêche de la (SP4)

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_R = \frac{Q_{tr}}{2} * T$$

$$V_R = \frac{954.74}{2} * \frac{1}{2} = 238.69 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 300m³

➤ Réservoir de GUENZET

Le réservoir tampon de Guenzet, sert à transiter le débit refoulé par (SR3) gravitairement vers les réservoirs d'alimentation des cinq localités.

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_R = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

$$V_R = \frac{954.74}{2} * 1/2 = 238.69m^3$$

On choisit un volume normalisé de 300m³

III-8-3-Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

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

➤ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \pi * \frac{D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \frac{V_n}{h}} \quad (\text{III-6})$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III-7})$$

➤ La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{III-8})$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H=h+R \quad (III-9)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

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

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{s} \quad (III-10)$$

Les dimensions des différents réservoirs tampon sont portées dans le tableau III.8

Tableau III-2: Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon

Réservoir	Volume en (m3)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
R Mahfouda	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
R Sidi Ahmed	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
R Beni Hafidh	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
R Guenzet	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III-3: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Réservoir	Volume en (m3)	D (m)	S (m ²)	h(m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
SP1	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
SP2	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
SP3	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
SP4	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
SR1	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
SR2	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5
SR3	300	10	78.54	3.82	1.53	0.15	5.5

III-9-Dispositifs de régulation [5]

III-9-1-Robinets à flotteurs

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir. Ils permettent, notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.

Le schéma d'un robinet à flotteur est donné dans la figure III-3

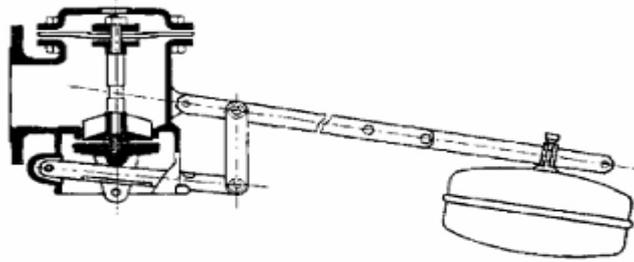


Figure III-3 : Schéma d'un robinet à flotteur

III-9-2- Robinets automatiques de remplissage

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort. Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir.

Le schéma d'un robinet automatique de remplissage est donné dans la figure III-4.

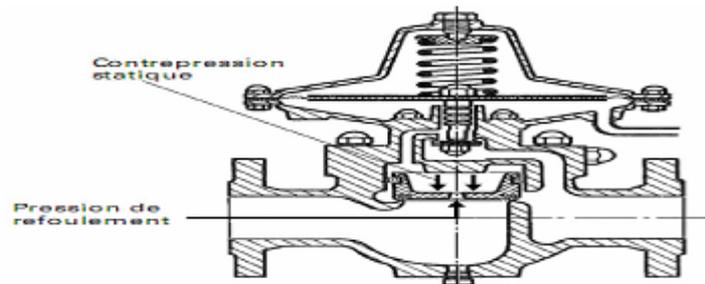


Figure III-4 : Schéma d'un robinet automatique de remplissage

Conclusion

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté onze réservoirs répartis comme suit :

- Quatre réservoirs tampon circulaires chacun est de capacité 300 m³
- Sept bâches d'aspiration circulaires des stations de pompage chacun est de capacité 300 m³.

CHAPITRE IV

ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION

Le transport de l'eau est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

Le dimensionnement d'une adduction sera établi après avoir soigneusement étudiés les besoins: quantité d'eau à fournir, site de distribution... Le transfert d'eau à partir de la station de traitement TAMOKRA vers Le réservoir tampon de GUENZET qui alimente les réservoirs de distribution des cinq communes (GUENZET , HARBIL , ZEMMOURA , TASSAMERT et O.DEHMANE)afin de satisfaire les besoins en eau potable, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico- économique.

IV-1-Choix du tracé [3]

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visite sur terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité. Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les problèmes suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...,
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux,
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée,
- Préférer les accessibles : le long des chemins existants par exemple,
- Apprécier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problème fonciers,
- Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maison...).

IV-2-Choix de matériau de canalisation

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

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

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

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en acier et cela en raison des avantages qu'elles représentent :

- Elles absorbent plus de 29% du coup de bélier.
- elles sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie de transport ;
- leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..)
- elles sont plus longues que les conduites en fonte ce qui diminue le nombre des raccords et rend la pose plus rapide

IV-3-Type d'adduction [2]

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

➤ Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

➤ Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

➤ 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.

Remarque :

Vue la topographie de la zone d'étude, on est appelé à choisir une adduction mixte

IV-4-Etude des variantes

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

Vue la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une multiple des parties gravitaires ainsi qu'un refoulement ; elle commence par une courte adduction gravitaire à partir de la station de traitement de TAMOKRA vers la première station de pompage puis, une alternance d'adductions (refoulement-gravitaire), jusqu'à le réservoir tampon projeté de GUENZET.

IV-5- Proposition de variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de données (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude) et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude ASAT CONSULT) et leur nombre.

➤ Variante N°1

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de pompage, et deux(02) stations de reprise :

la première station de pompage est située sur la rive droite de Oued BOU SELLAM à coté de la station de traitement, à une côte de 254mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon projetée à une côte dominante de 400mNGA au niveau de Sidi Ahmed, la deuxième station de pompage est située à la localité d' IGHIL TAOUMLILINE à une côte de 325mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon projetée à une côte dominante de 555mNGA au niveau de BENI HAFIDH, et la troisième est située à la localité de Sidi ou Saka à une côte de 528mNGA pour refouler l'eau à la première station de reprise (SR1) projetée à une côte de 819mNGA au niveau de TAOURIR, une deuxième station de reprise (SR2) projetée à une côte de 1111mNGA au niveau de IGHILE HAMOUCHE refoulant l'eau vers le réservoir tampon GUENZET à une côte de 1377mNGA. (Figure IV-1).

➤ Variante N°2

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de quatre(04) stations de pompage, et trois(03) stations de reprise :

la première station de pompage est située sur la rive droite de Oued BOU SELLAM à coté de la station de traitement, à une côte de 254mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon projetée à une côte dominante de 396mNGA au niveau de MAHFOUDA, la deuxième est située à la localité de Sidi ou Saka à une côte de 369mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon projetée à une côte dominante de 400mNGA au niveau de Sidi Ahmed., la troisième est située à la localité de IGHIL TAOUMLILINE à une côte de 325mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon projeté à une côte dominante de 555mNGA au niveau de BENI HAFIDH, la dernière station de pompage refoule vers la première station de reprise (SR1) projetée à une côte de 744mNGA au niveau de IGHILE IGDEM, cette dernière refoule vers une deuxième station de reprise(SR2) projetée à une côte de 953mNGA au niveau de TAOURIR, en fin une troisième station de reprise (SR3) projetée à une côte de 1166mNGA qui refoule vers le réservoir tampon GUENZET à une côte de 1377mNGA. (Figure IV-2).

IV-6- Analyse et choix de la variante

La première variante contient deux stations de reprise pour élever l'eau à une hauteur totale de 849m soit une hauteur d'élévation d'environ 424m pour chacune d'elles, ce qui est déconseillé vue la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes. En plus de cet inconvénient, la première partie de refoulement c.à.d. A partir de la station de pompage N°1 vers le réservoir tampon de Sidi Ahmed ayant un terrain très accidenté sur une longueur importante ce qui provoque des problèmes parmi lesquels :

- En cas d'arrêt brusque de la pompe, il provoque un coup de bélier très important soit avec une forte pression ou une pression négative :
 - 1- Implosion de la conduite
 - 2- L'aspiration des joints
 - 3- Fissuration de la conduite
 - 4-Décollement de l'enduit interne de protection

- Si une panne apparaît le long de ce tronçon, elle est difficile à détecter et trouver, donc les communes à alimenter restent sans eau pendant la durée de détection et puis d'entretien.

Contrairement à la variante N°2, elle nous donne la longueur de refoulement la plus courte avec une hauteur de refoulement acceptable malgré qu'elle contienne des travaux de génie civil plus que la première variante, mais elle est économique.

Conclusion

Vue ses avantages, la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technico-économique.

IV-7- 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.

IV-7-1- Cas de surpression

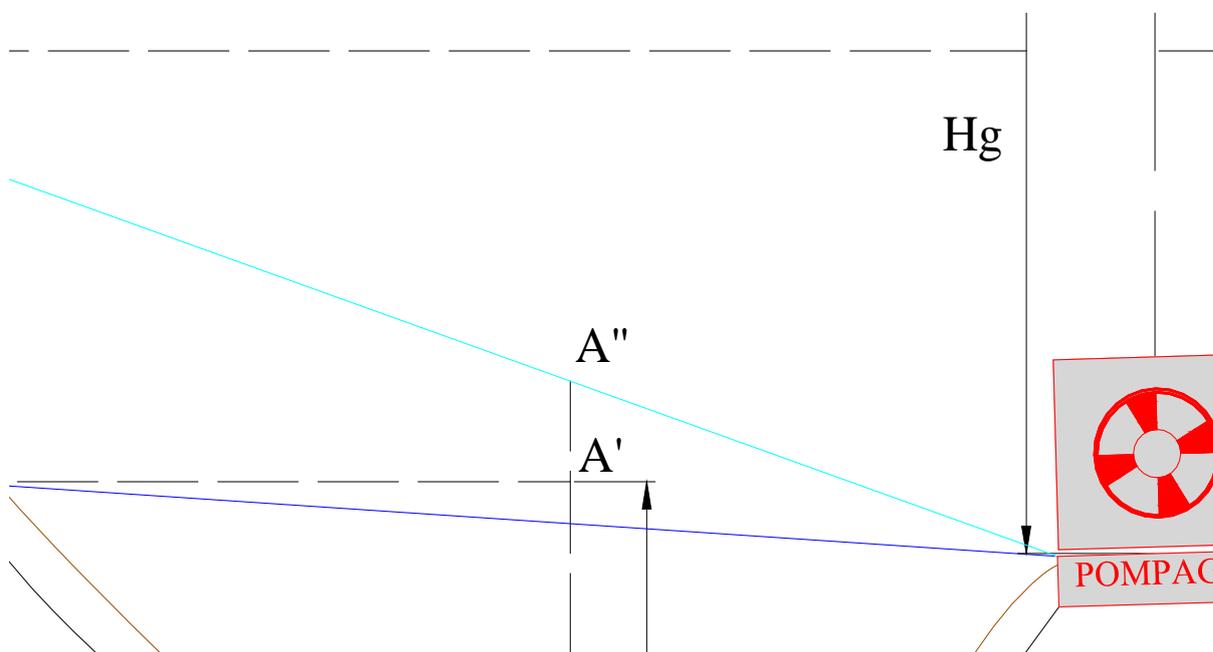


Figure IV-3: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

Au lieu de la brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

IV-7-2- Cas de dépression

Pour remédier au problème d'écèlement (implosion de la conduite) 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-4).

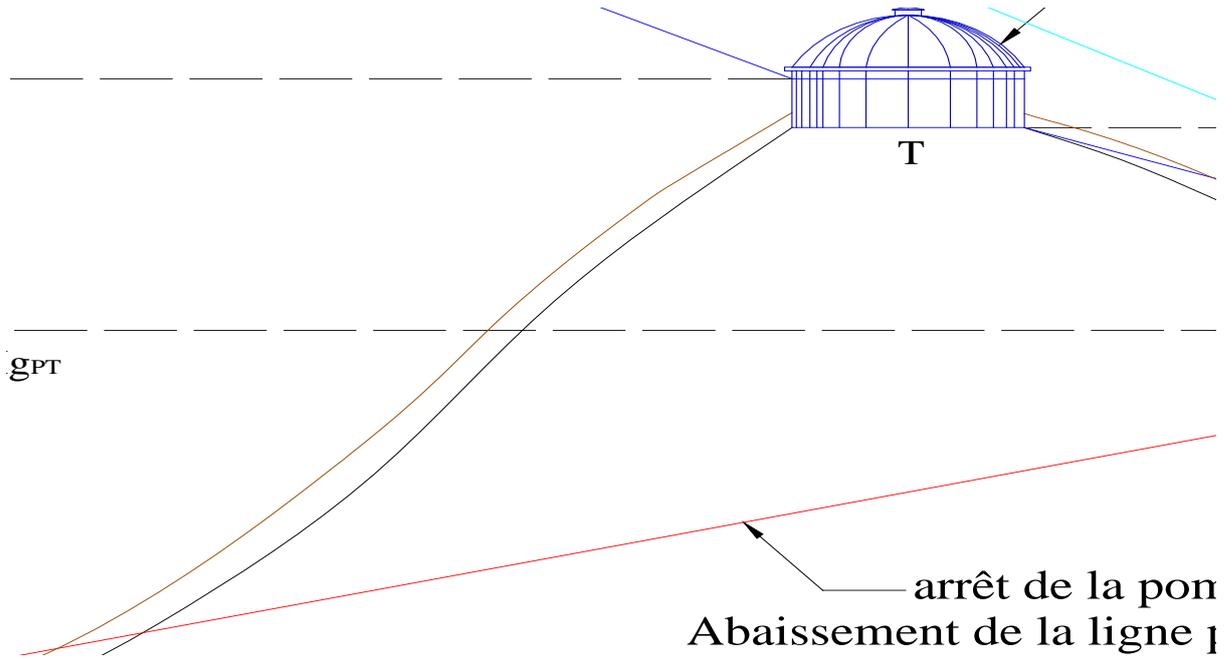


Figure IV-4: Problème d'écroulement (implosion de la conduite)

IV-8- Calcul hydraulique

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

IV-8-1-Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_g * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{IV-1}$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- L_t : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Dans notre cas, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \tag{IV-2}$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV-1

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \tag{IV-3}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

IV-8-1-1- Calcul des longueurs des tronçons de l'adduction gravitaire

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans les deux tableaux suivants

Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)
1	réservoir tampon Mahfouda	SP 2	3315
2	réservoir tampon Sidi Ahmed	SP 3	10318
3	réservoir tampon Beni Hafidh	SP 4	3151

IV-8-1-2- Les altitudes des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau IV-3

Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Points	Cote de terrain naturel
1	SP 1	254.22
2	réservoir tampon MAHFOUDA	396.1
3	SP 2	369.82
4	réservoir tampon SIDI AHMED	400.78
5	SP 3	325
6	réservoir tampon BENI HAFIDH	555.18
7	SP 4	528.51
8	SR 1	744.25
9	SR 2	953.1
10	SR 3	1166.15
11	réservoir tampon GUENZET	1377.17

IV-8-1-3- Dimensionnement des différents tronçons :

➤ **Tronçon (réservoir tampon Mahfouda –SP2) :**

➤ $\Delta H_d = C_r \text{ Mahfouda} - T_{\text{terrain SP2}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H_d = 396.1 - 369.26 = 26.84\text{m} \\ Q = 265\text{l/s} \\ L = 3315\text{m} \end{array} \right.$$

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 3315 * (0.265)^2}{26.84}} = 0.453\text{m} = 453\text{mm}$$

$$450 < D_{av} < 500\text{mm}$$

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k' * L_1 * Q^B}{D_1^m} + \frac{k' * L_2 * Q^B}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_r$; $D_1 = 450\text{mm}$ et $D_2 = 500\text{mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.001735 * (0.265)^2 \left(\frac{L_1}{0.45^{5.3}} + \frac{L_2}{0.5^{5.3}} \right) = 26.84\text{m} \\ L_1 + L_2 = 3315\text{m} \quad L_2 = 3315 - L_1 \end{array} \right. \implies L_1 = 3044\text{m} ; L_2 = 271\text{m}$$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad (IV-4)$$

Avec :

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

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

A.N:

$$V_2 = \frac{4*0.265}{\pi*0.5^2} = 1.35m/s$$

$$V_1 = \frac{4*0.265}{\pi*0.45^2} = 1.67m/s$$

Conclusion:

Le tronçon (réservoir tampon Mahfouda-SP2) est composé de deux conduites de diamètre **450mm** et **500mm** sur des longueurs respectives égales à **3044 m** et **271 m**

➤ **Tronçon (réservoir tampon Sidi Ahmed –SP3) :**

$$\Delta H_d = C_r \text{ Sidi Ahmed} - C_{\text{terrain SP3}}$$

$$\begin{cases} \Delta H_d = 400.78 - 325 = 75.78m \\ Q = 265l/s \\ L = 10319m \end{cases}$$

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 10319 * (0.265)^2}{75.78}} = 0.461m = 461mm$$

$$450 < D_{av} < 500mm$$

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k' * L_1 * Q^B}{D_1^m} + \frac{k' * L_2 * Q^B}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_r$; $D_1 = 450mm$ et $D_2 = 500mm$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0.001735 * (0.265)^2 \left[\frac{L_1}{0.45^{5.3}} + \frac{L_2}{0.5^{5.3}} \right] = 75.78m \\ L_1 + L_2 = 10319m \end{cases} \implies L_2 = 10319 - L_1 \implies L_1 = 7311m ; L_2 = 3008m$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

A.N: $V_2 = \frac{4*0.265}{\pi*0.5^2} = 1.35m/s$

$$V_1 = \frac{4*0.265}{\pi*0.45^2} = 1.67m/s$$

Conclusion :

Le tronçon (réservoir tampon Sidi Ahmed - SP3) est composé de deux conduites de diamètre **450mm** et **500mm** sur des longueurs respectives égales à **7311 m** et **3008 m**

➤ **Tronçon (réservoir tampon Beni Hafidh –SP4) :**

$$\Delta H_d = C_{r \text{ Beni Hafidh}} - C_{\text{terrain SP2}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H_d = 555.18 - 528.51 = 26.67 \text{ m} \\ Q = 2651 \text{ l/s} \\ L = 3151 \text{ m} \end{array} \right.$$

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 3151 * (0.265)^2}{26.67}} = 0.499 \text{ m} = 499 \text{ mm}$$

Dans ce cas on prend un seul diamètre car elle est très proche du $D_2 = 500 \text{ mm}$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$\text{A.N : } V = \frac{4 * 0.265}{\pi * 0.5^2} = 1.35 \text{ m/s}$$

Conclusion :

Le tronçon (réservoir tampon Beni Hafidh – SP4) est composé d'un seul conduite de diamètre , $D = 500 \text{ mm}$; sur une longueur de 3151m.

Remarque :

Dans les tronçons gravitaires qui contiennent deux diamètres ($D_2 = 500 \text{ mm}$ et $D_1 = 450 \text{ mm}$), l'emplacement des conduites est débute avec le gros diamètre

Dans notre cas, on commence avec le diamètre $D_2 = 500 \text{ mm}$

IV-8-2-Calcul des diamètres économiques pour les conduites de refoulement :

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

- **Formule de BONNIN** $D_{ec} = \sqrt{Q}$ **(IV-5)**

- **Formule de BRESS** $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$ **(IV-6)**

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

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

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

*Le calcul technico-économique est basé sur le calcul des paramètres suivants :

*** Hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \text{(IV-7)}$$

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

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad \text{(IV-8)}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH)} \quad \text{(IV-9)}$$

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec :} \quad \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de NIKURADZE)} \quad \text{(IV-10)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log(\frac{\epsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad \text{(Formule COLEBROOK)} \quad \text{(IV-11)}$$

Avec :

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{(IV-12)}$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

ϵ : Rugosité absolue de la conduite ;

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule de NIKURADZE, (IV-10).

*** Puissance absorbée par la pompe**

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (\text{Watt}) \quad (\text{IV-13})$$

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (82%)

g : pesanteur (9.81 m/s)

*** Energie consommée par la pompe**

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

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV-14})$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage en (KW) ;

t : temps de pompage par jour en (heur) ; dans notre cas $t=20h$

***Frais d'exploitation**

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

$$F_{exp} = E * \delta \quad (\text{IV-15})$$

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ ($\delta=5.71DA$)

*** Frais Amortissement**

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

$$F_{am} = P_{re} * A \quad (\text{IV-16})$$

P_{re} : Prix de la conduite en (DA)

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

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

i : Taux d'annuité annuel ; $i = 8 \%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 20$ ans.

$$\text{A.N :} \quad A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} + 0,08 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A = 0,1019 = 10.19 \%}$$

IV-8-2-1 Calcul des longueurs des tronçons de refoulement

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau IV-4

Tableau IV-4: Longueurs des différents tronçons de l'adduction par refoulement

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)
1	SP 1	réservoir tampon Mahfouda	2714
2	SP 2	réservoir tampon Sidi Ahmed	4523
3	SP 3	réservoir tampon Beni Hafidh	7951
4	SP 4	SR 1	1626
5	SR 1	SR 2	5739
6	SR 2	SR 3	4770
7	SR 3	réservoir tampon Guenzet	2880

IV-8-2-2 Dimensionnement des différents tronçons de refoulement

➤ Tronçon SP 1-RT MAHFOUDA

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

Tableau IV-5 : Calcul de la HMT du tronçon

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.4	2.533	2714	0.0308	78.66	146.87	225.53
0.45	2.002	2714	0.0308	42.14	146.87	189.01
0.5	1.621	2714	0.0308	24.12	146.87	170.99
0.6	1.126	2714	0.0308	9.20	146.87	156.07
0.7	0.827	2714	0.0308	4.07	146.87	150.94

Tableau IV-6 : Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9028.8	2714	2496974.23
450	10519.3	2714	2909181.842
500	12204.5	2714	3375235.025
600	16572.6	2714	4583261.909
700	21252	2714	5877380.863

Tableau IV-7 : Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	858.53	6267286.69	35786206.97
450	719.51	5252406.60	29991241.69
500	650.93	4751759.70	27132547.90
600	594.11	4337021.06	24764390.27
700	574.61	4194656.58	23951489.07

Tableau IV-8 : Le Bilan

diamètre (mm)	F exploi (DA)	Famort (DA)	bilan
400	35786206.97	2496974.23	38283181.2
450	29991241.69	2909181.842	32900423.54
500	27132547.9	3375235.025	30507782.93
600	24764390.27	4583261.909	29347652.18
700	23951489.07	5877380.863	29828869.94

Conclusion :

Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13**m/s

➤ **Tronçon SP 2 -réservoir tampon SIDI AHMED**

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

Tableau IV-9: Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.40	2.53	0.03	4523.00	131.09	31.52	162.61
0.45	2.00	0.03	4523.00	70.22	31.52	101.74
0.50	1.62	0.03	4523.00	40.20	31.52	71.72
0.60	1.13	0.03	4523.00	15.33	31.52	46.85
0.70	0.83	0.03	4523.00	6.79	31.52	38.31

Tableau IV-10:Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9029	4523	4161317.04
450	10519	4523	4848279.1
500	12205	4523	5624977.16
600	16573	4523	7638206.93
700	21252	4523	9794912.91

Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	619.01	4518762.63	25802134.64
450	387.32	2827420.47	16144570.91
500	273.02	1993070.47	11380432.36
600	178.34	1301890.34	7433793.83
700	145.84	1064633.69	6079058.34

Tableau IV-12: Le Bilan

diamètre (mm)	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan
400	25802134.64	4161317.039	29963451.68
450	16144570.91	4848279.098	20992850.01
500	11380432.36	5624977.162	17005409.52
600	7433793.833	7638206.933	15072000.77
700	6079058.345	9794912.912	15873971.26

Conclusion :

Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13**m/s

➤ **Tronçon SP 3 -réservoir tampon BENI HAFIDH**

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

Tableau IV-13: Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.40	2.53	0.03	7951.00	230.44	227.10	457.54
0.45	2.00	0.03	7951.00	123.45	227.10	350.55
0.50	1.62	0.03	7951.00	70.67	227.10	297.77
0.60	1.13	0.03	7951.00	26.95	227.10	254.05
0.70	0.83	0.03	7951.00	11.94	227.10	239.04

Tableau IV-14:Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9029	7951	7315196.06
450	10519	7951	8522809.44
500	12205	7951	9888170.11
600	16573	7951	13427234.9
700	21252	7951	17218517

Tableau IV-15: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	1741.74	12714726.46	72601088.11
450	1334.45	9741509.24	55624017.75
500	1133.53	8274801.98	47249119.32
600	967.09	7059773.64	40311307.49
700	909.96	6642699.21	37929812.49

Tableau IV-16: Le Bilan

diamètre (mm)	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan
400	72601088.11	7315196.059	79916284.17
450	55624017.75	8522809.443	64146827.19
500	47249119.32	9888170.111	57137289.43
600	40311307.49	13427234.87	53738542.36
700	37929812.49	17218517.04	55148329.53

Conclusion : Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13**m/s

➤ **Tronçon SP 4 -SR 1**

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

Tableau IV-17: Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.40	2.53	0.03	1626.00	47.13	234.71	281.84
0.45	2.00	0.03	1626.00	25.25	234.71	259.96
0.50	1.62	0.03	1626.00	14.45	234.71	249.16
0.60	1.13	0.03	1626.00	5.51	234.71	240.22
0.80	0.63	0.03	1626.00	1.21	234.71	235.92

Tableau IV-18: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9029	1626	1495976.45
450	10519	1626	1742936.51
500	12205	1626	2022156.28
600	16573	1626	2745904.15
700	21252	1626	3521231.13

Tableau IV-19: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	1072.88	7832022.42	44720848.02
450	989.59	7223991.83	41248993.36
500	948.50	6924046.42	39536305.04
600	914.46	6675569.99	38117504.63
700	898.08	6555973.60	37434609.24

Tableau IV-20: Le Bilan

diamètre (mm)	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan
400	44720848.02	1495976.455	46216824.47
450	41248993.36	1742936.505	42991929.86
500	39536305.04	2022156.282	41558461.32
600	38117504.63	2745904.15	40863408.78
700	37434609.24	3521231.129	40955840.37

Conclusion : Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13**m/s

➤ **Tronçon SR 1 -SR 2**

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

Tableau IV-21: Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.40	2.53	0.03	5739.00	166.33	208.81	375.14
0.45	2.00	0.03	5739.00	89.10	208.81	297.91
0.50	1.62	0.03	5739.00	51.01	208.81	259.82
0.60	1.13	0.03	5739.00	19.45	208.81	228.26
0.70	0.83	0.03	5739.00	8.62	208.81	217.43

Tableau IV-22: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9029	5739	5280079.26
450	10519	5739	6151729.77
500	12205	5739	7137241.64
600	16573	5739	9691724.43
700	21252	5739	12428256.7

Tableau IV-23: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	1428.07	10424905.63	59526211.13
450	1134.09	8278849.32	47272229.64
500	989.07	7220185.89	41227261.45
600	868.93	6343183.30	36219576.62
700	827.69	6042140.64	34500623.05

Tableau IV-24: Le Bilan

diamètre (mm)	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan
400	59526211.13	5280079.258	64806290.38
450	47272229.64	6151729.769	53423959.41
500	41227261.45	7137241.638	48364503.09
600	36219576.62	9691724.428	45911301.04
700	34500623.05	12428256.73	46928879.79

Conclusion : Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13m/s**

➤ **Tronçon SR 2 -SR 3**

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

Tableau IV-25: Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.40	2.53	0.03	4770.00	138.25	213.09	351.34
0.45	2.00	0.03	4770.00	74.06	213.09	287.15
0.50	1.62	0.03	4770.00	42.40	213.09	255.49
0.60	1.13	0.03	4770.00	16.17	213.09	229.26
0.70	0.83	0.03	4770.00	7.16	213.09	220.25

Tableau IV-26: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9029	4770	4388565.61
450	10519	4770	5113042.52
500	12205	4770	5932155.88
600	16573	4770	8055327.67
700	21252	4770	10329810.9

Tableau IV-27: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	1337.45	9763407.42	55749056.38
450	1093.11	7979701.45	45564095.29
500	972.57	7099787.78	40539788.22
600	872.72	6370862.46	36377624.66
700	838.45	6120649.28	34948907.38

Tableau IV-28: Le Bilan

diamètre (mm)	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan
400	55749056.38	4388565.614	60137621.99
450	45564095.29	5113042.516	50677137.81
500	40539788.22	5932155.884	46471944.11
600	36377624.66	8055327.674	44432952.34
700	34948907.38	10329810.88	45278718.26

Conclusion : Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13**m/s

➤ **Tronçon SR 3 - réservoir tampon GENZET**

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

Tableau IV-29: Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c total (m)	Hg (m)	HMT(m)
0.40	2.53	0.03	2882.00	83.53	216.02	299.55
0.45	2.00	0.03	2882.00	44.75	216.02	260.77
0.50	1.62	0.03	2882.00	25.62	216.02	241.64
0.60	1.13	0.03	2882.00	9.77	216.02	225.79
0.70	0.83	0.03	2882.00	4.33	216.02	220.35

Tableau IV-30: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
400	9029	2882	2651540.06
450	10519	2882	3089263.84
500	12205	2882	3584166.3
600	16573	2882	4866971.56
700	21252	2882	6241198.1

Tableau IV-31: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F exploi(DA)
400	1140.31	8324227.25	47531337.59
450	992.67	7246524.82	41377656.70
500	919.85	6714887.25	38342006.18
600	859.52	6274475.77	35827256.63
700	838.81	6123298.74	34964035.83

Tableau IV-32:Le Bilan

diamètre (mm)	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan
400	47531337.59	2651540.063	50182877.65
450	41377656.7	3089263.843	44466920.54
500	38342006.18	3584166.301	41926172.48
600	35827256.63	4866971.563	40694228.19
700	34964035.83	6241198.102	41205233.93

Conclusion : Le diamètre économique est de **600** mm avec une vitesse de **1,13**m/s

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons étudiés une adduction mixte (une alternance entre l'adduction par refoulement et par gravité).

L'adduction est composée de trois (3) parties gravitaires de 17K m de longueur et de diamètre avantageux qui varie de 450mm à 500mm et de sept (7) parties de refoulement de 30Km avec un diamètre économique constant de 600 mm, comme elle contient trois réservoirs tampons reliant l'adduction par refoulement avec l'adduction gravitaire.

Le dimensionnement des conduites de refoulement à tenir compte des conditions technico-économiques et de la charge disponible pour les conduites gravitaires.

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des sept stations de pompage projetées le long de l'adduction, et d'appliquer les modes de réglage adéquats si est nécessaire .

V-1-Choix de variantes pour les stations de pompage :

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont telles :

- Qu'il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- Qu'il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Que le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Que les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau

V-2-Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé (Q_{app}) et la hauteur manométrique totale appelée ;
- Meilleur rendement ;
- Encombrement et poids les plus faibles;
- Anti cavitationnelle ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARI**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

V-3-Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V-4-Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V-4-1-Refoulement : SPN°1 __RT de MAHFOUDA

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V-1

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	N trs/min	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	318.3	156.07	---	---	---	---	---	---
2	159.15	156.07	---	---	---	---	---	---
3	106.1	156.07	PM 150/7A	72.8	1450	216	6.18	150
4	79.58	156.07	PM 150/6B	79.3	1450	164.25	3.27	150
5	63.66	156.07	PM 150/7D	78.4	1450	145.2	2.55	150

Avec :

n) Nombre de pompes.

Q_{app} : Le débit de la pompe.

H_{MT} : La hauteur manométrique totale de la pompe.

N) : Vitesse de rotation.

η) : Rendement de la pompe.

P_{abs} : La puissance absorbée par la pompe.

$(NPSH)_r$: « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise

C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du tableau V-1, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (04) en plus de deux (02) pompes de secours. Ces six (06) pompes **multicellulaire** sont identiques de type **PM 150/ 6 B. CAPRARI.**

V-4-2-Refoulement : SPN°2 __RT 2

Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP2) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η(%)	N trs/min	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	318.3	46.76	---	---	---	---	---	---
2	159.15	46.76	---	---	---	---	---	---
3	106.1	46.76	MEC-AZRBH2/125D	74.3	2900	75.33	5.3	125
4	79.58	46.76	MEC-AZRBH 2/125E	76.9	2900	58	4.09	125
5	63.66	46.76	MEC-A 4/125B	75.7	1460	42.4	2.69	125

A partir du tableau V-2, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (04) en plus de deux pompes (02) de secours. Ces six (06) pompes **monocellulaire** sont identiques de type **MEC-AZRBH 2/125E. CAPRARI.**

V-4-3-Refoulement : SPN°3 __RT 3

Tableau V-3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP3) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η(%)	N trs/min	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	318.3	251.52	---	---	---	---	---	---
2	159.15	251.52	---	---	---	---	---	---
3	106.1	251.52	PM 125 /3 A	72.5	2900	350	15.7	125
4	79.58	251.52	PM 125 /3 B	76.3	2900	260	7.93	125
5	63.66	251.52	PM 125/ 4 E	75.5	2900	212	5.06	125

A partir du tableau V-3, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (04) en plus de deux pompes (02) de secours. Ces six (06) pompes **multicellulaire** sont identiques de type **PM 125 / 3 B. CAPRARI**

V-4-4-Refoulement : SPN°4 __SR 1

Tableau V-4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP4) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	N trs/min	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	318.3	240.22	---	---	---	---	---	---
2	159.15	240.22	---	---	---	---	---	---
3	106.1	240.22	PM 150/ 3 A	71.1	2900	356.67	17.9	150
4	79.58	240.22	PM 150/ 8 A	78.2	1450	209.75	2.47	150
5	63.66	240.22	PM 150/ 8 A	76.9	1450	204	2.39	150

A partir du tableau V-4, on déduit que la variante de (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (05) en plus de deux pompes (02) de secours. Ces sept (07) pompes **multicellulaire** sont identiques de type **PM 150/ 8 A.**

CAPRARI**V-4-5-Refoulement : SR N°1 __SR 2**

Tableau V-5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR1) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	N trs/min	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	318.3	228.26	---	---	---	---	---	---
2	159.15	228.26	---	---	---	---	---	---
3	106.1	228.26	PMS 125/4 F	75	2900	198.67	4.96	125
4	79.58	228.26	PM 150/ 8 A	79.7	1450	246.5	2.91	150
5	63.66	228.26	PM 150/ 8 B	77.8	1450	198.4	2.38	150

A partir du tableau V-5, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (04) en plus de deux (02) pompes de secours. Ces six (06) pompes **multicellulaire** sont identiques de type **PM 150/ 8 A**.

CAPRARI.

V-4-6-Refoulement : SR N°2 __SR 3

Tableau V-6: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR2) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	$\eta(\%)$	N trs/min	P_{abs} (kw)	(NPSH)r (m)	\varnothing roue (mm)
1	318.3	229.26	---	---	---	---	---	---
2	159.15	229.26	---	---	---	---	---	---
3	106.1	229.26	PMS 125/4 C	66.7	2900	350	15.1	125
4	79.58	229.26	PM 150/ 8 A	79.7	1450	223.25	2.87	150
5	63.66	229.26	PM 150/ 8 B	77.6	1450	194	2.37	150

A partir du tableau V-6, on déduit que la variante de (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (05) en plus de deux (02) pompes de secours. Ces sept (07) pompes **multicellulaire** sont identiques de type **PM 150/ 8 B**.

CAPRARI

V-4-7-Refoulement : SR N°3 __R de GUENZET

Tableau V-7: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR3) :

n	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	$\eta(\%)$	N trs/min	P_{abs} (kw)	(NPSH)r (m)	\varnothing roue (mm)
1	318.3	225.79	---	---	---	---	---	---
2	159.15	225.79	---	---	---	---	---	---
3	106.1	225.79	PMS 125/4 C	66.4	2900	350	15.3	125
4	79.58	225.79	PM 150/ 8 A	79.7	1450	226.25	3.02	150
5	63.66	225.79	PM 150/ 8 B	78.5	1450	199	2.47	150

A partir du tableau V-7, on déduit que la variante de (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de (04) en plus de deux (02) pompes de secours. Ces six (06) pompes multicellulaire sont identiques de type **PM 150/ 8 A. CAPRARI**

V-5-Courbes caractéristiques des pompes

A partir du logiciel des pompes **CAPRARI**, on a tiré les courbes caractéristiques des stations de pompage de notre projet

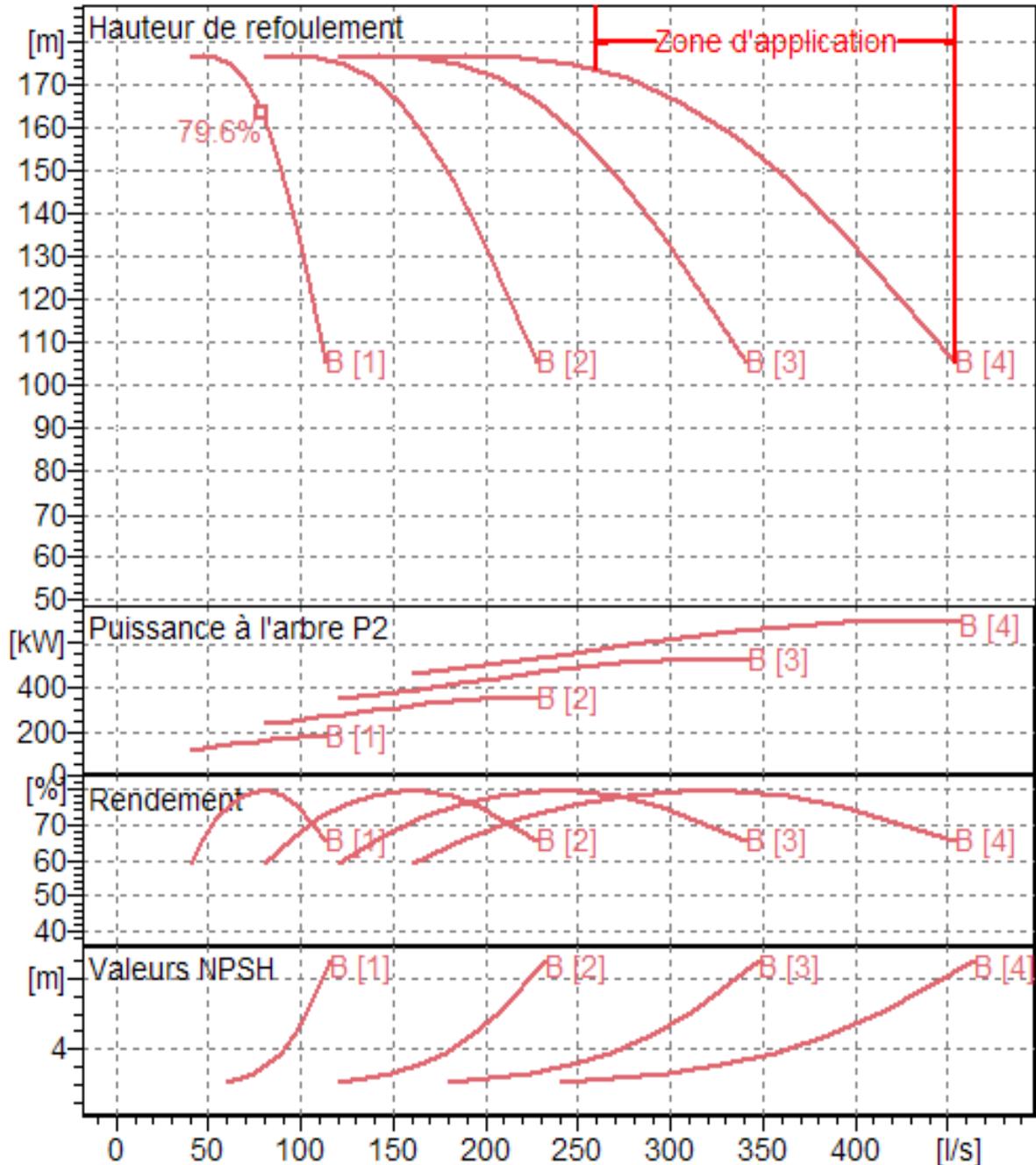


Figure N°V.1: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°1

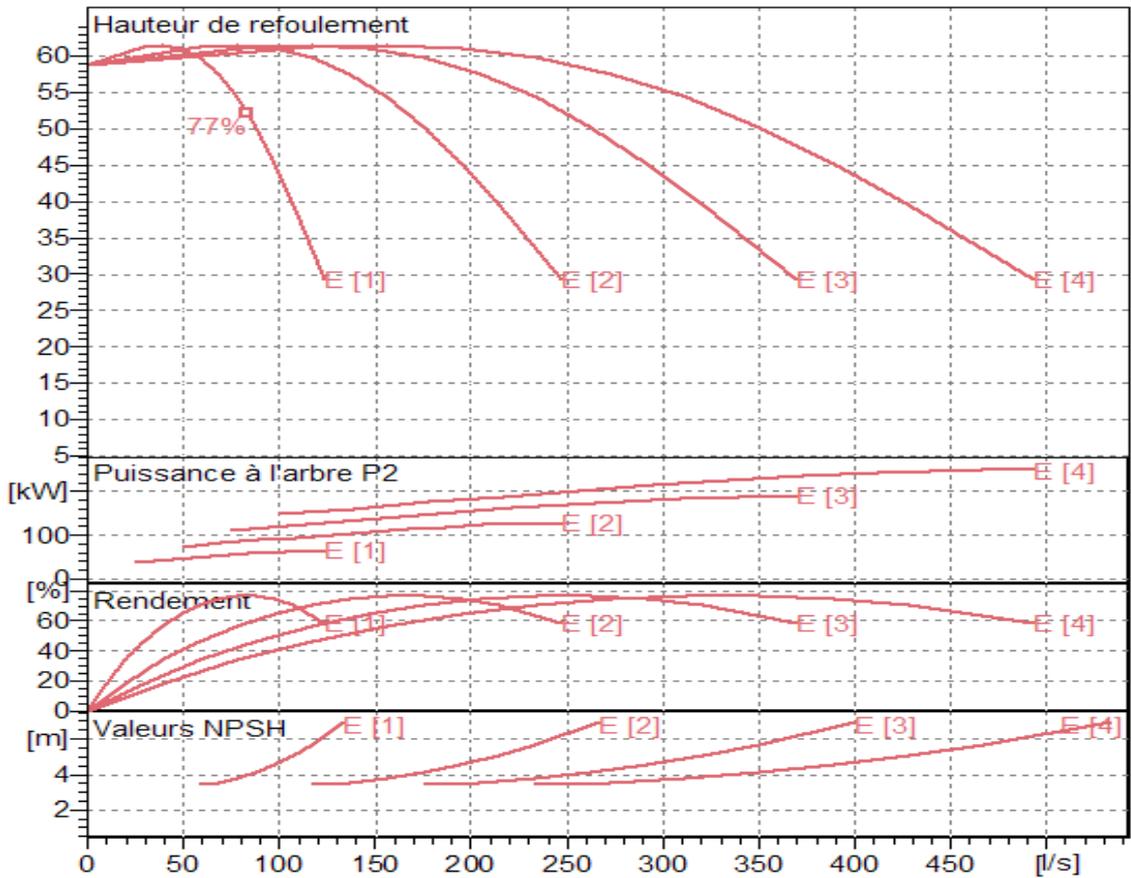


Figure N°V.2: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°2

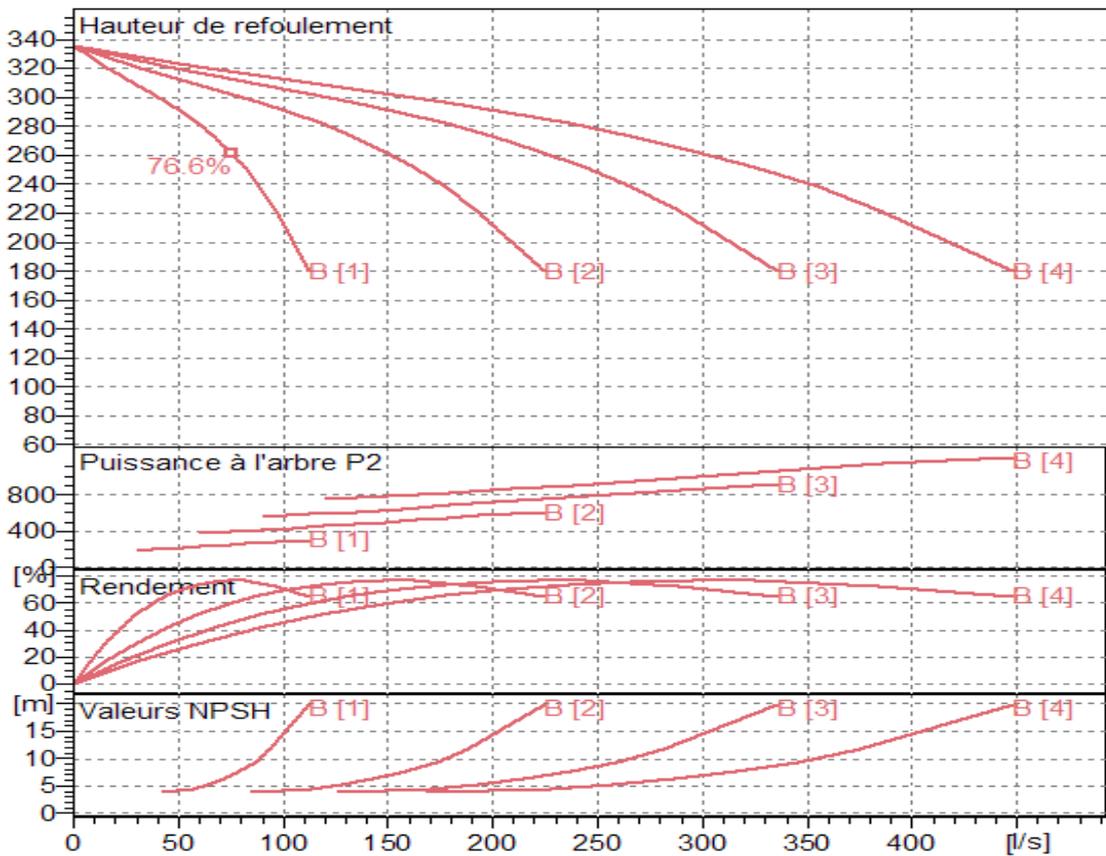


Figure N°V.3: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°3

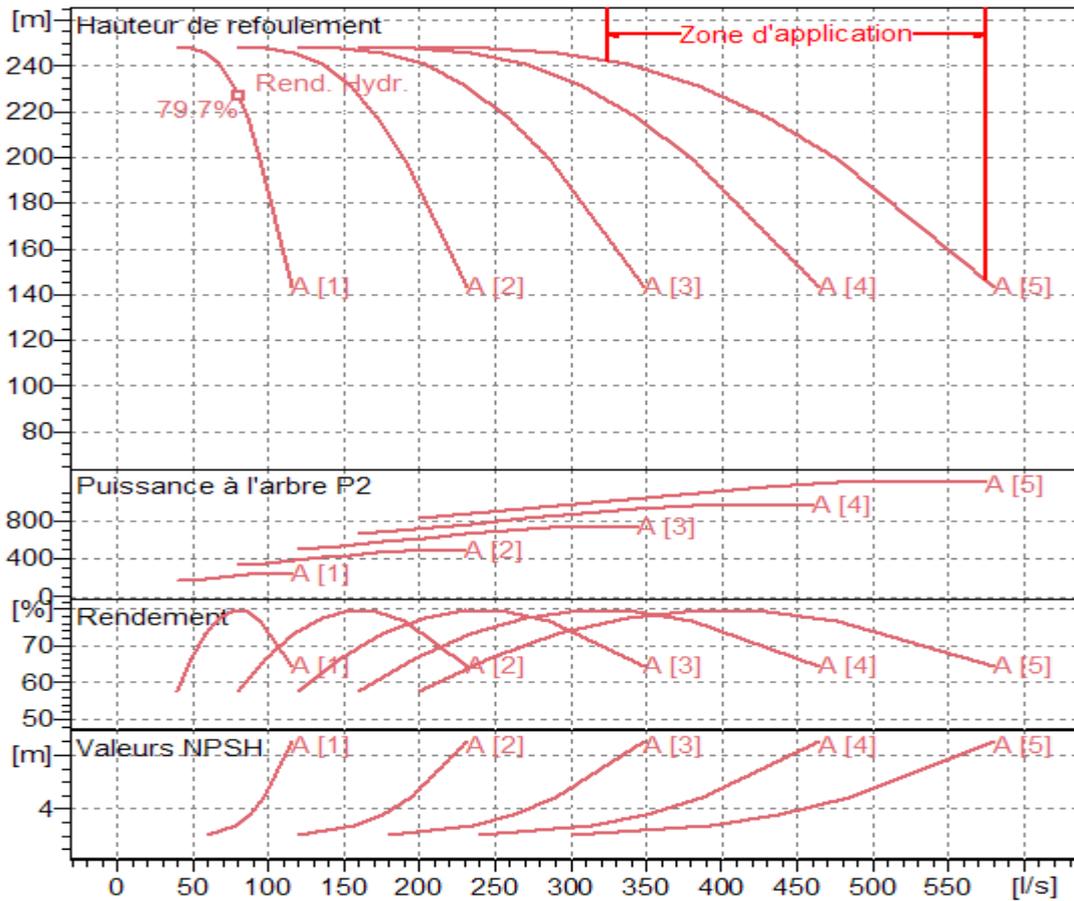


Figure N°V.4: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP N°4

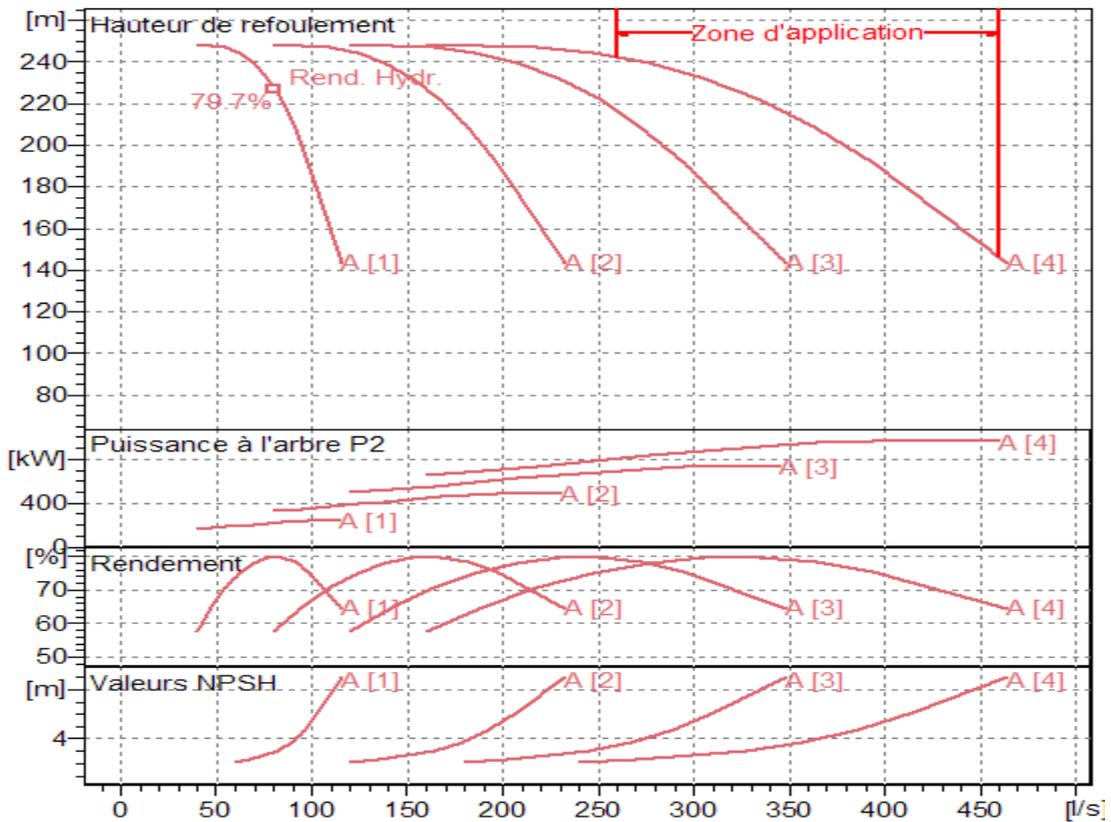


Figure N°V.5: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR N°1

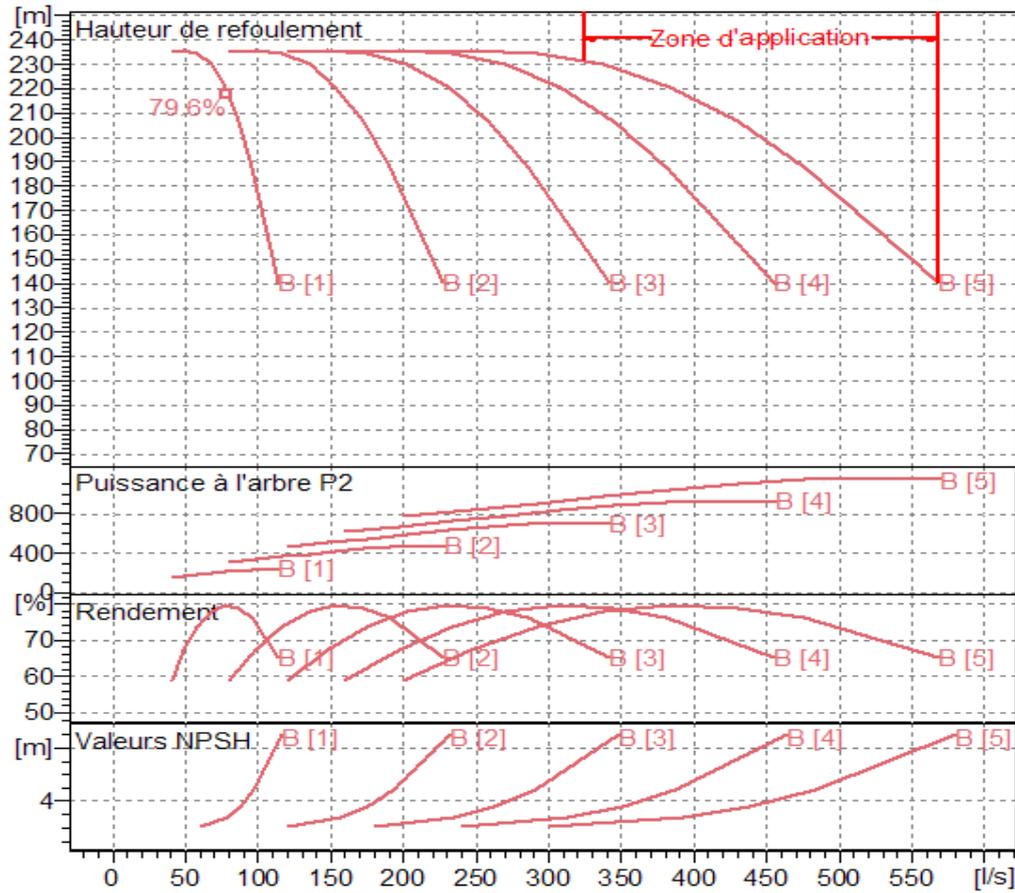


Figure N°V.6: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR N°2

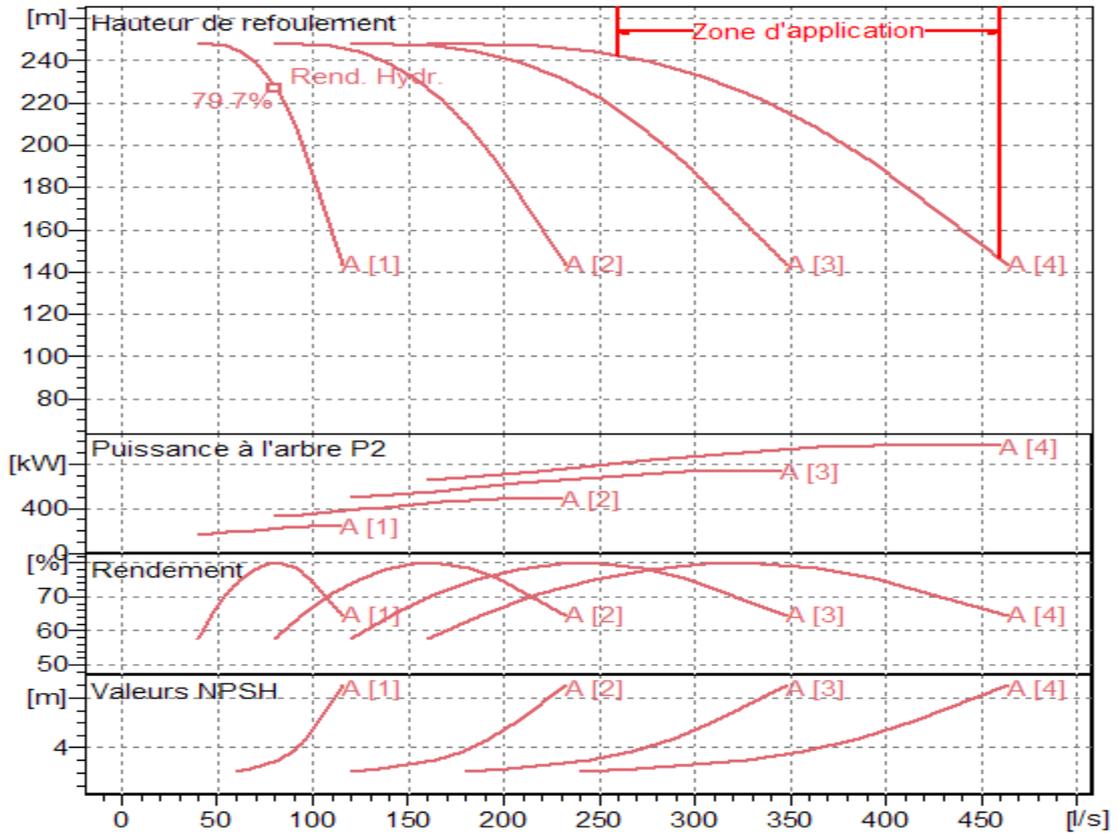


Figure N°V.7: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SR N°3

V-6-Le point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe détermine exactement les caractéristique de la pompe **en fonctionnement**, $(H—Q)$. Chaque station de pompage ou pompes a un point spécifique de fonctionnement « **A** », ce dernier est caractérisée par deux (2) cordonnées essentiels :

1. Courbe caractéristique de la pompe : $(H—Q) P$.

2. Courbe caractéristique de la conduite : $(H_C — Q)$.

$(H—Q) P$: est donnée par le constructeur de la pompe ;

$(H_C—Q)$: est déterminer par l'installateur de la pompe (exploitant).

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

Remarque :

Les différentes courbes caractéristiques qui représentent les points de fonctionnement des stations de pompages de notre projet sont tirés du les suivantes :

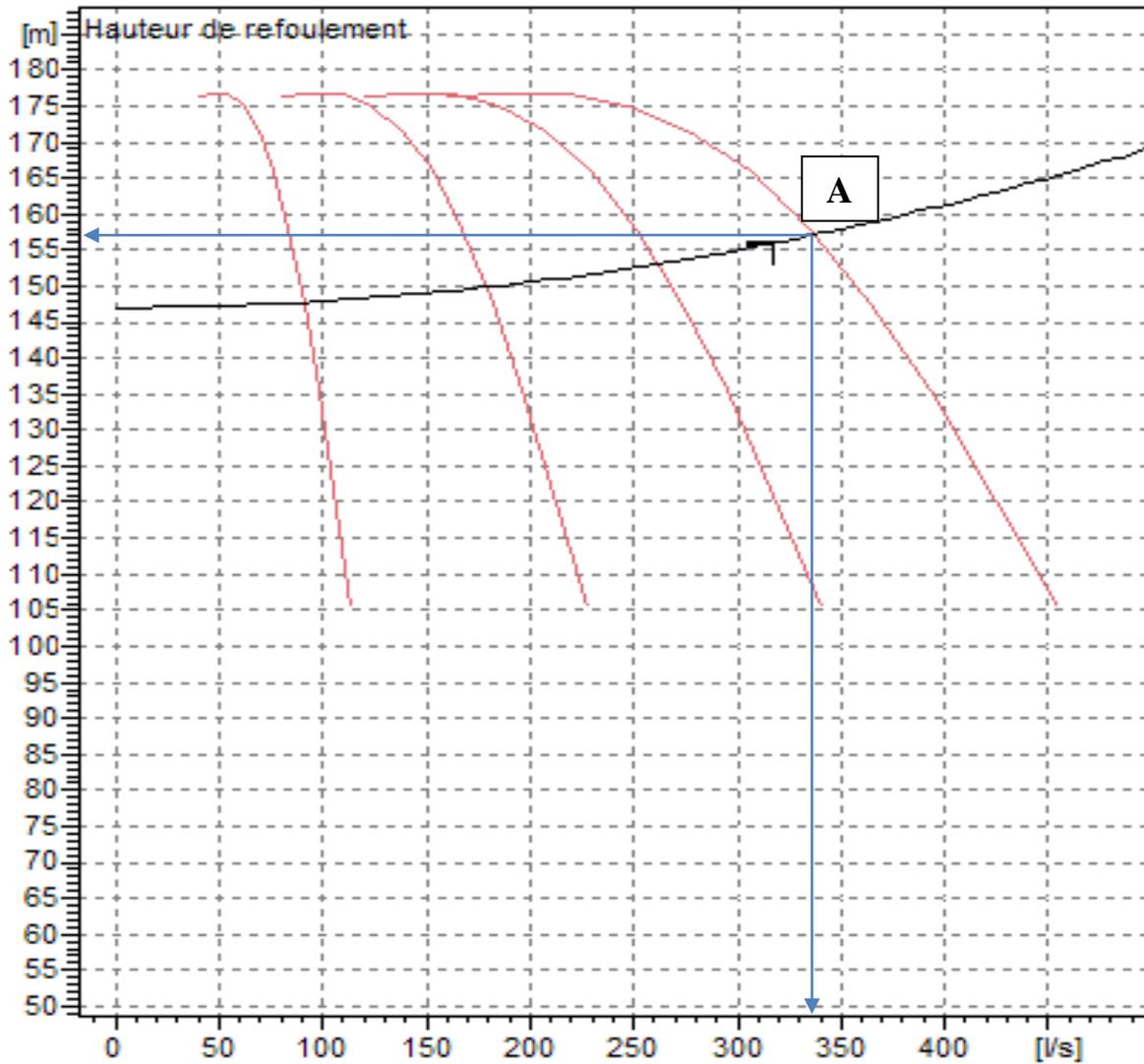


Figure N°V.8: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

Légende :

- Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.
- Courbe caractéristique de la pompe.

A Le point de fonctionnement des pompes.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_A = 337 \text{ l/s} > Q_{app} = 318.25 \text{ l/s} \\ H_A = 156.07 \text{ m} = H_{app} = 156.07 \text{ m} \end{array} \right.$$

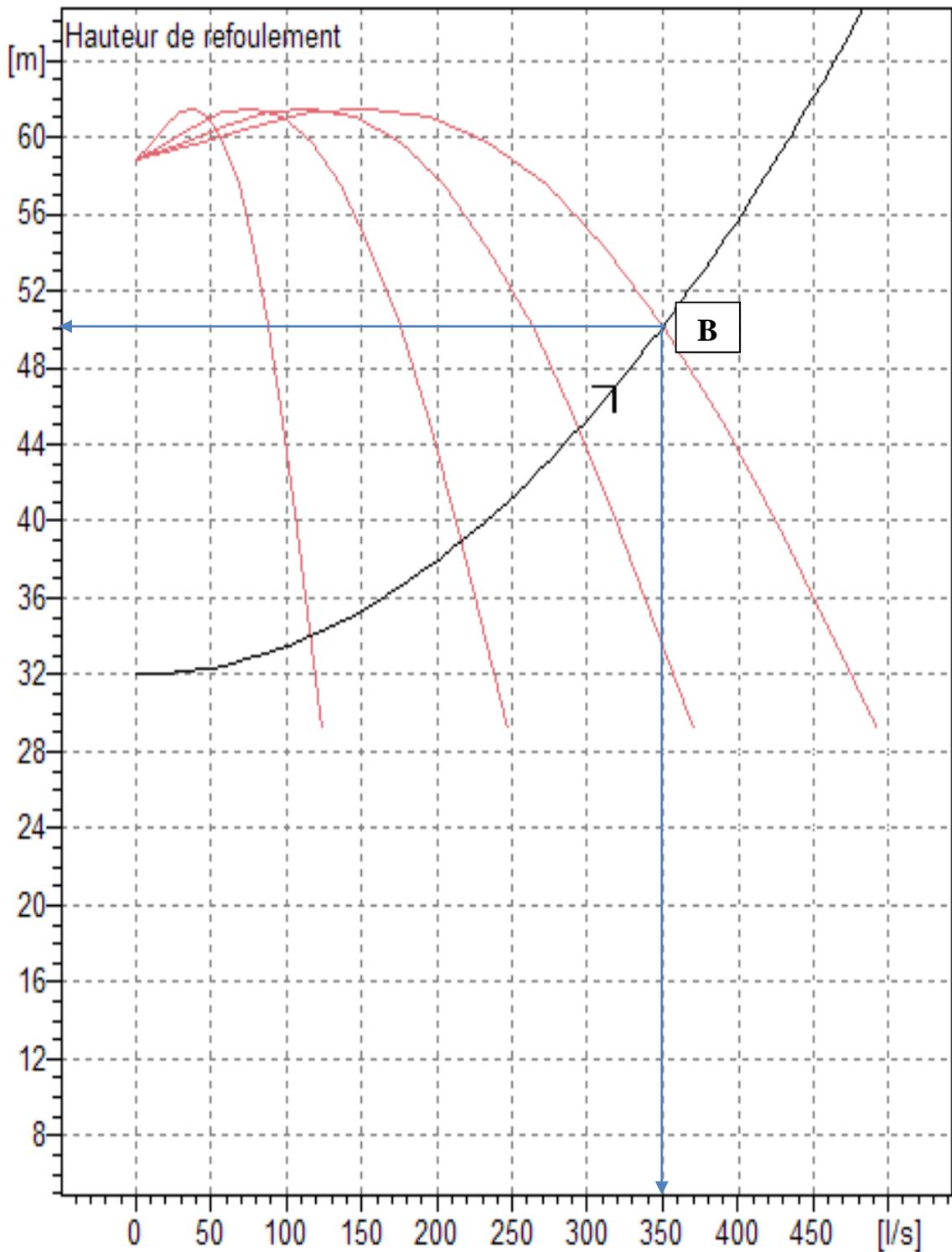


Figure N°V.9: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_B = 350 \text{ l/s} > Q_{app} = 318.25 \text{ l/s} \\ H_B = 50.2 \text{ m} > H_{app} = 46.76 \text{ m} \end{array} \right.$$

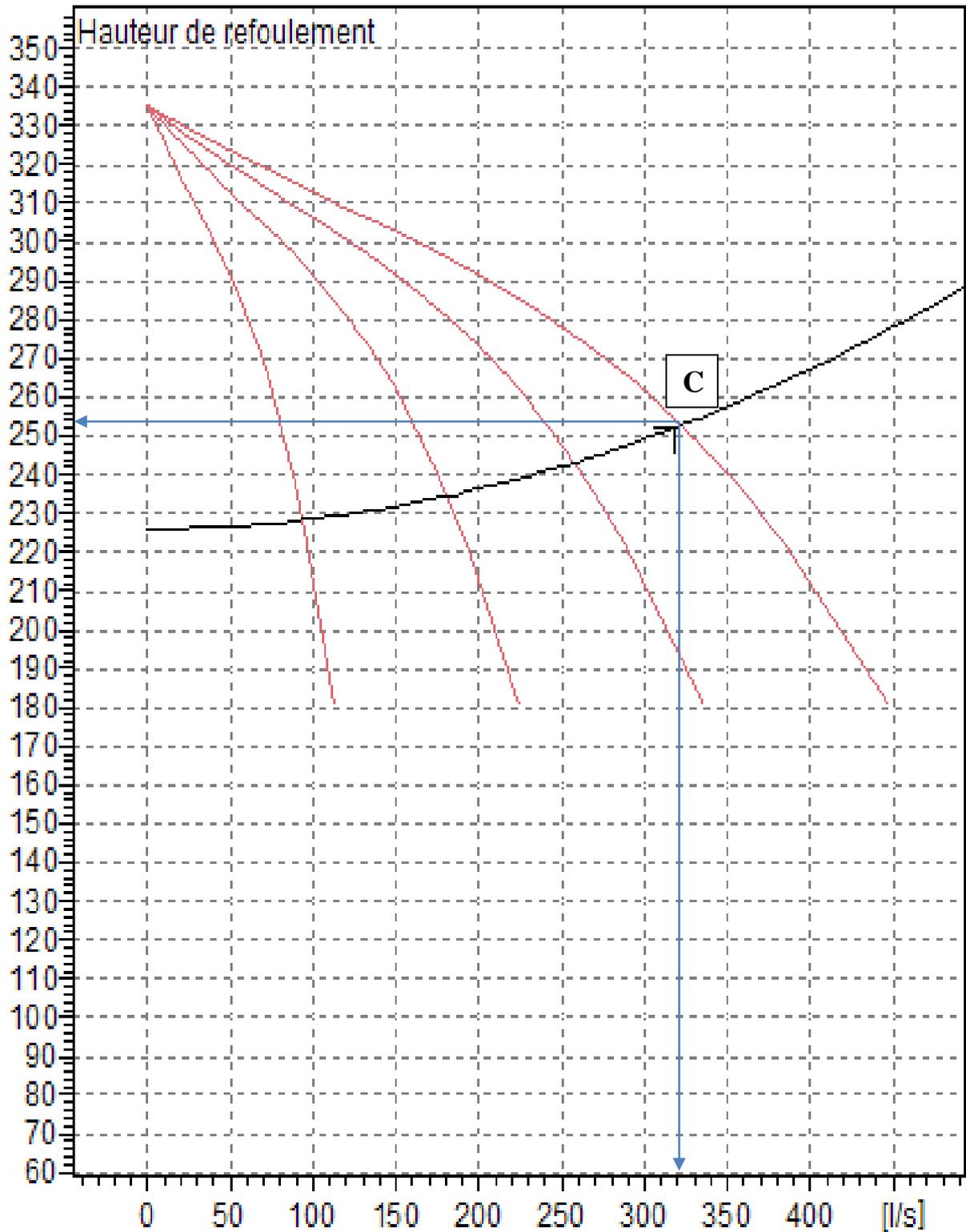


Figure N°V.10: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°3

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_C = 322 \text{ l/s} > Q_{app} = 318.25 \text{ l/s} \\ H_C = 253 \text{ m} > H_{app} = 251.52 \text{ m} \end{array} \right.$$

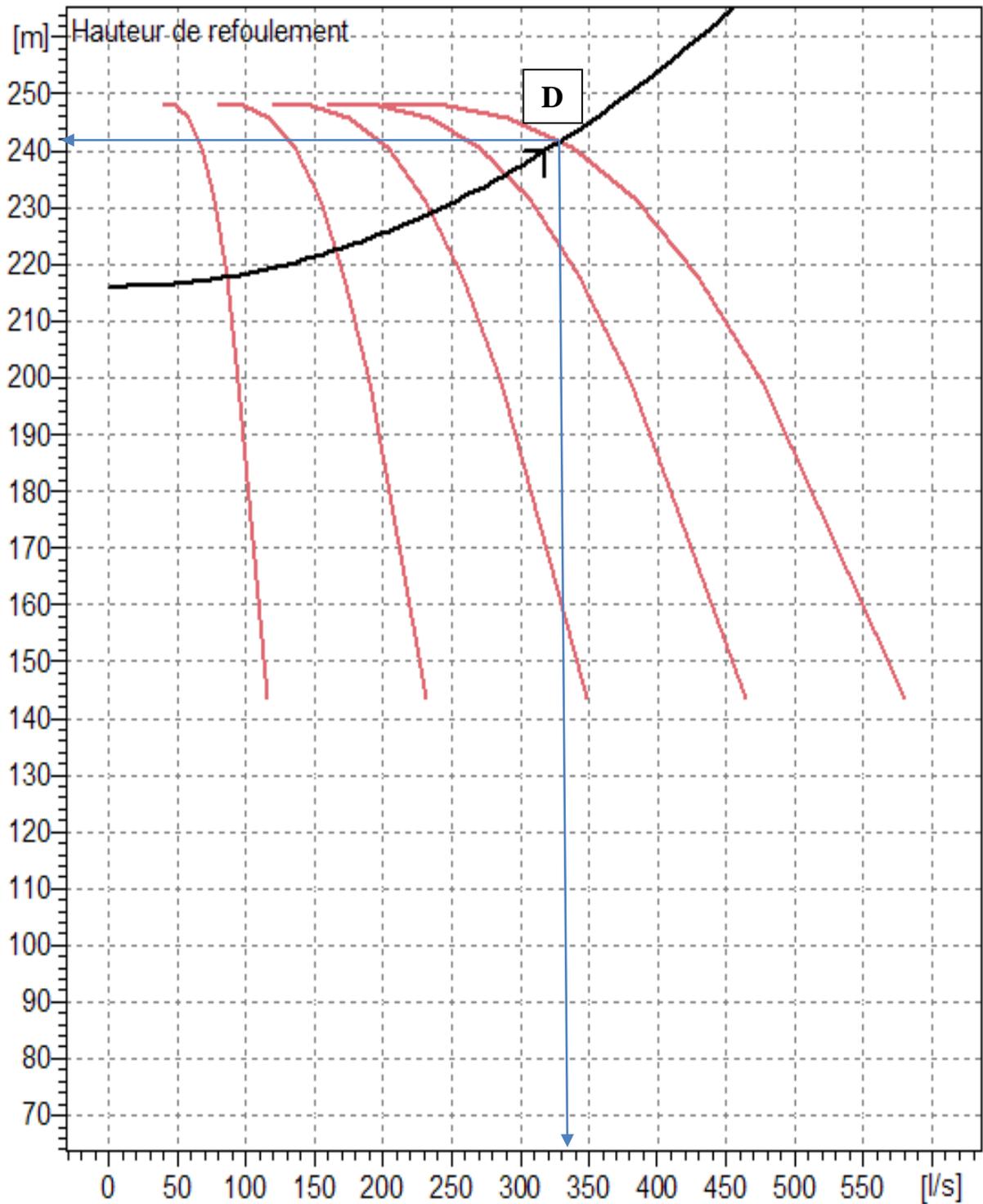


Figure N°V.11: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°4

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_D = 338 \text{ l/s} > Q_{app} = 318.25 \text{ l/s} \\ H_D = 241 \text{ m} > H_{app} = 240.22 \text{ m} \end{array} \right.$$

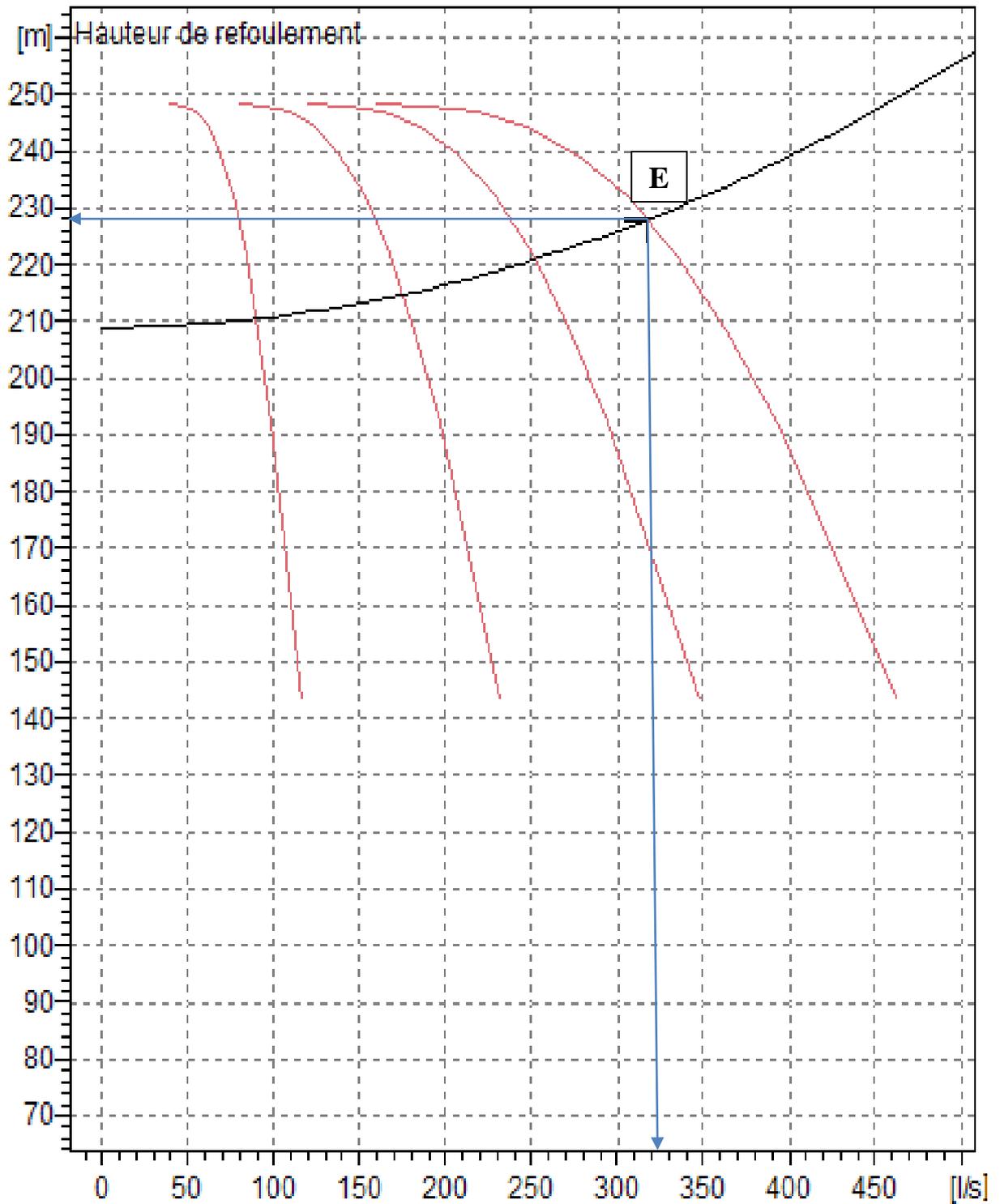


Figure N°V.12: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1

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

$$\begin{cases} Q_E = 318.25 \text{ l/s} & = Q_{app} = 318.25 \text{ l/s} \\ H_E = 228.26 \text{ m} & = H_{app} = 228.26 \text{ m} \end{cases}$$

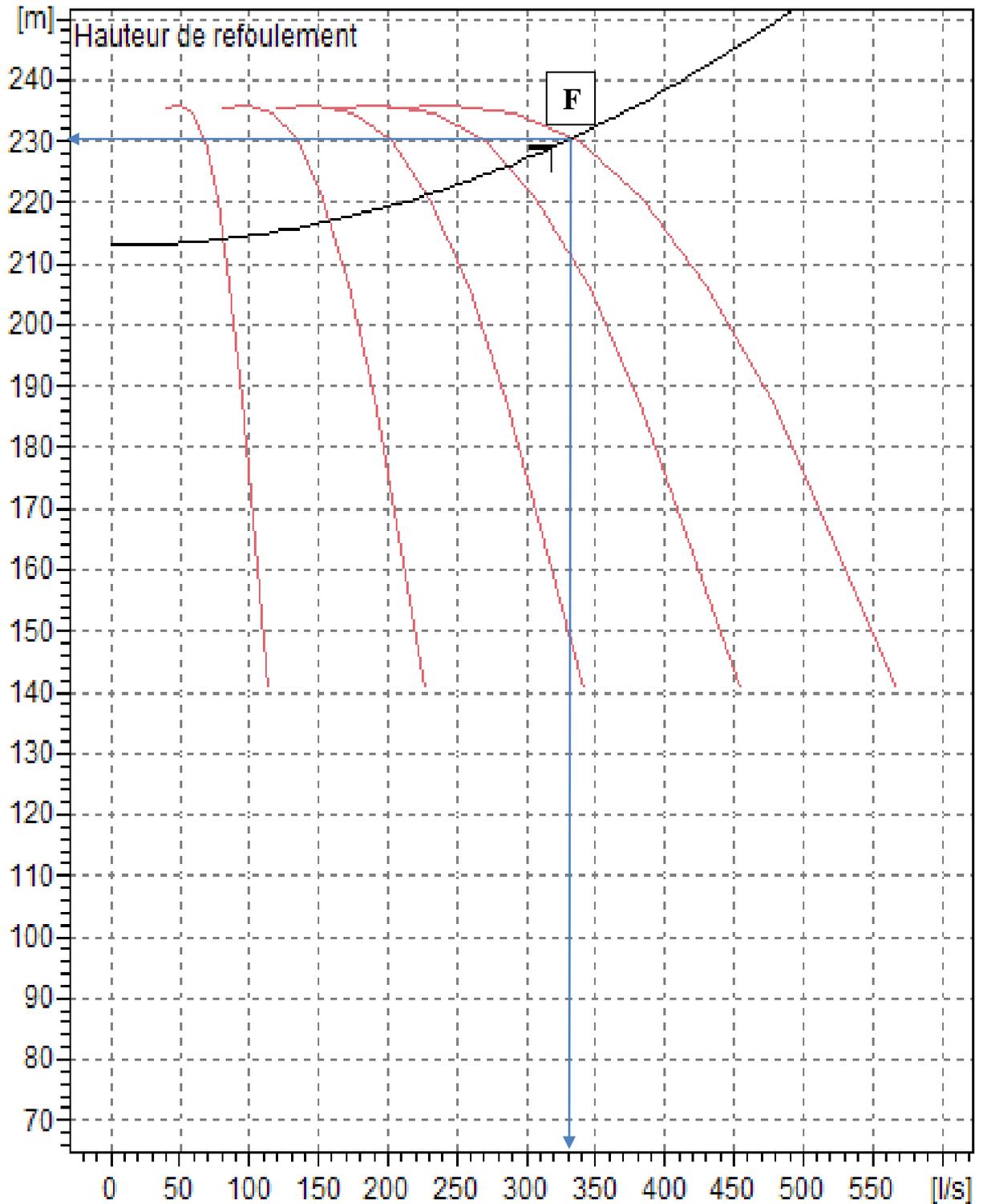


Figure N°V.13: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2

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

$$\begin{cases} Q_F=334 \text{ l/s} > Q_{\text{app}}=318.25 \text{ l/s} \\ H_F=231\text{m} > H_{\text{app}}=229.26\text{m} \end{cases}$$

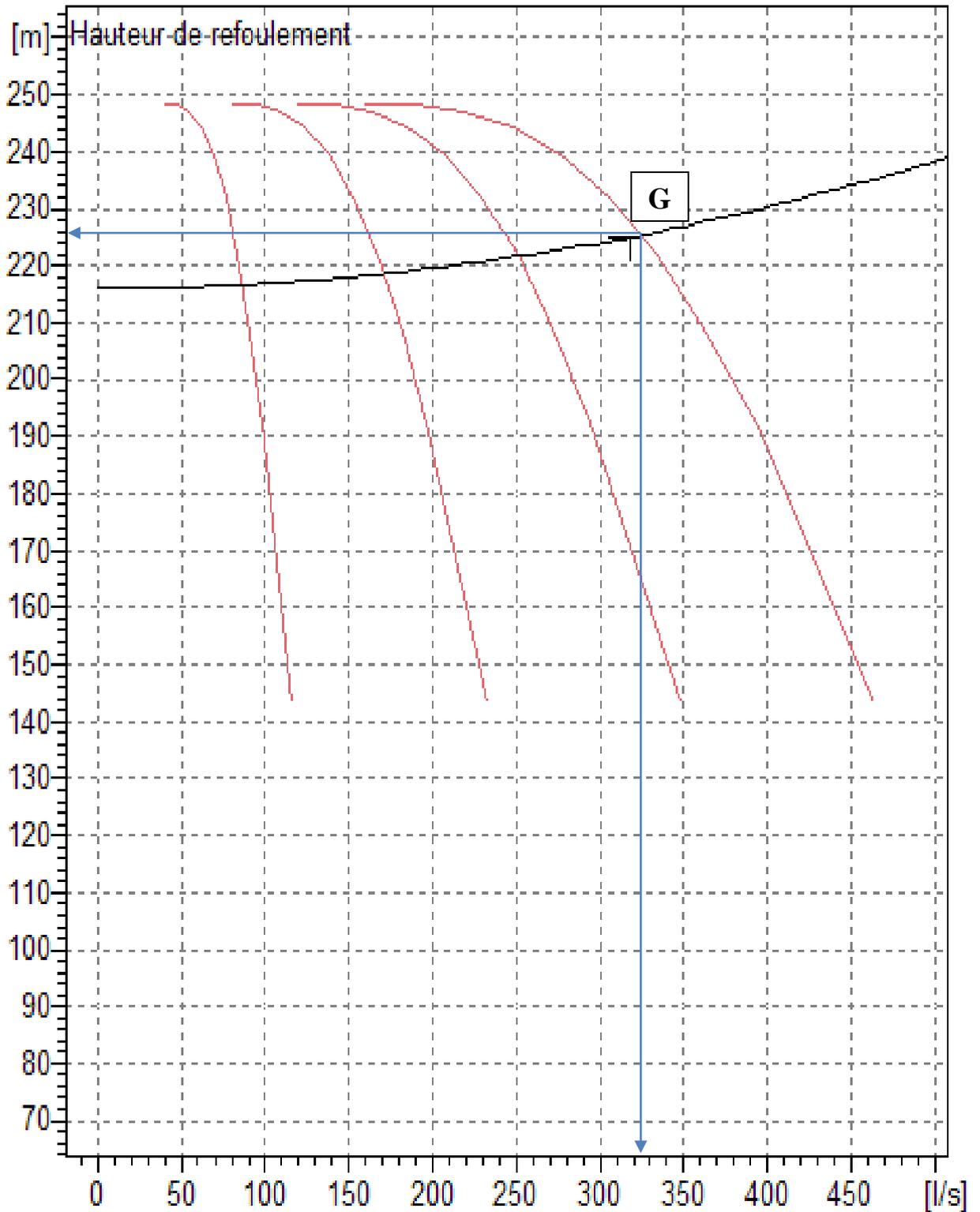


Figure N°V.14: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3

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

$$\begin{cases} Q_G = 325 \text{ l/s} > Q_{app} = 318.25 \text{ l/s} \\ H_G = 225.79 \text{ m} = H_{app} = 225.79 \text{ m} \end{cases}$$

V-7-Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement

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

Débit disponible (point de fonctionnement) > 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 tel que :

$$\eta_{inst} [ap, van] = \eta_{inst} [av, van] * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-1)$$

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

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

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

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

$$h_v = H'_c - HMT \quad (V-2)$$

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

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :**

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

➤ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_d}{Q_A} * t \quad (V-3)$$

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 (m³/h).

➤ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

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

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage.

V-7-1-Refoulement : SP1–RT1**a) Vannage**

$$H'_c = 163m$$

$$h_v = H'_c - HMT = 163 - 156 = 7m$$

$$\eta_{inst} [av, van] = 79.3\% \quad (\text{figure V.15}).$$

$$\eta_{inst} [ap, van] = 79.3 * \frac{156}{156+7} \Rightarrow \eta_{inst} [ap, van] = 75.89\%$$

Moyennant la formule IV.13 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1145.69}{4} \Rightarrow Q = 286.42m^3/h .$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 286.42 * 163}{0.7589 * 3600} = 167.63 \text{ Kw}$$

b) Diminution du temps de pompage

Prend le point de fonctionnement tel qu'il est (Q_A, H_A et η_A) c.à.d. le débit a relevé sera supérieur au débit demandé, donc on peut utiliser un mode de réglage qu'on l'appelle Diminution du temps de pompage.

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{318}{337} * 20 \Rightarrow t' = 18h 53 \text{ min } 13sec$$

Le rendement correspondant au débit $Q_A=1213.2 \text{ m}^3/h$ est : 79.3 % (figure V.15) ; Moyennant la formule IV-13 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance

absorbée, sachant que: $Q = \frac{Q_A}{n}$ Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1213.2}{4} \Rightarrow Q = 303.3m^3/h . \quad \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 303.3 * 156}{0.793 * 3600} = 163.63 \text{ Kw}$$

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	337
H	m	156	157
P2	kW		657
Rend.	%		79.3
NPSH	m		3.27

Figure N°V.15: Les paramètres caractéristiques de la SP1

Conclusion :

On opte pour le réglage par Diminution du temps de pompage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale. $P_{abs} = 163.63$ Kw

Remarque : Les tableaux suivants représentent les deux modes de réglage (**Vannage et Diminution du temps de pompage**) de différentes stations de pompage.

a) **Vannage**

Tableau V-8-Rendement de la pompe après vannage

station	η_{inst} [av, van] %	H'_c (m)	H_{app} (m)	h_v (m)	η_{inst} [ap, van] %
SP1	79.3	163	156.07	7	75.89
SP2	76.9	54	46.76	7	66.93
SP3	76.3	254	251.52	2	75.70
SP4	77.5	244	240.22	4	75.64
SR2	77.6	230	229.26	1	77.26
SR3	79.7	238	225.79	13	75.35

Tableau V-9-Puissance de la pompe après vannage

station	Q_{app} (m ³ /h)	H_{app} (m)	η_{inst} [av, van] %	P_{abs} [av, van] (Kw)	P_{abs} [ap, van] Kw)
SP1	286.42	156.07	79.3	164.25	167.63
SP2	286.42	46.76	76.9	58	62.97
SP3	286.42	251.52	76.3	260	261.89
SP4	229.14	240.22	76.9	204	199.86
SR2	229.14	229.26	77.6	194	185.88
SR3	286.42	225.79	79.7	226.25	246.54

Tableau V-10-Le nouveau temps de fonctionnement des pompes de chaque station de pompage :

station	Q_{app} (m ³ /h)	$Q_{pt\ fct}$ (m ³ /h)	t (h)	t' (h)
SP1	1145.69	1213.2	20	18h 53 min 13sec
SP2	1145.69	1260	20	18h 11 min 8sec
SP3	1145.69	1162.8	20	19h 42 min 21sec
SP4	1145.69	1188	20	19h 17 min 16sec
SR2	1145.69	1202.4	20	19h 3 min 24sec
SR3	1145.69	1170	20	19h 35 min 4sec

Tableau V-11- Puissance de la pompe après Diminution du temps de pompage

station	$Q_{pt\ fct}$ (m ³ /h)	H_{app} (m)	η_{inst} [av, van] %	P_{abs} [av, van] (Kw)	P_{abs} [ap, van] Kw)
SP1	303.3	156.07	79.3	164.25	162.66
SP2	303.3	46.76	76.9	58	50.26
SP3	303.3	251.52	76.3	260	272.45
SP4	242.64	240.22	76.9	204	258.18
SR2	242.64	229.26	77.6	194	244.18
SR3	303.3	225.79	79.7	226.25	234.15

V-7-2-Refoulement : SP2–RT2

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	350
H	m	47	50.2
P2	kW		232
Rend.	%		76.9
NPSH	m		4.09

Figure N°V.16 : Les paramètres caractéristiques de la SP2

Conclusion :

On opte pour le réglage par Diminution du temps de pompage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale. $P_{abs} = 50.26$ Kw

V-7-3-Refoulement : SP3–RT3

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	323
H	m	252	253
P2	kW		1040
Rend.	%		76.3
NPSH	m		7.95

Figure N°V.17 : Les paramètres caractéristiques de la SP3

Conclusion :

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale $P_{abs} = 261.89Kw$

V-7-4-Refoulement : SP4–SR1

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	330
H	m	240	242
P2	kW		1020
Rend.	%		76.9
NPSH	m		2.34

Figure N°V.18 : Les paramètres caractéristiques de la SP4

Conclusion :

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale $P_{abs} = 199.86Kw$

V-7-5-Refoulement : SR1– SR2

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	318
H	m	228	228
P2	kW		896
Rend.	%		79.7
NPSH	m		2.91

Figure N°V.19 : Les paramètres caractéristiques de la SR1

Conclusion :

Dans cette station de reprise, aucun réglage n'a effectué car, le point de fonctionnement effectif est identique à celui du point de fonctionnement demandé.

V-7-6-Refoulement : SR2– SR3

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	334
H	m	229	231
P2	kW		970
Rend.	%		77.6
NPSH	m		2.37

Figure N°V.20 : Les paramètres caractéristiques de la SR2

Conclusion :

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale $P_{abs} = 185.88 \text{ Kw}$

V-7-7-Refoulement : SR3–RT4

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	318	325
H	m	225	226
P2	kW		905
Rend.	%		79.7
NPSH	m		3.02

Figure N°V.21: Les paramètres caractéristiques de la SR3

Conclusion :

On opte pour le réglage par Diminution du temps de pompage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale. $P_{abs} = 234.15 \text{ Kw}$

V-8-Description des pompes**V-8-1-Groupe électropompe N°1 (PM 125/ 2 B)**

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe:2340kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau V-12

Tableau V-12: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°1

symbole	Dimension (mm)	symbol e	Dimension (mm)
A	2380	I	760
B	1730	L	710
C	245	M	22
D	337	N	160
D _{Na}	150	O	50
D _{Nm}	125	P	475
E	181	Q	795
F	300	R	982
G	1130	V	320
H	481		

V-8-2-Groupe électropompe N°1 (MEC-A 4/125E)

- - Pompe Centrifuge monocanal à axe horizontal
- - Palier de base à roulements à bain d'huile
- Poids de la pompe:616kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- - Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- - Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- - Arbre en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable.

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-13: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°2

symbole	Dimension (mm)	symbol e	Dimension (mm)
A	1827	I	640
B	165	L	20
C	1406	M	42
D	250	N	140
D _{Na}	150	O	420
D _{Nm}	125	P	845
E	250	Q	910
F	906	R	---
G	500	V	---
H	690		

V-8-3- Groupe électropompe N°3 (PM 125/ 3 B)

- - Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe:2170kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-14: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°3

symbole	Dimension (mm)	symbol e	Dimension (mm)
A	2612	I	870
B	2080	L	820
C	345	M	22
D	337	N	180
D _{Na}	150	O	50
D _{Nm}	125	P	535
E	181	Q	855
F	350	R	1080
G	1380	V	320
H	531		

V-8-4-Groupe électropompe N°4 (PM 150/ 8 A)

- - Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe:2850kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- - Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- - Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- - Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-15: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°4

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	3459	I	870
B	2867	L	820
C	1110	M	20
D	351	N	180
D _{Na}	200	O	42
D _{Nm}	150	P	535
E	236	Q	905
F	400	R	1080
G	2067	V	370
H	636		

V-8-5-Groupe électropompe N°5 (PM 150/ 8 A)

- - Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe: 2850kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- - Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- - Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- - Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-16: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de reprise N°1

symbole	Dimension (mm)	symbol e	Dimension (mm)
A	3459	I	870
B	2867	L	820
C	1110	M	20
D	351	N	180
D _{Na}	200	O	42
D _{Nm}	150	P	535
E	236	Q	905
F	400	R	1080
G	2067	V	370
H	636		

V-8-6-Groupe électropompe N°5 (PM 150/ 8 B)

- - Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe: 2850kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- - Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- - Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- - Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-17: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de reprise N°2

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	3459	I	870
B	2867	L	820
C	1110	M	20
D	351	N	180
D _{Na}	200	O	42
D _{Nm}	150	P	535
E	236	Q	905
F	400	R	1080
G	2067	V	370
H	636		

V-8-7-Groupe électropompe N°5 (PM 150/ 8 A)

- - Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe: 2850kg

Matériau des principaux organes de la pompe:

- - Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- - Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- - Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-18: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de reprise N°3

symbole	Dimension (mm)	symbol e	Dimension (mm)
A	3459	I	870
B	2867	L	820
C	1110	M	20
D	351	N	180
D _{Na}	200	O	42
D _{Nm}	150	P	535
E	236	Q	905
F	400	R	1080
G	2067	V	370
H	636		

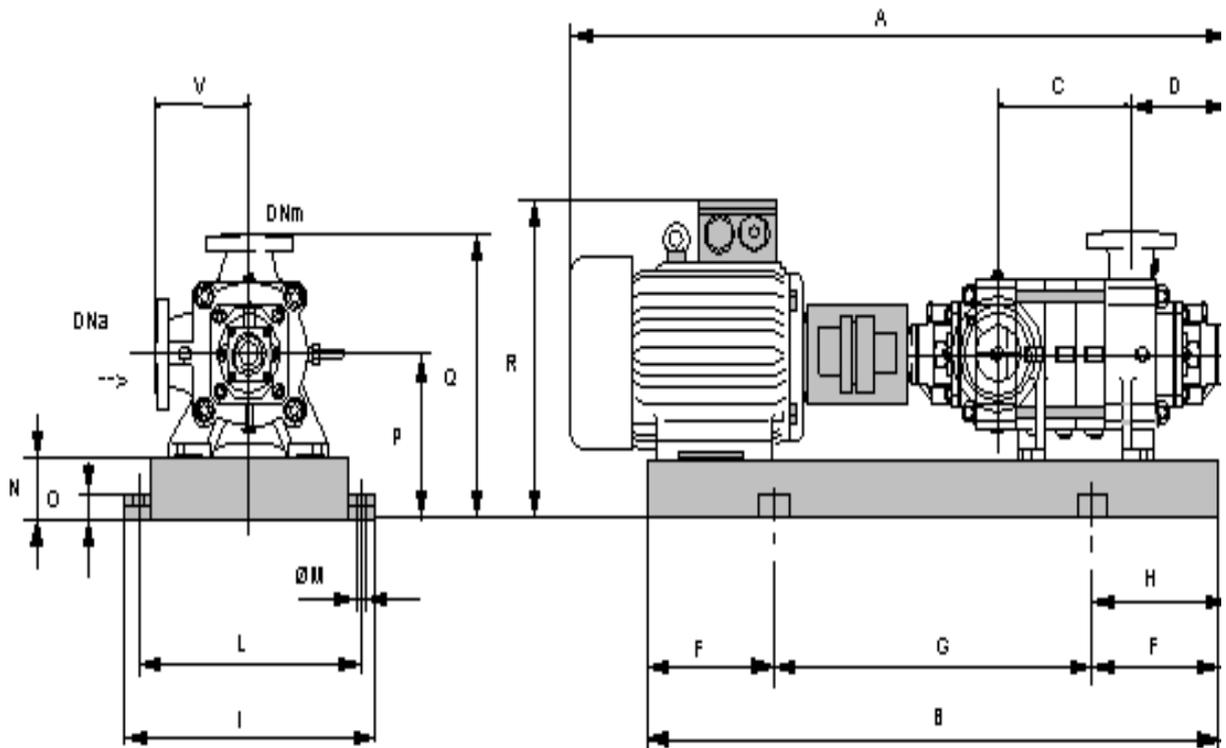


Figure V.20 : Schéma d'une pompe centrifuge



Figure V.21 : Schéma d'une station de pompage

V-9-Caractéristiques du moteur

Moteur de la pompe N°1 (315 L4-200)

Fréquence:50HZ

Tension nominale:400V

Vitesse nominale:1450tr/min

Nombre de pôles:4

Classe d'isolement : F

Degré de protection: IP 55

Moteur de la pompe N°2 (250 M2-55)

Fréquence:50HZ

Tension nominale:400V

Vitesse nominale:2950tr/min

Nombre de pôles:2

Classe d'isolement: F

Degré de protection: IP 55

Moteur de la pompe N°3 (355 L2-315)

Fréquence:50HZ

Tension nominale:400V

Vitesse nominale:2950tr/min

Nombre de pôles:2

Classe d'isolement: F

Degré de protection: IP 55

Moteur de la pompe N°4 (355 M4-250)

Fréquence:50HZ
Tension nominale:400V
Vitesse nominale:1450tr/min
Nombre de pôles:4
Classe d'isolement: F

Moteur de la pompe N°5 (355 M4-250)

Fréquence:50HZ
Tension nominale:400V
Vitesse nominale:1450tr/min
Nombre de pôles:4
Classe d'isolement : F
Degré de protection: IP 55

Moteur de la pompe N°6 (355 M4-250)

Fréquence:50HZ
Tension nominale:400V
Vitesse nominale:1450tr/min
Nombre de pôles:4
Classe d'isolement : F
Degré de protection: IP 55

Moteur de la pompe N°7 (355 M4-250)

Fréquence:50HZ
Tension nominale:400V
Vitesse nominale:1450tr/min
Nombre de pôles:4
Classe d'isolement : F
Degré de protection: IP 55

Conclusion

Après le choix, nous sommes adaptés pour des pompes centrifuges multicellulaires et monocellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les stations de pompage projetées. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés. Afin d'assurer le débit demandé, nous sommes astreints d'appliquer les modes de réglage des pompes

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CANALISATION

INTRODUCTION

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

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

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VII-1- Protection des conduites contre la corrosion [11]**VII-1-1-Définition**

La corrosion est définie comme étant l'attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs et intérieurs, qui sont en liaison soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques, situées au voisinage du réseau soit aussi avec la nature de l'eau transportée.

VII-1-2-Les facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux sur tout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VII-1-3-Corrosion externe

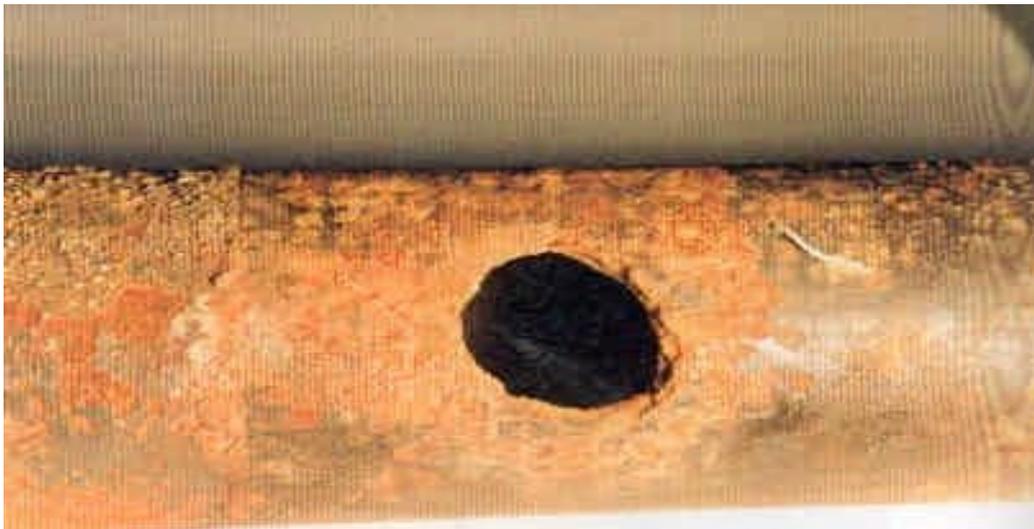


Figure VI-1: Corrosion externe dans une conduite.

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VII-1-4-La corrosion interne

Figure VI-2: Corrosion interne dans une conduite.

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VII-1-5-Protection des conduites contre la corrosion externe [9], [10]

Si une protection appropriée n'est pas envisagée la tuyauterie peut se détruire du fait des perforations en forme de caractère ou attaque sous forme de couche de rouille.

La conduite peut être protégée comme suite :

- Revêtir convenablement les tuyaux d'une enveloppe isolante (mélange de bitume et de soie de verre imprégnée)
- assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.
- poser la conduite de façon à éviter la détérioration de cette protection.
- Eviter la formation des pille géologique.



Figure VI-3: Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène

VII-1-6-Protection des conduites contre la corrosion interne :

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- Que la pose doit se faire avec soin

Conclusion :

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en acier, traversant des terrains agressifs.

VII-2-Protection des conduites contre le coup de bélier

VII-2-1-Généralité

Le fonctionnement d'un réseau de conduites, en régime transitoire, est caractérisé par des pressions et vitesses variables dans le temps contrairement au cas du régime permanent. Ces variations sont accompagnées par le phénomène de propagation des ondes de pressions qui parcourent le réseau pendant un certain temps jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent. Lors du dimensionnement des conduites d'adduction, travaillant notamment en refoulement, les conduites choisies après optimisation possèdent des pressions de service P_s définies, et qu'on ne doit pas dépasser. C'est justement là où intervient le calcul du réseau, en régime transitoire pour prévoir les pressions P_t susceptibles de se produire. Si la pression totale P_t est inférieure à la pression P_s de service, il n'y a évidemment pas de

danger. Par contre, si le contraire s'observe, le danger existe, et l'on doit choisir entre les deux solutions suivantes :

- Changer la classe des conduites pour une pression de service supérieure.
- Atténuer les pressions transitoires par les moyens de protection (protection anti – bélier).

VII-2-2-Causes du coup de bélier

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. Modification de la vitesse d'une pompe.
5. Variation d'un plan d'eau.
6. La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII-2-3-Risques dus aux coups de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieur à 10mce,

il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés.

Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres, à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VII-2-4-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air : 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.

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : 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.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations contre le coup de bélier, le réservoir d'air.

VII- 3- Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important, dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

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

Remarque :

Dans notre étude, nous avons choisir la méthode de VIBERT

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \tag{VI.3}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s)

g : Accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

La charge statistique absolue :

$$Z_{Max} = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} + 10 \tag{VI.3}$$

On a:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{Max}}{Z_0} h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \\ U_0 = \frac{U_0}{LS} * L * S \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{min}}{Z_0} \text{ (voir annexe 3)}$$

$$U_0 * Z_0 = U_{Max} * Z_{min} \Rightarrow U_{Max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

U_{Max} : Volume du réservoir d'air.

Application

- *Les données de base*

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.1 :

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Acier	600	0.283	1.13	2714	146.87
SP 2	Acier	600	0.283	1.13	4523	31.52
SP 3	Acier	600	0.283	1.13	7951	227.10
SP 4	Acier	600	0.283	1.13	1626	234.71
SR 1	Acier	600	0.283	1.13	5739	208.81
SR 2	Acier	600	0.283	1.13	4770	213.09
SR 3	Acier	600	0.283	1.13	2882	216.02

Remarque : SP : station de pompage
SR : station de reprise

- *Calcul de la célérité d'onde « C »*

La célérité d'onde « c » donnant le coup de bélier est déterminée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.0710^9$ à 20° c.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a. : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0.3$ (Acier)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s=0.33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E = 2.10^{11}$ Pas

E_s : Module de Yong du sol considéré ($E=200\text{Mpa}$)

Remarque :

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont les même dans tout les tronçons (diamètre constant : $D=600\text{mm}$)

Tableau VI.2: Les caractéristiques des conduites de refoulement :

D (mm)	Type de matériau	e(m)	a(m)	E_m (*10 ¹¹ Pa.s)	v_m
600	Acier	0.0075	0.3	2	0.33

A.N :

D'après la formule (VI.4), La célérité d'onde « c » est égale :

$$C = 1098.75 \text{ m/s}$$

- *Calcul des capacités des différents réservoirs d'air*

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI.3 :

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	C () m/s	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h ₀ /Z ₀	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$	U ₀ (m3)	U _{max} (m3)	Volume normalisé (litre)
SP 1	1098.75	273.43	283.43	1.81	0.000238	0.61	0.0016	1.23	2.01	2000
SP 2	1098.75	158.08	168.08	4.04	0.000412	0.55	0.0022	2.82	5.12	6000
SP 3	1098.75	353.66	363.66	1.53	0.000184	0.71	0.0024	5.4	7.61	8000
SP 4	1098.75	361.27	371.27	1.52	0.000180	0.705	0.0024	1.1	1.57	2000
SR 1	1098.75	335.37	345.37	1.58	0.000194	0.728	0.0022	3.57	4.91	5000
SR 2	1098.75	339.65	349.65	1.57	0.000192	0.728	0.0022	2.97	4.08	4000
SR 3	1098.75	342.58	352.58	1.56	0.000190	0.728	0.0022	1.79	2.46	3000

• *Caractéristiques final du réservoir d'air*

D'après la figure (VI-4) les dimensions du réservoir des stations de pompage sont représentées dans le tableau VI.4 :

Tableau VI.4 : dimensions du réservoir des stations de pompage et de reprise

Station	capacité (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP2	6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400
SP3	8000	1500	4790	2070	3200	150	1200	158	400
SR1	5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400
SR2	4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400
SR3	3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400

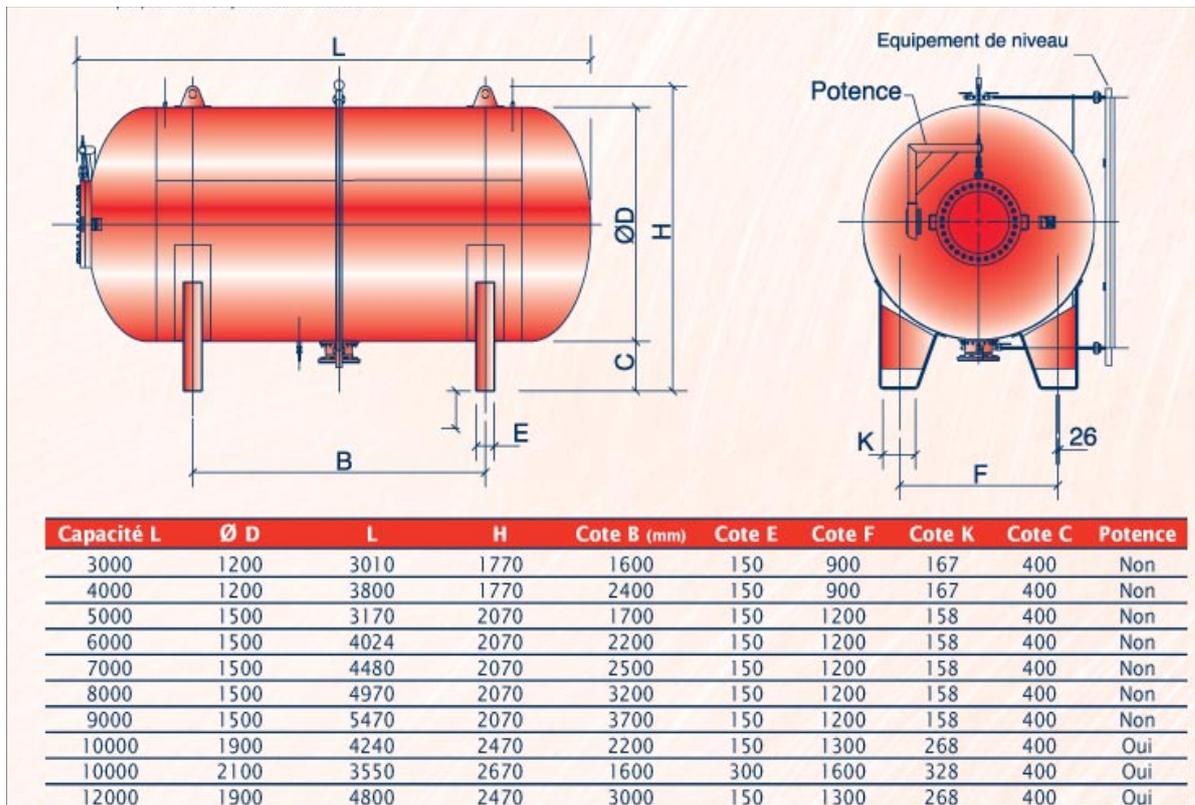


Figure VI-4 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATT

D'après la figure (VI-5) les dimensions du réservoir d'air de la station de pompage N°1 et N°4 sont représentés dans le tableau VI-5

Tableau VI-5 : dimensions du réservoir d'air des stations de pompage :

Station	capacité (litre)	ØA (mm)	D (mm)	ØE (mm)	H (mm)	poids (Kg)
SP1	2000	1000	630	905	3070	490
SP4	2000	1000	630	905	3070	490

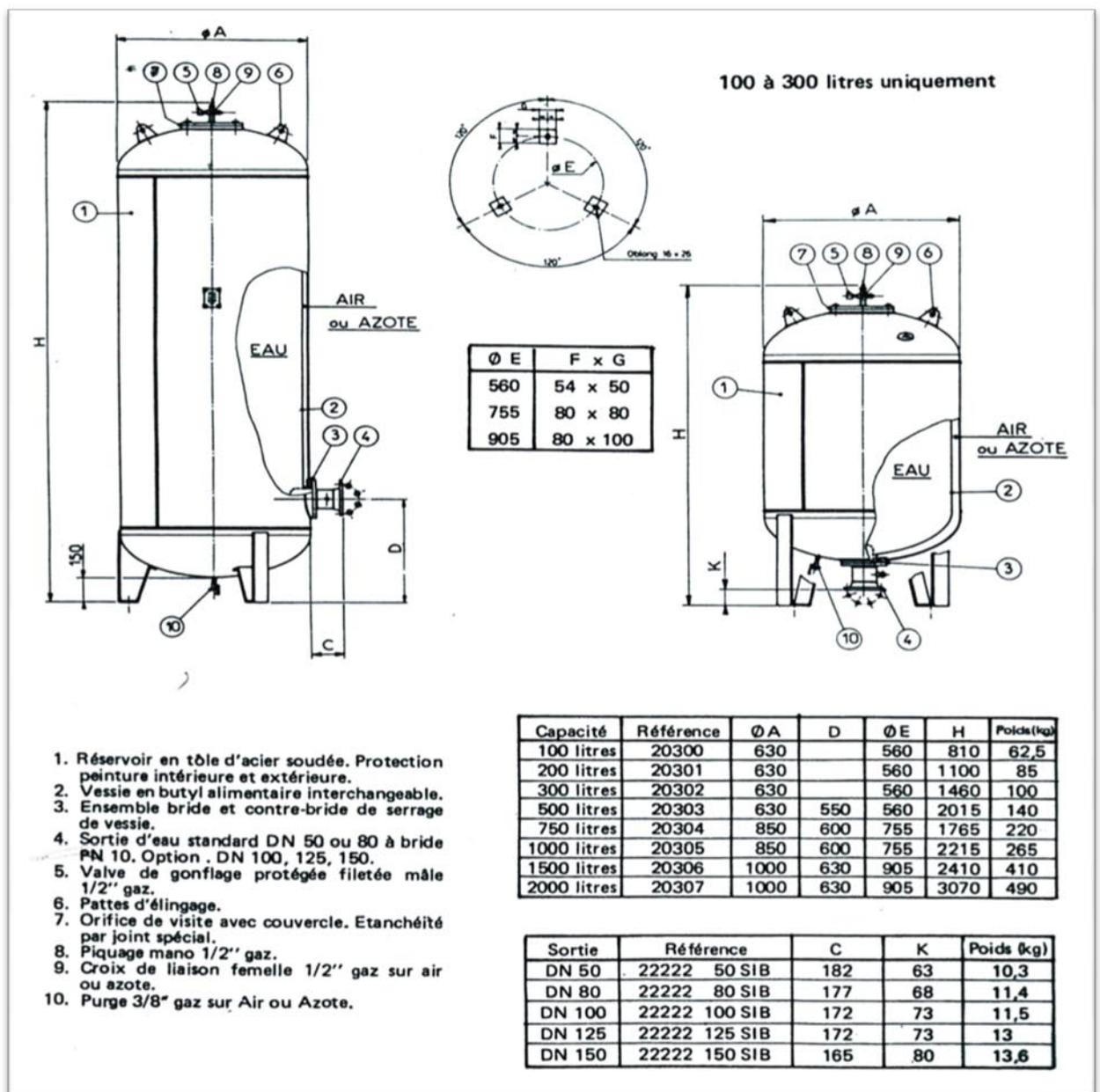


Figure VI-5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air

VII-4- Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-1)

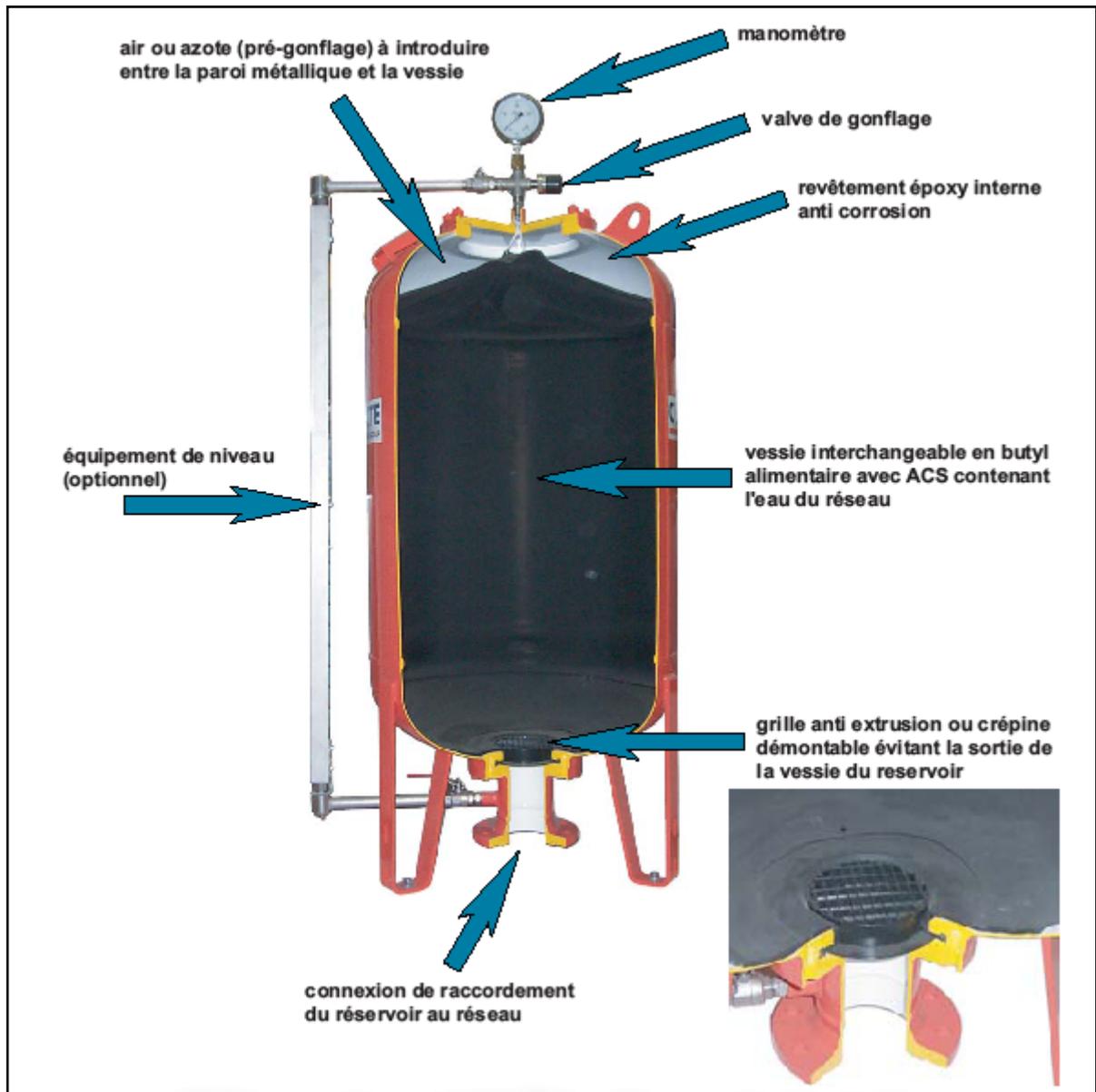


Figure VI.6 : Réservoir anti béliér à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

VII- 5- Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

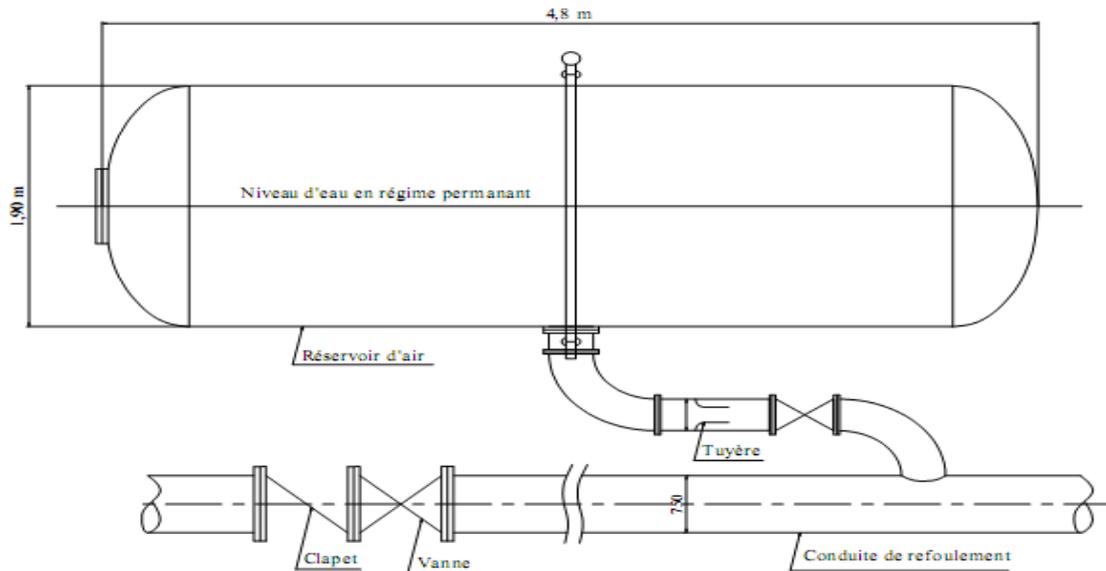


Figure VI-7: Schéma d'installation d'encombrement des réservoirs d'air Hydro fort CHARLATTE.

Conclusion :

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leur réalisation ; vue l'importance des ouvrages installés.

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. La protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la station de pompage (SP1) au réservoir tampon ; choisie comme exemple, sera au moyen d'un réservoir d'air de volume 3000l, ce dernier sera placé juste à la sortie de station de pompage. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en acier, traversant des terrains agressifs.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION

Un chantier est à la fois le lieu où l'on construit, et la réalisation même de la construction projetée, dans un délai donné. Il est limité dans le temps et dans l'espace, et sera pratiquement toujours différent des chantiers précédents. Il faut donc chaque fois repenser le problème de son organisation.

VII-1- Poses de la canalisation

L'excellente résistance à la corrosion, ainsi que tous les autres avantages qu'apportent les tubes d'acier seront obtenus grâce à une bonne installation. La conception des tubes prend en considération leur support par le lit de pose et le remplissage de la tranchée.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

VII-1-1- Pose en terre

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur assez suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. En suite, il sera recouvert d'un lit de pose de 0.1-0,2m d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

- Par du gravier, dans les terres ordinaires.
- Par de la pierre cassée, qui jouera le rôle de drain. Dans les terrains imperméables
- Béton maigre, dans les parties rocheuses très en pente.

La profondeur de la tranchée doit être :

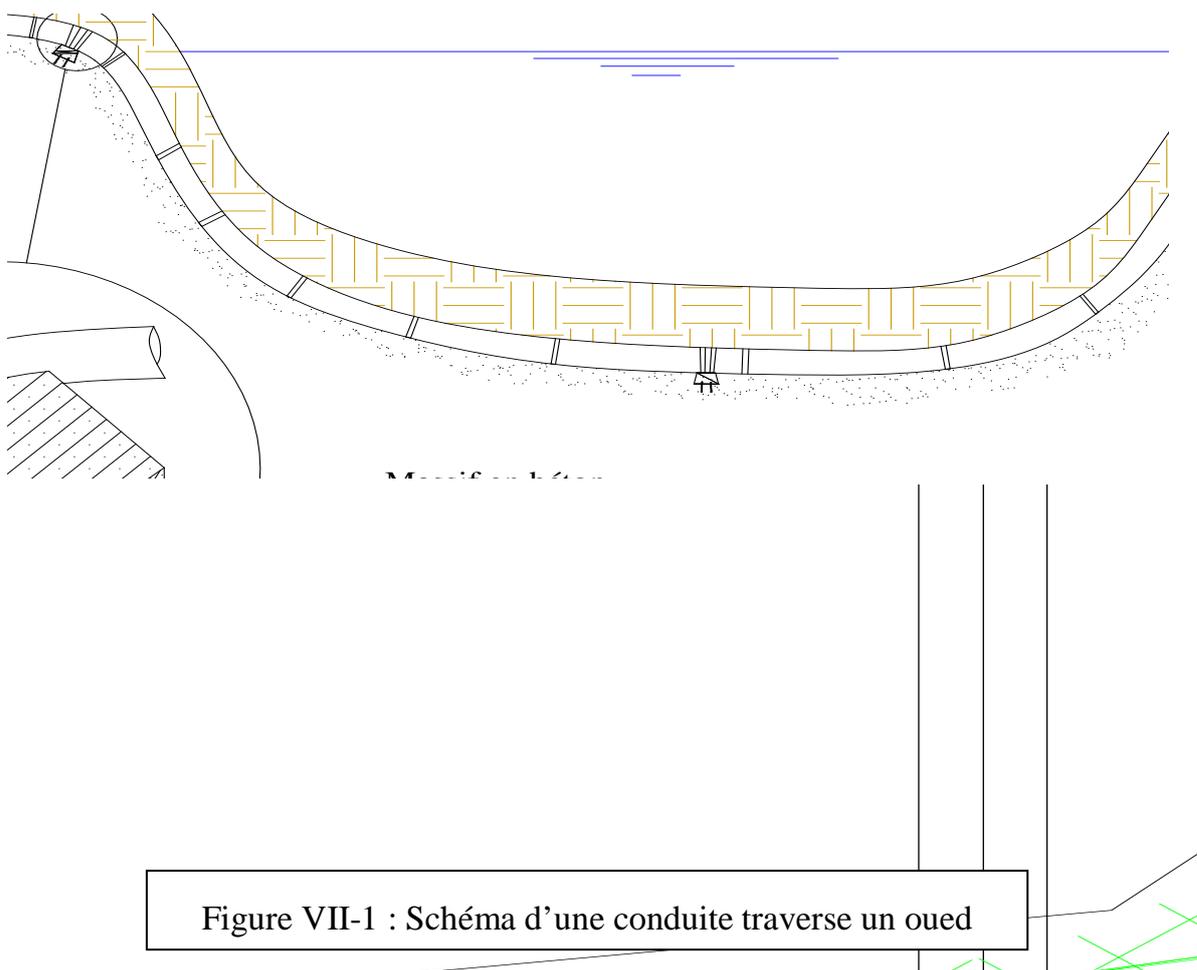
- Sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.
- déterminer de façon qu'une distance suffisante doive ménager au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (1,0m), calculer en fonction du diamètre

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

VII-1-2-Traversée des Oueds [2]

La pose de canalisation à la traversé d'un Oued demande certains travaux spéciaux en fonction de l'état de la traversé et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas (comme notre projet), on va choisir la traversé aérienne.

Le franchissement aérien des Oueds est assuré par l'implantation des piles au niveau du lit de l'Oued. Les piles seront dimensionnées d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.



VII-1-3-Traversées des routes

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route. Elles seront donc prévues des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquelles les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations. Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau.

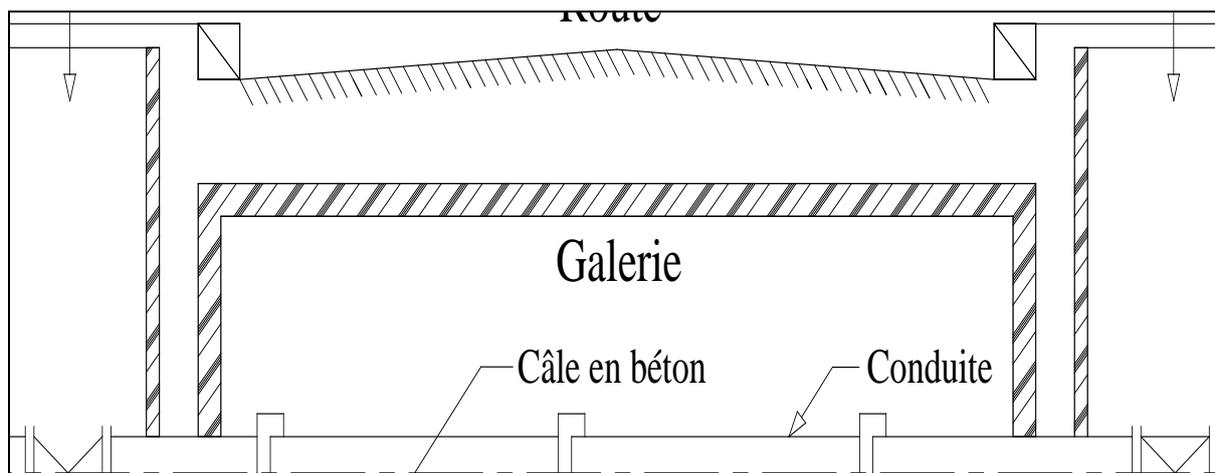


Figure VII.2 : Pose de canalisation en galerie

VII-1-4. Pose en pente de la canalisation

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, on retiendra qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne,
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en acier peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau,
- en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

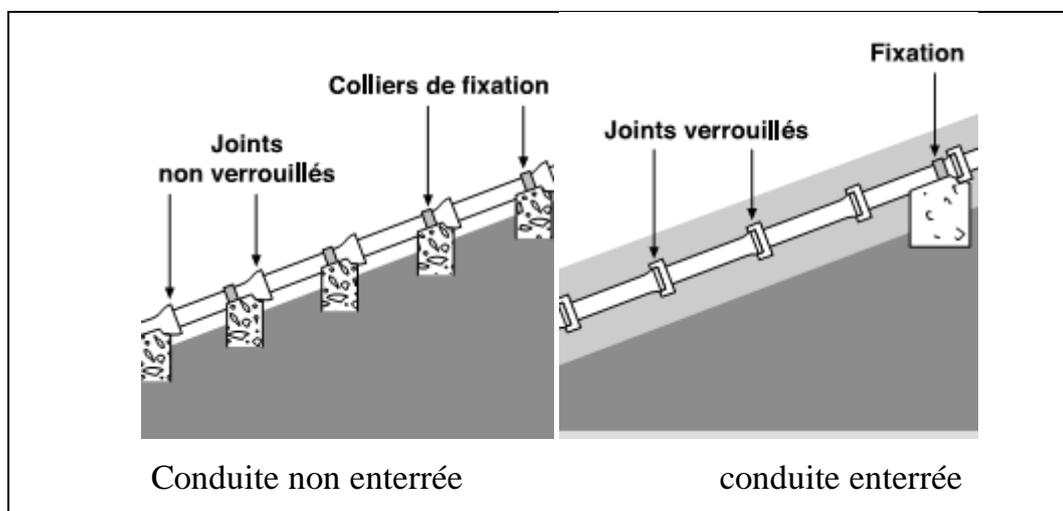


Figure VII.3 : Pose de canalisation en pente

VII-2-Essai sur la canalisation en place

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée, il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve.

- La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.
- La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%).
- La durée d'essai est d'au moins 30min.
- La variation de pression devra être supérieure à 0,2 bars.

VII-3-L'épreuve des joints et canalisations principales

Dans le but d'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VII-4-Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets vannes des branchements et des raccordements étant fermés.

VII-5-Différents travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII-6-Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII-6-1-Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que : $S_{exc} = b * h$ (VII.1)

S_{exc} : Surface des déblais de chaque coupe;

b : Largeur de la tranchée;

h : Profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (VII.2)$$

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

➤ **La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_l \quad (VII.3)$$

H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

h_l : Épaisseur du lit de pose $h_l=0.15m$

➤ **Largueur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0.6m \quad (VII.4)$$

b : Largeur de la tranchée (m)

D : Diamètre de la conduite (m).

VII-6-1-1-Détermination de la capacité du godé

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VII-1 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

*Comme le volume total est supérieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **1.25 m³**.

VII-6-1-2-Rendement d’exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \text{(VII-5)}$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.25 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d’utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l’habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,9

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la duré d’un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 25 s.

AN :

$$R_p = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,7}{30 \times 1,2} = 70m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour **R_p = 560 m³/j.**

VII-6-1-3-Calcul du Déblais d’excavation de l’adduction

Pour déterminer le volume à excaver le long de l’adduction, nous avons calculé les sections S =b*h (m²) du tranché par le logiciel COVADIS, et puis multiplier fois la longueur de chaque tronçon pour trouver le volume de déblais d’excavation total.

Remarque :

Pour calculer le volume de déblais de l’adduction (conduite), on prend comme exemple le tronçon : SP1- RT Mahfouda ; représenté par le tableau (VII-2).

Tableau VII.2 : Calcul du volume des déblais du tronçon SP1- RT MAHFOUDA

point	h(m)	b(m)	S (m ²)	Smoy(m ²)	L(m)	V (m ³)
1	1.7	1.2	2.04	2.035	258.38	525.8
2	1.69	1.2	2.03			
3	1.75	1.2	2.1	2.22	711.4	1579.31
4	1.75	1.2	2.1	2.1	351.6	738.36
5	1.77	1.2	2.12	2.11	318.26	671.53
6	1.76	1.2	2.11	2.115	526.91	1114.41

Remarque :

Le volume total de déblais d'excavation de toute l'adduction de ce projet est égale à :

$$V_{déblais} = 101236m^3$$

VII-6-2-Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur ;

$$V_s = b * e * L \tag{VII-6}$$

Vs : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII-3)

Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable

tronçon	b (m)	e (m)	L(m)	V (m3)
SP1-Réservoir tampon Mahfuoda	1.2	0.15	2714	488.52
Réservoir tampon Mahfuoda -SP2	1.1	0.15	3315	546.97
SP 2 -Réservoir tampon 02	1.2	0.15	4523	814.14
Réservoir tampon 2 -SP 3	1.1	0.15	10318	1702.47
SP 3 -Réservoir tampon 3	1.2	0.15	7951	1431.18
Réservoir tampon 3 -SP 4	1.1	0.15	3151	519.92
SP 4 - SR 1	1.2	0.15	1626	292.68
SR 1 -SR 2	1.2	0.15	5739	1033.02
SR 2 - SR 3	1.2	0.15	4770	858.6
SR 3 - Réservoir tampon Guenzet	1.2	0.15	2880	518.4
Total				8206 m³

VII-6-3- 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

$$S_c = \frac{\pi.D^2}{4} \quad \text{(VII-7)}$$

Avec :

S_c : Section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VII-8)}$$

Avec :

V_c : Volume de la conduite (m³) ;

L : Longueur de la conduite.

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau (VII-4)

Tableau VII.4:calcul du volume de la conduite

tronçon	D (mm)	Sc(m ²)	L(m)	V (m ³)
SP1-Réservoir tampon Mahfuoda	600	0.283	2714	768.1
Réservoir tampon Mahfuoda -SP2	500	0.196	3315	649.74
SP 2 -Réservoir tampon 2	600	0.283	4523	1280
Réservoir tampon 2 -SP 3	500	0.196	10318	2022.32
SP 3 -Réservoir tampon 3	600	0.283	7951	2250.13
Réservoir tampon 3 -SP 4	500	0.196	3523	690.51
SP 4 - SR 1	600	0.283	1626	460.16
SR 1 -SR 2	600	0.283	5739	1624.14
SR 2 - SR 3	600	0.283	4770	1349.91
SR 3 - Réservoir tampon Guenzet	600	0.283	2880	815.1
Total				11910m³

VII-6-4-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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \tag{VII-9}$$

Avec :

V_r : Volume du remblai

V_{exc} : Volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : Volume occupé par la conduite.

V_s : Volume du lit de sable.

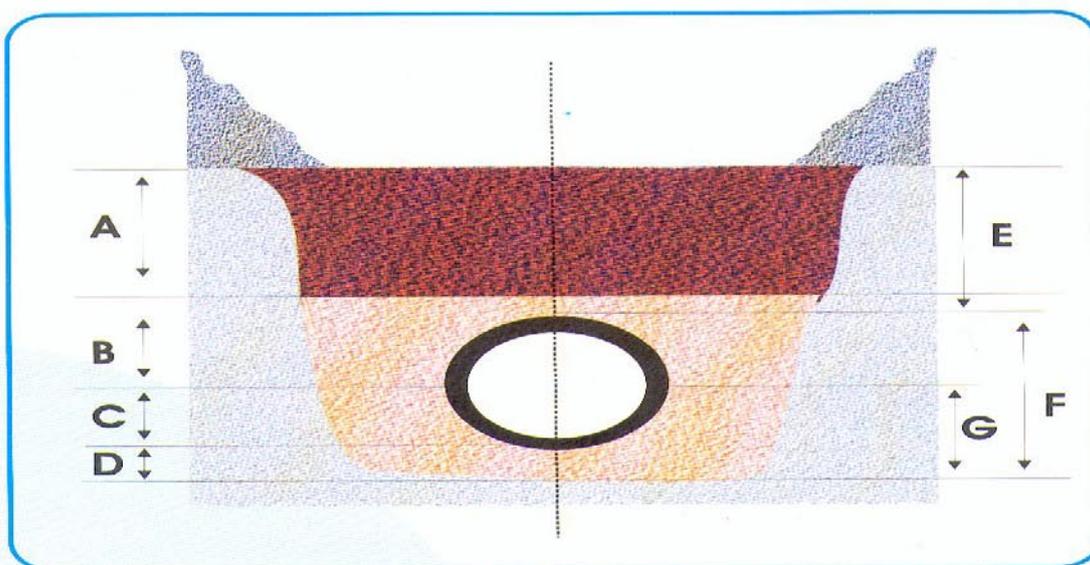
A.N : $V_r = 101236 - 8206 - 11910 = 81120m^3$

Le schéma ci-après montre les couches, les matériaux, et les hauteurs de remblai pour le remblayage des fouilles :

Remblayage des fouilles

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm (1)	Couche d'au mois 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique
 (2) : après élimination des éléments impropres.



A	Remblai supérieur
B	Remblai de protection
C	Assise
D	Lit de pose
E	hauteur de couverture
F	Enrobage
G	Appui

Figure VII.4 : remblayage des fouilles

Remarque :

Le tableau suivant contient les différents volumes des travaux de l'adduction :

Tableau VII.5: Volumes des travaux de l'adduction :

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	101236
2	Lit de sable	m ³	8206
3	La conduite	m ³	11910
4	Remblais	m ³	81120
Totale		m³	202472

VII-7-Planification des travaux de l'adduction [8]

La planification a été inventée dans les années 1950 aux Etats-Unis dans le domaine de l'industrie. Elle s'est rapidement étendue au secteur du bâtiment, dans lequel une bonne coordination des tâches est primordiale pour le respect des délais.

Selon Carol Jullien, planificatrice chez O.F.Rénovation depuis octobre 2002, le planning est : une estimation de l'enchaînement et de la durée des activités du chantier

Il a pour objectif d'assurer la fin du projet dans la durée prévue, d'attribuer les ressources adéquates et surtout d'anticiper les problèmes. A cet effet, il se révèle un outil remarquable permettant aux responsables de prendre la bonne décision au bon moment.

Un planning comporte un certain nombre d'aspects qui décrivent le chantier :

- la durée des tâches
- la détermination des effectifs, la composition des équipes, la qualification des ouvriers
- le délai d'exécution contractuel, la prise en compte des intempéries et des congés payés
- l'enclenchement chronologique des tâches en fonction du phasage et des cycles de rotation

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VII-7-1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.6.

Tableau VII.6 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A1	Exécution des tranchées << tronçon SP1-Réservoir tampon Mahfuoda >>	11
B1	Exécution des tranchées << tronçon Réservoir tampon Mahfuoda -bâche SP2 >>	12
C1	Exécution des tranchées << tronçon SP 2 -Réservoir tampon 2 >>	16
D1	Exécution des tranchées << tronçon Réservoir tampon 2 -bâche SP 3 >>	43
E1	Exécution des tranchées << tronçon SP 3 -Réservoir tampon 3 >>	30
F1	Exécution des tranchées << tronçon Réservoir tampon 3 -bâche SP 4>>	3
G1	Exécution des tranchées << tronçon SP 4 - bâche SR 1 >>	5
H1	Exécution des tranchées << tronçon SR 1 -bâche SR 2 >>	24
I1	Exécution des tranchées << tronçon SR 2 - bâche SR 3 >>	18
J1	Exécution des tranchées << tronçon SR 3 - Réservoir tampon Guenzet >>	6
K1	Pose du lit de sable << tronçon SP1-Réservoir tampon Mahfuoda >>	7
L1	Pose du lit de sable << tronçon Réservoir tampon Mahfuoda -bâche SP2 >>	10
M1	Pose du lit de sable << tronçon SP 2 -Réservoir tampon 2 >>	14
N1	Pose du lit de sable << tronçon Réservoir tampon 2 -bâche SP 3 >>	26
O1	Pose du lit de sable << tronçon 3 -Réservoir tampon 3 >>	20
P1	Pose du lit de sable << tronçon Réservoir tampon 3 -bâche SP 4>>	11
Q1	Pose du lit de sable << tronçon SP 4 - bâche SR 1 >>	5
R1	Pose du lit de sable << tronçon SR 1 -bâche SR 2 >>	17
S1	Pose du lit de sable << tronçon SR 2 -bâche SR 3 >>	15
T1	Pose du lit de sable << tronçon SR 3 - Réservoir tampon Guenzet >>	9

La suite du tableau **VII.6**

Notation	Opération	Durée (jour)
U1	Pose de la canalisation << tronçon SP1-Réservoir tampon Mahfuoda >>	30
V1	Pose de la canalisation <<tronçon Réservoir tampon Mahfuoda -bâche SP2	37
W1	Pose de la canalisation << tronçon SP 2 -Réservoir tampon 2 >>	50
X1	Pose de la canalisation << tronçon Réservoir tampon 2 -bâche SP 3 >>	120
Y1	Pose de la canalisation << tronçon SP 3 -Réservoir tampon 3 >>	88
Z1	Pose de la canalisation << tronçon Réservoir tampon 3 -bâche SP 4>>	39
A2	Pose de la canalisation << tronçon SP 4 - bâche SR 1 >>	18
B2	Pose de la canalisation << tronçon SR 1 -bâche SR 2 >>	64
C2	Pose de la canalisation << tronçon SR 2 -bâche SR 3 >>	53
D2	Pose de la canalisation << tronçon SR 3 - Réservoir tampon Guenzet >>	32
E2	Remballage des tranchées << tronçon SP1-Réservoir tampon Mahfuoda >	8
F2	Remballage des tranchées << tronçon Réservoir tampon Mahfuoda -bâcheSP2	10
G2	Remballage des tranchées << tronçon SP 2 -Réservoir tampon 2 >>	13
H2	Remballage des tranchées << tronçon Réservoir tampon 2 -bâche SP 3 >>	33
I2	Remballage des tranchées << tronçon SP 3 -Réservoir tampon 3 >>	24
J2	Remballage des tranchées << tronçon Réservoir tampon 3 -bâche SP 4>>	11
K2	Remballage des tranchées << tronçon SP 4 - bâche SR 1 >>	5
L2	Remballage des tranchées << tronçon SR 1 -bâche SR 2 >>	17
M2	Remballage des tranchées << tronçon SR 2 -bâche SR 3 >>	14
N2	Remballage des tranchées << tronçon SR 3 - Réservoir tampon Guenzet >>	9

II-7-2-Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l’adduction dans le tableau VII.7.

Tableau VII-7:tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction

Opération	Succède	Précède	Opération	Succède	Précède
A1	-----	B1 K1	U1	K1	E2 V1
B1	A1	C1 L1	V1	L1 U1	F2 W1
C1	B1	D1 M1	W1	M1 V1	G2 X1
D1	C1	E1 N1	X1	N1 W1	H2 Y1
E1	D1	F1 O1	Y1	O1 X1	I2 Z1
F1	E1	G1 O1	Z1	P1 Y1	J2 A2
G1	F1	H1 Q1	A2	Q1 Z1	K2 B2
H1	G1	I1 R1	B2	R1 A2	L2 C2
I1	H1	J1 S1	C2	S1 B2	M2 D2
J1	I1	T1	D2	T1C2	N2
K1	A1	U1	E2	U1	F2
L1	B1 K1	V1 L1	F2	V1 E2	G2
M1	C1 L1	W1 M1	G2	W1 F2	H2
N1	D1 M1	X1 N1	H2	X1 G2	I2
O1	E1 N1	Y1 O1	I2	Y1 H2	J2
P1	F1 O1	Z1 P1	J2	Z1 I2	K2
Q1	G1 P1	A2 Q1	K2	A2 J2	L2
R1	H1 Q1	B2 R1	L2	B2 K2	M2
S1	I1 R1	C2 S1	M2	C2 L2	N2
T1	J1 S1	D2T1	N2	D2 M2	-----

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la (figure VII.5) où les dates de commencement et de finissions au plutôt, les dates de commencement et de finissions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vert portées sur la figure (VII.5) représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l’adduction du projet est de **558** jours, soit environ 19 mois. (1année et 7mois)

VII-8-Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII-8-1-Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques. (Voir schéma ci après)



Figure VII.6 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VII-8-2-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 VII.7 : Chargeur

VII-8-3-Compacteur (vibrateur de sol)

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 VII.8 : Compacteur

Conclusion

L'organisation de chantier est une question très importante pour un ingénieur, car le rôle de celui-ci est de faire gagner de l'argent, Une bonne organisation de chantier, surtout si il est très important, permet d'économiser beaucoup d'argent à l'entreprise de réalisation.

Dans ce chapitre nous avons fait un devis quantitatif pour la conduite d'adduction, après avoir les différents types de leur installation.

Par la suite nous avons dressé le planning (réseau à nœud) d'exécution des travaux de la conduite d'adduction, et nous avons trouvé une période de réalisation de 19 mois

Et enfin nous avons déterminé les engins adaptés pour chaque tâche.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre objectif essentiel qui représenté :

- ✚ L'alimentation en eau potable à partir de la station de traitement du barrage **TICHY-HAF** vers la zone d'étude répondant aux besoins de la population sans faire recours aux ressources existantes dans la région.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **88130** habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les communes concernées par l'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **22913.8** m³/j des eaux du barrage **TICHY-HAF**

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et selon leur rôle a destiné ; et cela sur le long de notre adduction, on a projeté quatre réservoirs tampon de tel sort à assurer une alimentation gravitaire des bâches d'aspiration des stations de pompage situées à l'aval.

L'importance de longueur de l'adduction (plus de 47 Km), et la grande différence d'altitude qui est de 1123m entre la station de traitement et le dernier réservoir tampon projeté, a exigé l'implantation de plusieurs stations de pompage soit : quatre stations de pompage, puis trois stations de reprise, pour élever l'eau jusqu'à le réservoir tampon de GUENZET; avec le choix des pompes adéquat dans chaque station.

La protection de ce réseau est prise en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire la protection contre :

- ✚ le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement ;
- ✚ les pressions exagérées dues aux différences d'altitudes, c'est la projection des régulateurs de pression. pour la partie gravitaire.
- ✚ la corrosion de conduites ou on a abouti à faire une manche en polyéthylène.

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.

En fin; Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère qu'on a trouvé les meilleurs solutions pour résoudre le problème de l'eau potable des régions éloignées de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, et de Setif.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **Etude d'avant projet détaillé** de l'alimentation en eau potable des centres de BENI OURTILENE et GUENZET à partir du barrage de TICHY- HAF
- [2] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année.
- [3] **ERIC DROUART** et **MICHEL VOUILLAMOZ**«Alimentation en eau des populations menacées», édition Hermann 1999.
- [5] **Cours quatrième année** (module : Pompes et Stations de Pompage)
- [6] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau »
- [7] **Cours cinquième année** (module : Pompes et Stations de Pompage)
- [9] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) »,
- [10] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997.
- [11] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977

Site internet

- [4] www.gest-l'eau.org/pratiques
- [8] www.lerucher.com/secteur/metiers_btp/btp3.asp

Catalogues

- CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXE

Annexe I:

Tableau II.9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe II:

Tableau II-10-Variation du débit horaire pour la commune d'OULED.DAHMANE

Heures	Consommation totale Q _{maxj} =6609.46m ³ /j		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1.50	99.14	1.50	99.14
1--2	1.50	99.14	3.00	198.28
2--3	1.50	99.14	4.50	297.43
3--4	1.50	99.14	6.00	396.57
4--5	2.50	165.24	8.50	561.80
5--6	3.50	231.33	12.00	793.14
6--7	4.50	297.43	16.50	1090.56
7--8	5.50	363.52	22.00	1454.08
8--9	6.25	413.09	28.25	1867.17
9--10	6.25	413.09	34.50	2280.26
10--11	6.25	413.09	40.75	2693.35
11--12	6.25	413.09	47.00	3106.45
12--13	5.00	330.47	52.00	3436.92
13--14	5.00	330.47	57.00	3767.39
14--15	5.50	363.52	62.50	4130.91
15--16	6.00	396.57	68.50	4527.48
16--17	6.00	396.57	74.50	4924.05
17--18	5.50	363.52	80.00	5287.57
18--19	5.00	330.47	85.00	5618.04
19--20	4.50	297.43	89.50	5915.47
20--21	4.00	264.38	93.50	6179.85
21--22	3.00	198.28	96.50	6378.13
22--23	2.00	132.19	98.50	6510.32
23--24	1.50	99.14	100.00	6609.46

Annexe II:**Tableau II-11** : Variation du débit horaire pour la commune de TASSAMERT

Heures	Consommation totale Q _{maxj} =2862.34m ³ /j		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1.5	42.94	1.5	42.94
1--2	1.5	42.94	3	85.87
2--3	1.5	42.94	4.5	128.81
3--4	1.5	42.94	6	171.74
4--5	2.5	71.56	8.5	243.30
5--6	3.5	100.18	12	343.48
6--7	4.5	128.81	16.5	472.29
7--8	5.5	157.43	22	629.71
8--9	6.25	178.90	28.25	808.61
9--10	6.25	178.90	34.5	987.51
10--11	6.25	178.90	40.75	1166.40
11--12	6.25	178.90	47	1345.30
12--13	5	143.12	52	1488.42
13--14	5	143.12	57	1631.53
14--15	5.5	157.43	62.5	1788.96
15--16	6	171.74	68.5	1960.70
16--17	6	171.74	74.5	2132.44
17--18	5.5	157.43	80	2289.87
18--19	5	143.12	85	2432.99
19--20	4.5	128.81	89.5	2561.79
20--21	4	114.49	93.5	2676.29
21--22	3	85.87	96.5	2762.16
22--23	2	57.25	98.5	2819.40
23--24	1.5	42.94	100	2862.34

Annexe II:**Tableau II-12** Variation du débit horaire pour la commune de ZEMMOURA

Heures	Consommation totale Q _{maxj} =5265.78m ³ /j		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1.5	78.99	1.5	78.99
1--2	1.5	78.99	3	157.97
2--3	1.5	78.99	4.5	236.96
3--4	1.5	78.99	6	315.95
4--5	2.5	131.64	8.5	447.59
5--6	3.5	184.30	12	631.89
6--7	4.5	236.96	16.5	868.85
7--8	5.5	289.62	22	1158.47
8--9	6.25	329.11	28.25	1487.58
9--10	6.25	329.11	34.5	1816.69
10--11	6.25	329.11	40.75	2145.81
11--12	6.25	329.11	47	2474.92
12--13	5	263.29	52	2738.21
13--14	5	263.29	57	3001.49
14--15	5.5	289.62	62.5	3291.11
15--16	6	315.95	68.5	3607.06
16--17	6	315.95	74.5	3923.01
17--18	5.5	289.62	80	4212.62
18--19	5	263.29	85	4475.91
19--20	4.5	236.96	89.5	4712.87
20--21	4	210.63	93.5	4923.50
21--22	3	157.97	96.5	5081.48
22--23	2	105.32	98.5	5186.79
23--24	1.5	78.99	100	5265.78

Annexe II:**Tableau II-13** : Variation du débit horaire pour la commune de HARBIL

Heures	Consommation totale $Q_{maxj}=3127.02m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1.5	46.91	1.5	46.91
1--2	1.5	46.91	3	93.81
2--3	1.5	46.91	4.5	140.72
3--4	1.5	46.91	6	187.62
4--5	2.5	78.18	8.5	265.80
5--6	3.5	109.45	12	375.24
6--7	4.5	140.72	16.5	515.96
7--8	5.5	171.99	22	687.94
8--9	6.25	195.44	28.25	883.38
9--10	6.25	195.44	34.5	1078.82
10--11	6.25	195.44	40.75	1274.26
11--12	6.25	195.44	47	1469.70
12--13	5	156.35	52	1626.05
13--14	5	156.35	57	1782.40
14--15	5.5	171.99	62.5	1954.39
15--16	6	187.62	68.5	2142.01
16--17	6	187.62	74.5	2329.63
17--18	5.5	171.99	80	2501.62
18--19	5	156.35	85	2657.97
19--20	4.5	140.72	89.5	2798.68
20--21	4	125.08	93.5	2923.76
21--22	3	93.81	96.5	3017.57
22-23	2	62.54	98.5	3080.11
23--24	1.5	46.91	100	3127.02

Annexe II:**Tableau II-14:** Variation du débit horaire pour la commune de GUENZET

Heures	Consommation totale Q _{maxj} =5049.20m ³ /j		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1.5	75.74	1.5	75.74
1--2	1.5	75.74	3	151.48
2--3	1.5	75.74	4.5	227.21
3--4	1.5	75.74	6	302.95
4--5	2.5	126.23	8.5	429.18
5--6	3.5	176.72	12	605.90
6--7	4.5	227.21	16.5	833.12
7--8	5.5	277.71	22	1110.82
8--9	6.25	315.58	28.25	1426.40
9--10	6.25	315.58	34.5	1741.97
10--11	6.25	315.58	40.75	2057.55
11--12	6.25	315.58	47	2373.12
12--13	5	252.46	52	2625.58
13--14	5	252.46	57	2878.04
14--15	5.5	277.71	62.5	3155.75
15--16	6	302.95	68.5	3458.70
16--17	6	302.95	74.5	3761.65
17--18	5.5	277.71	80	4039.36
18--19	5	252.46	85	4291.82
19--20	4.5	227.21	89.5	4519.03
20--21	4	201.97	93.5	4721.00
21--22	3	151.48	96.5	4872.48
22-23	2	100.98	98.5	4973.46
23--24	1.5	75.74	100	5049.20

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

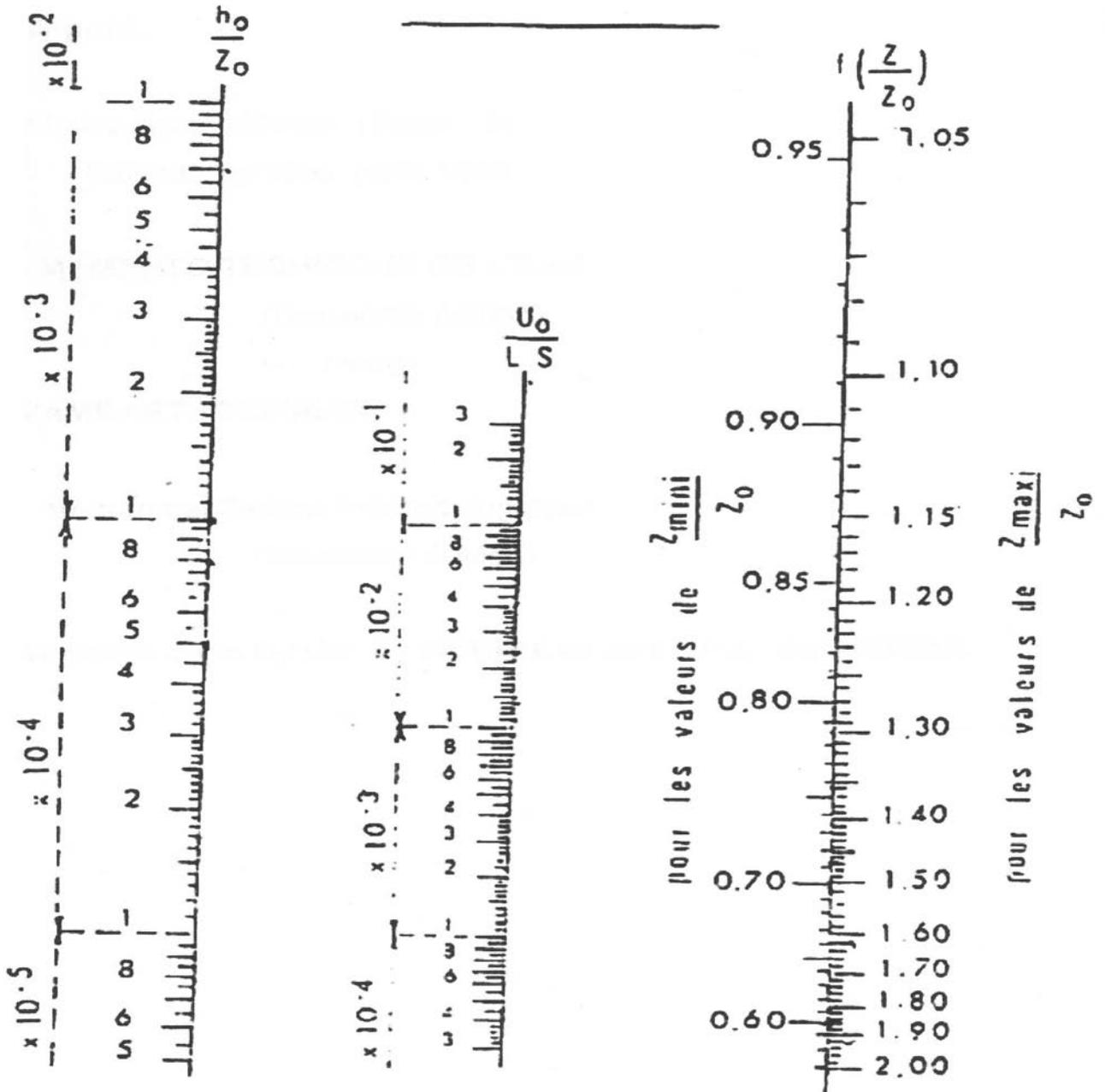


PLANCHE XXVII

Annexe III: Abaque de VIBERT

AnnexeIV:Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	$1 \text{ A } 5.10^{10}$	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	$3 \text{ A } 4.10^9$	0.33

AnnexeV:Coefficient de poisson pour différents type de sol

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33