

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de quatre localités de la wilaya de khenchela via le Transfert du barrage Koudiat Medaour - Ouled Racheche (w. Khenchela) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0032-14

APA Citation (توثيق APA):

Boulmerdj, Abd-Essamie (2014). Alimentation en eau potable de quatre localités de la wilaya de khenchela via le Transfert du barrage Koudiat Medaour - Ouled Racheche (w. Khenchela)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME DU PROJET :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE QUATRE
LOCALITÉS DE LA WILAYA DE KHENCHELA VIA LE
TRANSFERT DU BARRAGE KOUDIAT MEDAOUR – OULED
RACHECHE (W. KHENCHELA)**

PRESENTÉ PAR :

M^r. BOULMERDJ Abd-Essamie

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . SALAH Boualem	PROFESSEUR	Président
M ^{me} . AMMOUR Fadila	M .A.A	Examinatrice
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M .A.A	Examinatrice
M ^{elle} . KADI Latifa	M .A.B	Examinatrice
M ^{me} . MOUHOU B Lina	Ingénieur (DRE)	Invitée
M ^r . AMMARI Abd-Elhadi	M .C.B	Promoteur

Session – 2014

Remerciements

*Mes vifs remerciements à monsieur AMMARI Abd-Elhadi
d'avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils, ainsi que sa
disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.*

Mes remerciements également :

- ✚ À tous ceux qui ont contribué à ma formation et
particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- ✚ Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner
mon travail.*
- ✚ À mes encadreurs en stages, Abderrahmene, Brahim et Malek,
tous les personnel dès l'A.D.E de Kherrata et ceux de la SEAAL
d'Alger*
- ✚ À mes amis ; Bissam, saifoo, Sami, Chawki, à mon oncle
Abd-Elkrim, à mon cousin Bilel, sans oublier Karim et Picasso*
- ✚ À tous ceux qui ont contribué à mon succès*

B. Abd-Essamie

Dédicace

Je dédie mon travail :

Avant tout à mes chers parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie

À mes frères et mes sœurs en particulier la petite Kenza

À toute la famille BOULMERDJ et MESSALI

À tous mes amis ; Hamoudi, Lamine, Bouàlem, Said,

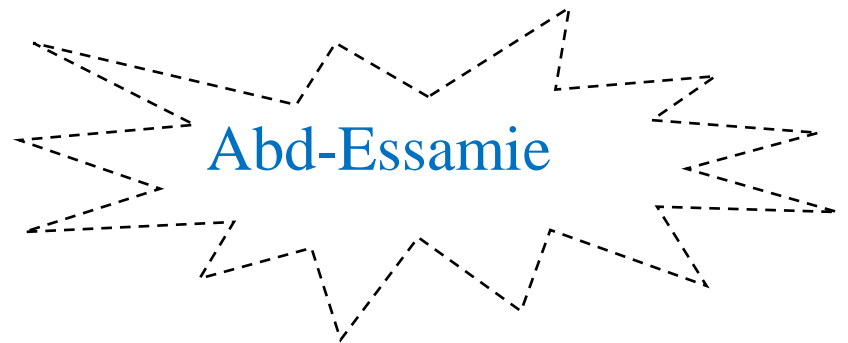
Zohir et Fouàd, et Meriem en particulier

À toute ma famille de l'E.N.S.H et de la cité (3)

À mes amis et mes enseignants en Psychologie du travail

À tous ceux qui me connaît du près ou du loin

À toute la promotion des Ingénieurs 2014



ملخص:

إن النمو الديموغرافي الكبير الذي عرفته ولاية خنشلة، خلافا على الموارد المائية التي هي في انخفاض مستمر، أدى بنا إلى القيام بدراسة، الهدف منها تزويد أربع بلديات بالولاية بالمياه الصالحة للشرب من أجل تحقيق التوافق بين الحاجة والموارد، وذلك بتصميم نظام ربط انطلاقا من محطة معالجة المياه بسد كدية المداور الى بلدية أولاد رشاش، مرورا بكل من بلديات قايس، خنشلة والمحمل.

Résumé :

L'importance de la croissance démographique que la wilaya de Khenchela a connu, contrairement aux ressources en eau qui sont en décroissance persistante, a mené à effectuer une étude dont l'objectif est l'approvisionnement de quatre localités de la wilaya en eau potable pour atteindre la combinaison entre le besoin et les ressources, tout en planifiant un système d'adduction à partir de la station du traitement des eaux, du barrage Koudiat Medaour vers la commune Ouled Recheche, passant par les communes de Kais, Khenchela et Mehmel.

Resume:

The large demographical development that the wilaya of Khenchela knew, contrary to water resources which are persistently decreasing, conduct to make a search in order to stock up four localities with drinking water, to attain the combination between the needs and the resources, while planning a systeme of adduction from water treatment station of Koudiat Medaour dam, to Ouled Racheche township, passing by Kais, Khenchela and Mehmel localities.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre. I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Délimitation géographique et climatologique	03
I.2. La géologie et la sismicité de la zone d'étude	04
I.3. Classification des zones sismiques en Algérie	04
I.4. Structure de la répartition des communes	05
I.5. Le système d'approvisionnement	06
I.6. Estimation des capacités de production actuelles	06
I.7. Inventaire des capacités de stockage	07
I.8. Apports de l'eau brute	08
I.9. Station de traitement	09
I.10. Description du transfert BENI HAROUN	10

Chapitre. II : Estimation des besoins en eau potable

II.1. Estimation de la population future	12
II.1.1. Le taux d'accroissement	12
II.1.2. Estimation du nombre d'habitants future	13
II.2. Calcul des débits de consommation	14
II.2.1. La consommation domestique	14
II.2.2. Consommation des équipements administratifs, de l'industrie et du commerce	15
II.2.3. Les besoins de toute l'agglomération	16
II.2.4. Les besoins en eau pour l'incendie et pertes	16
II.3. Les consommations maximales et minimale journalière	17
II.3.1. Le débit maximal journalier	17
II.3.2. Le débit minimal journalier	17
II.4. Le bilan hydrique	18

Chapitre. III : Etude de l'Adduction

III.1. Type d'adduction	21
III.1.1 Adduction gravitaire	21
III.1.2. Adduction par refoulement	21
III.1.3. Adduction mixte	21
III.2. Adduction et type d'écoulement	21
III.2.1. Ecoulement à surface libre	21
III.2.2. Ecoulement en charge	22
III.3. Critères de choix de tracé	22
III.4. Choix du matériau de la conduite	23
III.5. Comportement d'une adduction	24
III.6. Calcul hydraulique (Méthode de calcul)	25
III.6.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique)	25
III.6.2. Cas gravitaire	28
III.7. Proposition des variantes	29
III.7.1. Variante 1	30
III.7.2. Variante 2	32

III.7.3. Comparaison des variantes	35
III.8. Dimensionnement du réseau d'Adduction	36
III.8.1. Partie de refoulement	36
III.8.1.1. Dimensionnement du tronçon (SP1 _ RT1)	36
III.8.1.2. Dimensionnement du tronçon (SP2 _ SP3)	39
III.8.1.3. Dimensionnement du tronçon (SP3 _ RT2)	41
III.8.1.4. Dimensionnement du tronçon (SP4 _ R Ouled Rechache)	43
III.8.2. Partie gravitaire	46
III.8.2.1. Le tronçon RT1- P _{picage vers Kais}	46
III.8.2.2. Le tronçon P _{picage vers Kais} - SP2	47
III.8.2.3. Le tronçon point de picage - R _{Kais}	49
III.8.2.4. Le tronçon RT2 - R _{Mehmel}	50
III.8.2.5. Le tronçon R _{Mehmel} – SP4	52
III.8.3. Récapitulation des résultats de tout le réseau	54

Chapitre .IV: Etude des Réservoirs

IV.1. Fonctions des réservoirs	57
IV.2. Prescriptions sanitaires	58
IV.3. Classification des réservoirs	58
IV.4. Emplacement des réservoirs	59
IV.5. Calcul des capacités des réservoirs	59
IV.5.1. Réservoirs tampons	59
IV.5.2. Réservoirs d'alimentation	61
IV.6. Équipement du réservoir	65
IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction	65
IV.6.2. Conduite de départ ou de distribution	65
IV.6.3. Conduite du trop-plein	65
IV.6.4. Conduite de vidange	66
IV.6.5. Conduit by-pass	66
IV.6.6. Les joints d'étanchéité	66
IV.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	66
IV.8. Hygiène et sécurité	66
IV.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve	67
IV.10. Dimensionnement des bâches de reprise des stations de pompage	68
IV.11. Récapitulation des capacités du stockage	69

Chapitre .V: Etude du Pompage

V.1. Principe de fonctionnement des pompes	72
V.2. Choix du type de Pompe	73
V.3. Couplage des pompes	73
V.4. Choix du nombre de pompes	73
V.5. Variantes des pompes	74
V.5.1. La station de pompage SP1	74
V.5.1.1. Courbes caractéristiques de la pompe	75
V.5.1.2. Point de fonctionnement de pompe	76
V.5.1.3. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement donnée.....	77
V.5.2. La station de pompage SP2	78
V.5.2.1. Courbes caractéristiques de pompe	79
V.5.2.2. Point de fonctionnement de la pompe	80
V.5.3. La station de pompage SP3	81

V.5.3.1. Courbes caractéristiques de la pompe	82
V.5.3.2. Point de fonctionnement de la pompe	82
V.5.4. La station de pompage SP4	84
V.5.4.1. Courbes caractéristiques de la pompe	85
V.5.4.2. Point de fonctionnement de la pompe	85
V.6. Etude de la cavitation	87
V.7. Calage de la pompe	89
V.8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	93
V.8.1. Équipements en amont de la pompe	93
V.8.2. Équipements en aval de la pompe	93

Chapitre . VI : Protection des conduites

VI.1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire	97
VI.1.1. Définition	97
VI.1.2. Causes du coup de bélier	97
VI.1.3. Amplitude des coups de bélier	98
VI.1.4. Risques dus aux coups de bélier	98
VI.1.5. Interprétation physique du coup de bélier	99
VI.1.5.1. La première phase	99
VI.1.5.2. La deuxième phase	100
VI.1.5.3. La troisième phase	100
VI.1.5.4. La quatrième phase	100
VI.1.6. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier	100
VI.1.6.1. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	103
VI.1.6.2. Calcul des réservoirs d'air	103
VI.1.6.3. Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement	106
VI.1.6.4. Détermination des valeurs A et K les tronçons de refoulement	107
VI.1.6.5. Détermination de la famille de courbes B des tronçons de refoulement	107
VI.1.6.6. Calcul des volumes d'air	109
VI.1.6.7. Installation du réservoir d'air	110
VI.1.7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	112
VI.1.7.1. Tronçon RT1 – SP2	112
VI.1.7.2. Tronçon RT1 – R _{Kais}	115
VI.1.7.3. Tronçon RT2 – R _M	117
VI.1.7.4. Tronçon R _{Mehmel} – SP4	118
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	121
VI.2.1. Facteurs de la corrosion	121
VI.2.2. Corrosion externe	122
VI.2.3. Corrosion interne	122
VI.2.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure	123
VI.2.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure	124

Chapitre . VII : Pose de canalisations et accessoires

VII.1. Pose des canalisations	126
VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations	126
VII.1.2. Pose de canalisation en pente	126
VII.2. Accessoires	129
VII.3. Estimation des aménagements	134
Conclusion générale	138

LISTE

DES

TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre. I : Présentation de la zone d'étude

Tableau.I.01 : Ressources en eau disponible	06
Tableau.I.02 : Capacités de stockages existantes	07

Chapitre. II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau.II.01 : Estimation du nombre d'habitants	13
Tableau.II.02 : Tableau estimatif de nombre d'habitant à l'horizon d'étude	13
Tableau.II.03 : Tableau représentatif de la consommation domestique	14
Tableau.II.04 : Estimation des besoins des équipements	15
Tableau.II.05 : Tableau représentant la consommation des équipements	15
Tableau.II.06 : La consommation moyenne journalière de l'agglomération	16
Tableau.II.07 : La consommation moyenne journalière avec pertes et incendies	17
Tableau.II.08 : Tableau représentatif des débits max et min	18
Tableau.II.09 : Tableau représentant de Bilan Hydrique	18

Chapitre. III : Etude de l'Adduction

Tableau.III.01 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	27
Tableau.III.02 : Coefficients K' , m , β , pour des déferentes conduites	28
Tableau.III.03 : Les prix d'un mètre linéaire des différents diamètres des conduites en fonte... ..	29
Tableau.III.04 : Prix unitaires des différents diamètres des conduites en PEHD	29
Tableau.III.05 : Stations de pompage projetées (Variante 1)	31
Tableau.III.06 : Les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 1)	31
Tableau.III.07 : Calcul stations de pompage projetées (Variante 2)	33
Tableau.III.08 : Les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 2)	33
Tableau.III.09 : Comparaison économique des variantes (DA)	35
Tableau.III.10 : Calcul de la Hauteur manométrique totale(H_{mt}) de la SP1	37
Tableau.III.11 : Calcul de frais d'exploitation de la SP1	37
Tableau.III.12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-RT1	38
Tableau.III.13 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-RT1	38
Tableau.III.14 : Calcul de la Hauteur manométrique totale(H_{mt}) de la SP2	40
Tableau.III.15 : Calcul de frais d'exploitation de la SP2	40
Tableau.III.16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3	40
Tableau.III.17 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2-SP3	41
Tableau.III.18 : Calcul de la Hauteur manométrique totale (H_{mt}) de la SP3	42
Tableau.III.19 : Calcul de frais d'exploitation de la SP3	42
Tableau.III.20 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-RT2	42
Tableau.III.21 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement SP3-RT2	43
Tableau.III.22 : Calcul de la Hauteur manométrique totale(H_{mt}) de la SP4	44
Tableau.III.23 : Calcul de frais d'exploitation de la SP4	44
Tableau.III.24 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4-R Ouled Rachache	44
Tableau.III.25 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP4-R _{O-R}	45
Tableau.III.26 : Caractéristiques de l'adduction mixte gravitaire – refoulement	54

Chapitre .IV: Etude des Réservoirs

Tableau.IV.01 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir de Kais	61
Tableau.IV.02 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir de Khenchela	62
Tableau.IV.03 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'Elmahmel	63
Tableau.IV.04 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'Ouled Racheche	64
Tableau.IV.05 : Equipement de stockage ; coteS et capacités	69

Chapitre .V: Etude du Pompage

Tableau.V.01 : Les données du choix des pompes	74
Tableau.V.02 : Variantes du choix des pompes pour SP1	74
Tableau.V.03 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP1) pour 2*Q	76
Tableau.V.04 : Variantes du choix de pompes pour SP2	78
Tableau.V.05 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP2) pour 2*Q	80
Tableau.V.06 : Variantes du choix de pompes pour SP3	81
Tableau.V.07 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP3) pour 2*Q	83
Tableau.V.08 : Variantes du choix de pompes pour SP4	84
Tableau.V.09 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP4) pour 1*Q	86
Tableau.V.10 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	88

Chapitre .VI : Protection des conduites contre le phénomène transitoire

Tableau.VI.01 : Les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection	102
Tableau.VI.02 : Calcul de la célérité d'onde pour les différents diamètres	104
Tableau.VI.03 : Caractéristiques des différents tançons de l'adduction (Refoulement)	107
Tableau.VI.04 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon	107
Tableau.VI.05 : Profil en long unitaire : SP1-RT1 (Voir annexe VI .1)	108
Tableau.VI.06 : Profil en long unitaire : SP2-SP3 (Voir annexe VI .2)	108
Tableau.VI.07 : Profil en long unitaire : SP3-R _{Khenchela} (Voir annexe VI .3)	108
Tableau.VI.08 : Profil en long unitaire : SP4-R _{Ouled Racheche} (Voir annexe VI .4/ 5)	108
Tableau.VI.09 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon	109
Tableau.VI.10 : Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon	109
Tableau.VI.11 : Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon	109
Tableau.VI.12 : Calcul des diamètres des diaphragmes	111
Tableau.VI.13 : Loi de manœuvre du robinet vanne	113
Tableau.VI.14 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne RT1-SP	115
Tableau.VI.15 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne RT1-R _K	116
Tableau.VI.16 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne RT2-R _M	118
Tableau.VI.17 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne R _M -SP4	117

Chapitre .VII : Pose de canalisations et accessoires

Tableau.VII.01 : Tableau récapitulatif de différentes fournitures (montant en DA)	135
--	-----

LISTE
DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Chapitre. I : Présentation de la zone d'étude

Figure.I.01 : La situation géographique	04
Figure.I.02 : Degré des zones sismiques	05
Figure.I.03 : Le système d'approvisionnement	06

Chapitre. III : Etude de l'Adduction

Figure.III.01 : Schéma représentatif des tracés des variantes	34
Figure.III.02 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – RT1)	39
Figure.III.03 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 – SP3)	41
Figure.III.04 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3 – RT2)..	43
Figure.III.05 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP4 – R Ouled Rachache)	45

Chapitre .IV : Etude des Réservoirs

Figure.IV.01 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	67
Figure.IV.02 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)	67

Chapitre .V : Etude du Pompage

Figure.V.01 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP1	75
Figure.V.02 : Le point de fonctionnement pour SP1	77
Figure.V.03 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP2	79
Figure.V.04 : Le point de fonctionnement pour SP2	80
Figure.V.05 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP3	82
Figure.V.06 : Le point de fonctionnement pour SP3	83
Figure.V.07 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP4	85
Figure.V.08 : Le point de fonctionnement pour SP4	87

Chapitre .VI : Protection des conduites

Figure.VI.01 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions	106
Figure.VI.02 : Dimensions et caractéristiques d'un réservoir d'air (anti-bélier)	110
Figure.VI.03 : Schéma d'installation du réservoir d'air	111
Figure.VI.04 : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)	120
Figure.VI.05 : Installation de conduites recouvertes d'une protection polyéthylène	123

Chapitre .VII : Pose de canalisations et accessoires

Figure.VII.01 : Pose de canalisation en galerie	127
Figure.VII.02 : Traversée d'un Oued	128

LISTE
DES
PLANCHES

LISTE DES PLANCHES

Planche N° : 01 : Profil en long de l'adduction par refoulement (SP1-RT1)

Planche N° : 02 : Profil en long de l'adduction par refoulement (SP2-SP3-RT2)

Planche N° : 03 : Profil en long de l'adduction gravitaire Elmahmel - PN

Planche N° : 04 : Profil en long de l'adduction gravitaire PN – SP4

Planche N° : 05 : Schéma synoptique de l'adduction mixte du barrage Koudiat

Medaour – Ouled Racheche

INTRODUCTION
GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

La ressource en eau est sans aucun doute la source de la vie, car sa présence nous fournit un élément vital indispensable pour la vie de l'homme depuis sa création.

Cette ressource qui symbolise un problème tragique en Algérie, ce qui a sensibilisé les responsables du pays à prendre un pas pour le résoudre, en réalisant des adductions et des transferts pour investir les eaux rationnellement et satisfaire les besoins des agglomérations.

La wilaya de Khenchela est l'une des wilayas qui souffre du manque des ressources en eau, ce qui a exigé d'effectuer une étude d'un transfert pour compenser ce manque et satisfaire ses besoins. D'où cette étude vise à approvisionner quatre localités de la wilaya en eau potable à partir de la station de traitement du barrage Koudiat Medaour qui est renforcé par le barrage de Beni Haroun, ces localités qui sont distinguées par un manque énorme en eau potable dû à l'insuffisance des ressources existantes, et la progression persistante de la démographie.

Notre étude sera basée sur un bilan hydrique, et après avoir étudié des variantes pour choisir un tracé convenable, on dimensionne le réseau d'adduction gravitaire et refoulement, prenant en considération l'aspect technique et économique. Suivi par le calcul des capacités de stockage et le choix des pompes et leurs adaptations. La protection des conduites contre le phénomène transitoire, et la corrosion est inévitable dans notre projet, de même pour la pose de canalisation et les accessoires.

La présente étude a pour but d'améliorer les conditions de vie des habitants des quatre localités de la wilaya de Khenchela, et d'atteindre la combinaison entre les besoins et les ressources. Considérant les plans d'urbanisation future.

CHAPITRE

I

Présentation de la zone d'étude

Dans ce chapitre on va donner une présentation générale de la zone d'étude. De point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique et les systèmes hydrauliques existants.

I.1. Délimitation géographique et climatologique :

La wilaya de Khenchela située dans l'est de l'Algérie, elle appartient au massif des Aurès, il s'agit d'une chaîne de montagnes qui appartient à l'Atlas Tellien, elle est délimitée par Batna à l'ouest, Biskra au sud-ouest, Oued souf au sud, Tebessa à l'est et Oum-Elbouaghi au nord.

La présente étude concerne quatre communes situées dans la wilaya de Khenchela. La région concernée par le projet représente une bande d'Est à l'Ouest d'une longueur d'environ 91 km. Cette région s'intègre dans le grand ensemble morphologique des hauts plateaux Tellien. Les altitudes moyennes des différents points du projet varient entre 953 et 1205 m NGA, le point culminant se situe dans la région de Khenchela.

La zone se caractérise par un relief montagneux et des précipitations moyennes annuelles variant entre 500 et 700 mm. La température moyenne varie de 5°C en janvier à 28°C au mois d'août. Les précipitations mensuelles varient de 7 mm en juillet à 80 mm en décembre. L'humidité varie de 50 % en août à 70 % de novembre à mars. (A.N.B.T)

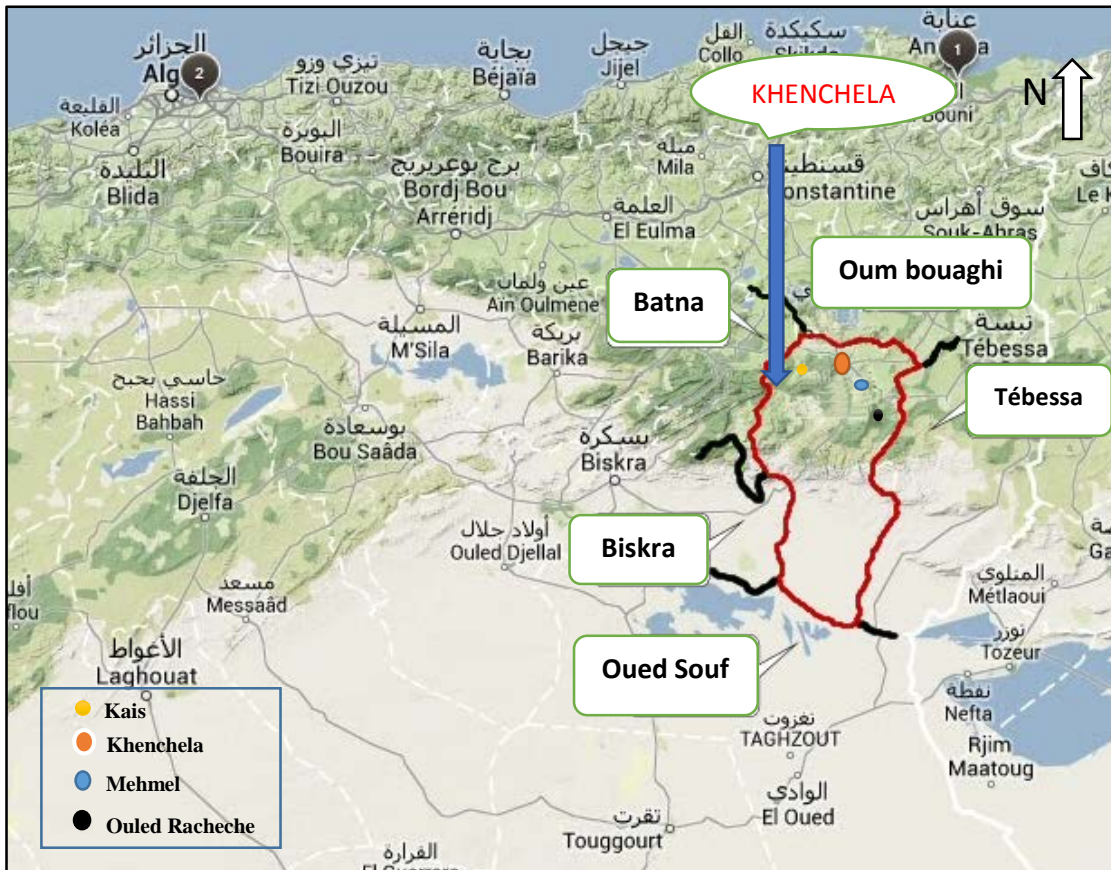


Figure.I.01 : La situation géographique (Google maps)

I.2. La géologie et la sismicité de la zone d'étude :

C'est la région la plus élevée de l'Atlas Telien. Elle est composée par une succession de crêtes plissées et parallèles les unes aux autres orientées SW-NE et des vallées courtes qui découpent ce massif en compartiment de crêtes.

Le long du tracé des conduites, le sous-sol est essentiellement constitué de formations calcaires gréseuse et marne.

La résistivité des terrains est élevée dans la majorité du tracé, ce qui est le signe d'un sol non agressif. [6]

I.3. Classification des zones sismiques en Algérie :

Le règlement parasismique Algérien (version 2003) divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;

- Zone (II a - II b) : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.
- La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas représentées sur la Figure I.2



Figure.I.02 : Degré des zones sismiques [6]

Sur cette carte on remarque que notre zone d'étude appartient la zone sismique (II a) qui est de sismicité moyenne.

I.4. Structure de la répartition des communes

La position géographique des communes impose au tracé un alignement selon le relief et le passage par les communes concernées. L'approvisionnement de Khenchela regroupe les quatre communes situées au sud et à l'ouest du chef wilaya de Khenchela (Kais, Khenchela, Elmahmel, Ouled Rachache). L'ensemble des communes sera alimenté à partir du barrage Koudiat Medaouar dont les apports seront renforcés à moyen terme par les eaux du transfert du barrage Béni Haroun.

I.5. Le système d'approvisionnement :

Notre système d'approvisionnement dans toute sa longueur concerne la ville de kenchela et les communes avoisinantes (Kais, Khenchela, Elmahmel et Ouled Rechache) comme il est dans la figure ci-après :

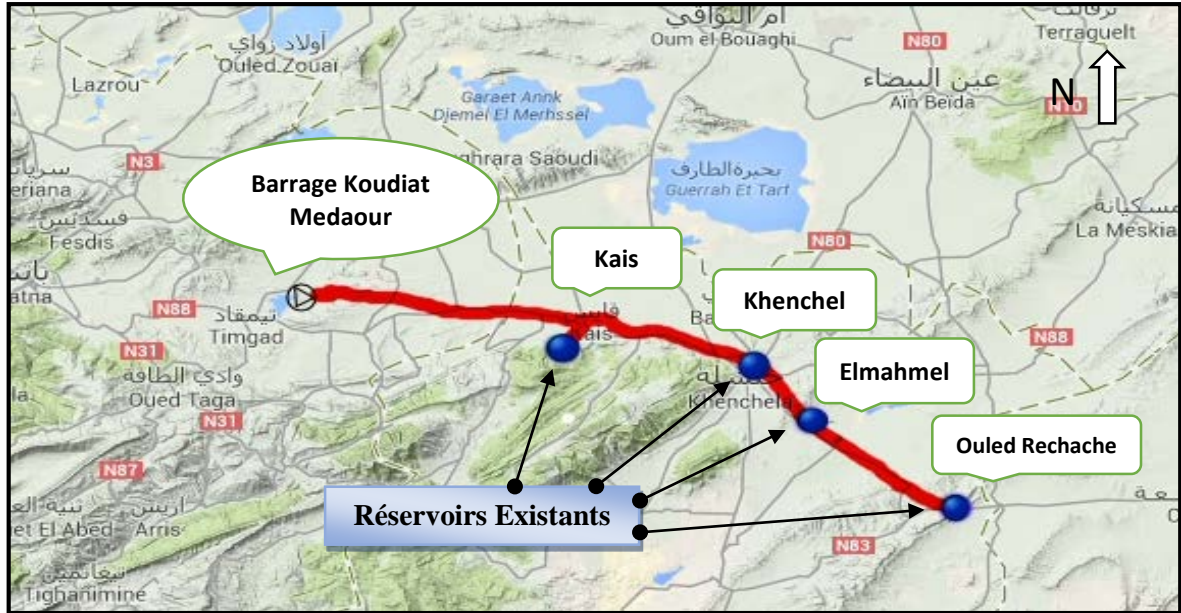


Figure.I.03 : Le système d'approvisionnement (Google maps)

I.6. Estimation des capacités de production actuelles :

L'inventaire des ressources en eau a été établi suite aux enquêtes menées auprès des services d'exploitation des localités (DHW, EPBAT, APC ...). Le tableau suivant résume les différentes ressources disponibles pour l'année 2012, les données sont fournies par les services cités précédemment de chaque localité. Source (A.N.BT)

Tableau.I.01: Ressources en eau disponible.

COMMUNE	Sources		Forages		La somme des débits Q _{Existant} (l/s)
	Nombre	Débit (l/s)	Nombre	Débit (l/s)	
Khenchela	2	10	13	183	193
Kais	1	5	3	72	77
Ouled Rechache			3	42	42
Mahmel			6	38	38
TOTAL	3	15	25	335	350

Ce sont des capacités de production qui ont été prises en compte dans le calcul des déficits en eau de 2012 jusqu'à l'horizon 2040.

Il est à noter qu'on a constaté une discordance entre les informations, concernant les débits des forages, collectées sur le terrain et ceux fournies dans les rapports d'activités des DHW et de l'EPBAT. Ceci s'explique par la fluctuation des débits réels d'exploitation des forages suite à la sécheresse enregistrée dans la région avant l'année 2002. Pour l'évaluation du déficit hydrique nous avons adopté les débits fournis dans les rapports de l'A.N.B.T et qui figurent dans le tableau ci-dessus.

I.7. Inventaire des capacités de stockage :

L'inventaire des capacités de stockage existantes est issu des données de la DRE de wilaya Khenchela et complété par les enquêtes de terrain effectuées par SOGREAH. Le tableau suivant présente ces capacités disponibles.

Tableau.I.02: Capacités de stockages existantes.

Localités	Capacités (m ³)
Khenchela	16300
Kais	3100
Ouled Racheche	1650
Elmahmel	2300
TOTAL	26650

Source (A.N.BT)

Ces valeurs de capacité de stockage vont servi au calcul des réserves à mettre en place dans le cadre de ce projet.

I.8. Apports en eau brute :**➤ Présentation :**

Le barrage de Koudiat Medaouar, situé au Nord Est (NE) de la commune de Batna, représente la principale ressource en eau de la région. Ce barrage est caractérisé par un volume utile de 62 Mm³ et un apport propre de 18 Mm³. Le transfert des eaux à partir du barrage de Béni Haroun vers le barrage Koudiat Medaouar assurera le complément pour satisfaire à long terme les besoins en eau des communes concernées par le projet. Une station de traitement sera implantée à l'amont immédiat du barrage Koudiat Medaouar et assurera l'alimentation en eau potable des communes concernées par le projet.

Le barrage de Koudiat Medaouar, réalisé par l'entreprise COSIDER sur l'oued Reboa est actuellement en fonction. Les caractéristiques de ce barrage sont comme suit :

Hauteur : 47 m

Capacité : 62 millions de m³

Volume régularisé : 20 Mm³ + 100 Mm³ transférés de Béni Haroun

Longueur en crête : 2 465 m (digue principale + digue de col)

Crue de projet 1000 ans : 1 465 m³/s

Evacuateur en rive droite : à seuil libre

Galerie de dérivation transformée en vidange de fond et prise d'eau sous remblai

Conduite d'AEP : DN 1000

Conduite d'irrigation : DN 1500 (A.N.B.T)

➤ Origine et qualité de l'eau brute :

La station de traitement de Koudiat Medaouar sera alimentée à partir du barrage du même nom, qui sera alimenté principalement à partir du transfert de Beni Haroun. Les apports de son propre bassin versant correspondent à 18 millions m³/an. Une tour avec trois niveaux de prises aux cotes 966 m, 975 m et 984 m permet le prélèvement de l'eau dans la retenue. Nous disposons d'un certain nombre d'analyses de la qualité de l'eau sur l'Oued Reboa qui alimente le barrage de Koudiat Medaouar.

I.9. Station de traitement :

La station de traitement sera implantée à l'aval immédiat de la digue du barrage de Koudiat Medaouar et à la côte moyenne 960 m.

Une capacité de traitement de 178 000 m³/j, pour alimenter un couloir 1 (Batna) et 2 (Khenchela) L'installation sera donc dimensionnée pour un débit nominal de 8 900 m³/h (2,47 m³/s).

Les caractéristiques de la station seront comme suit :

Volume journalier :178 000 m³/j

Débit nominal de production :.....2,47 m³/s

Temps de fonctionnement :..... 20 h/j

La conduite qui véhiculera ce débit d'eau brute à partir du barrage vers la station de traitement sera de diamètre 1000 mm, Une prise d'eau avec une chambre de vanne sera donc aménagée pour l'alimentation en eau potable à partir du barrage Koudiat Medaouar.

Un ouvrage de régulation est nécessaire en tête de la station de traitement pour régler le débit d'alimentation en eau brute à la valeur choisie par l'exploitant, quelle que soit la cote du plan d'eau dans la retenue, donc quelle que soit la charge hydraulique amont.

La canalisation d'arrivée sera équipée d'un débitmètre et de sondes de pH, de turbidité et de température.

Rappelons que lorsque le volume régularisé par le barrage sera entièrement utilisé, le plan d'eau dans la retenue pourra varier entre les cotes extrêmes suivantes :

- Cote des plus hautes eaux (997,0 m NGA),
- Cote des plus basses eaux (966,5 m NGA).

Pour dissiper la charge importante induite par le niveau haut du plan d'eau de la retenue, il est indispensable de disposer d'un brise charge équipé d'un obturateur à disque monté sous capot.

L'obturateur sera manœuvré manuellement par l'opérateur pour ajuster le débit. Cette opération se fait normalement chaque jour.

L'eau traitée sera stockée dans un réservoir de 54 000 m³ (6 heures de production) qui sera calé probablement de manière à avoir la cote du radier à 952,5 m. La cote des plus hautes eaux dans ce réservoir sera de 960 m NGA.

I.10. Description du transfert BENI HAROUN :

Le système de transfert de Beni Haroun comporte les ouvrages suivant :

La retenue de Beni Haroun (volume utile : 732 Mm³, Volume régulé : 435 Mm³).

Le réseau de transfert Beni Haroun – Oued Elathmaia contient un piquage vers la wilaya de Mila.

Le barrage Oued Elathmaia (volume utile : 30 Mm³).

Le transfert à partir du barrage Oued Elathmaia vers le réservoir Talizerdane et le barrage Koudiat Medaouar. (A.N.B.T)

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de prendre connaissances de la situation globale de la zone d'étude, sur le transfert global et sur les ressources existantes, comme il nous servira de base pour le calcul des besoins en eau des communes concernées par l'approvisionnement.

CHAPITRE

II

*Estimation des besoins en eau
potable*

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...).

Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

L'étude présente, se base sur le recensement des A.P.C et les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II.1. Estimation de la population future :

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus pour satisfaire les besoins à long terme, c'est pour cette raison qu'on doit estimer la population à un horizon future en se basant sur la formule des intérêts composés ci-après :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots \text{(II.1)}$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu.
- P_0 : population de base ou de l'année de référence.
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence.
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%)

II.1.1. Le taux d'accroissement :

Le taux d'accroissement global de la population de la wilaya de Khenchela, de 1987 à 1998 est de 2.4 %. Le taux d'accroissement du centre concerné par notre étude était de 2.6% pendant la même période. Le développement économique et l'amélioration du niveau social des populations se sont traduit par une baisse du taux d'accroissement actuel. Celui-ci a diminué jusqu'à 2.2 % en 2008 pour se stabiliser à 2.0 % à l'horizon 2040. (Source ANBT).

II.1.2. Estimation du nombre d'habitants futur :

L'évaluation de la population future a été établie sur la base des taux d'accroissement enregistrés entre les recensements de 1987 et 1998 ainsi que les programmes futurs d'urbanisation et d'aménagement du territoire. La population future répartie par commune et est détaillée dans les tableaux suivants :

Tableau.II.01 : Estimation du nombre d'habitants

Année	1998	Taux %	2008
Khenchela	87196	2,2	108395
Kais	28724	2,2	35708
Elmahmel	22509	2,2	27982
Ouled Rechache	30484	2,2	37895
Total	168913	2,2	209980

Source : (A.N.B.T)

Tableau.II.02 : Tableau estimatif de nombre d'habitant à l'horizon d'étude (2040).

Année	taux %	2014	Taux %	2040
Khenchela	2,2	123513	2,0	206688
Kais	2,2	40688	2,0	68087
Elmahmel	2,2	31884	2,0	53355
Ouled Rechache	2,2	43181	2,0	72259
Total	2,2	239266	2,0	400389

II.2. Calcul des débits de consommation :**II.2.1. La consommation domestique :**

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

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier.

Dot : dotation moyenne (l/j/hab).

N : nombre d'habitants.

➤ **La dotation :**

L'évaluation de la dotation unitaire antérieure est basée sur l'exploitation des données de la production et de la consommation par usage nombre d'habitant.

- De moins de 5000 hab.....33 à 140 l/j/hab.

- De 5000 à 10000 hab.65 à 170 l/j/hab.

- De 10000 à 20000 hab.82 à 205 l/j/hab.

- De 20000 à 100000 hab.115 à 265 l/j/hab.

Le tableau ci-après représente les débits moyens journaliers calculés par la formule précédente pour les localités étudiées, sachant que les dotations sont en fonction du nombre d'habitants des localités selon ce qui est cité précédemment.

Tableau.II.03 : Tableau représentatif de la consommation domestique (2040).

Consommation moyenne domestique à l'horizon 2040				
Année	2014	2040	Dot (l/j)	Débit (m3/j)
Khenchela	123513	206688	180	37203,84
Kais	40688	68087	150	10213,05
Elmahmel	31884	53355	150	8003,25
Ouled Rechache	43181	72259	150	10838,85
Total	239266	400389		66258,99

II.2.2. Consommation des équipements administratifs, de l'industrie et du commerce :

Etant donné l'absence des données fiables et en se référant à la fluctuation des consommations industrielles, administratives et celle du commerce, on a décidé d'adopter la méthode de taux de consommation par rapport au type d'agglomération. Et d'après les données de l'agence nationale des barrages et des transferts (A.N.B.T) voici le tableau à prendre en cas d'absence des données :

Tableau.II.04 : Estimation des besoins des équipements

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Métropole régionale	20%	10%	10%
Agglomération urbaine	15%	08%	10%
Agglomération semi rurale	10%	05%	10%
Agglomération rurale	5%	03%	02%

Source : (A.N.B.T)

En utilisant les donnée du tableau précédent en calcule les déférents débits consommés par les équipements de notre agglomération.

Tableau.II.05 : Tableau représentant la consommation des équipements(2040).

Consommation des équipements à l'horizon 2040					
Localité	Type de localité	Cons Administrative (m3/j)	Cons Commerciale (m3/j)	Cons Industrielle (m3/j)	Total équipement (m3/j)
Khenchela	urbaine	5580,57	2976,31	3720,38	12277,26
Kais	semi rurale	1021,31	510,65	1021,31	2553,26
Elmahmel	semi rurale	800,33	400,16	800,33	2000,81
Ouled Rechache	semi rurale	1083,89	541,94	1083,89	2709,71
Total		8486,09	4429,06	6625,90	19541,05

II.2.3. Les besoins de toute l'agglomération :

Les résultats dans le tableau ci-dessus représentent la demande moyenne journalière en eau potable de différents consommateurs potentiels de l'agglomération concernée par notre projet

Tablea.II.06 : La consommation moyenne journalière de l'agglomération (2040)

Consommation totale $Q_{moy\ j\ t}$ à l'horizon 2040			
Localité	Consommation Domestique Q (m³/j)	Consommation des équipements (m³/j)	Cons total de l'agglomération (m³/j)
Khenchela	37203,83	12277,26	49481,09
Kais	10213,05	2553,26	12766,31
Elmahmel	8003,25	2000,81	10004,06
Ouled Rechache	10838,85	2709,71	13548,56
Total	66258,98	19541,05	85800,03

II.2.4. Les besoins en eau pour l'incendie et pertes :

Le débit minimum pour incendie considéré de 17 l/s (61,2 m³/h) pendant deux heures par jour, ce qui exige un volume de 120 m³ dans le réservoir d'alimentation. Sachant qu'on a trois communes à alimenter en doit satisfaire les quatre commune de ce volume donc le volume d'incendie sera de $Q_{inc} = 4 * 120$ donc :

$$Q_{inc} = 480 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les pertes d'eau dans le réseau de distribution sont loin d'être négligeables. Le but actuel planifié par l'état est de réduire les pertes jusqu'à 15% de la consommation moyenne journalière.

$$Q_{pert} = 0.15 * Q_{moy}$$

$$Q_{pert} = 0.15 * 85800.03 = 12870 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tablea.II.07 : La consommation moyenne journalière avec pertes et incendies (2040).

Cons moy j (m3/j)	Incendie (m3/j)	Pertes (m3/j)	Q moy (m3/j)
49481,09	120	7422,16409	57023,26
12766,31	120	1914,94688	14801,26
10004,06	120	1500,60938	11624,67
13548,56	120	2032,28438	15700,85
85800,03	480	12870,0047	99150,04

II.3. Les consommations maximales et minimale journalière :

II.3.1. Le débit maximal journalier :

Durant l'année il y a une journée dont la consommation est maximale, ce qui veut dire que la consommation en eau atteint un seuil maximum, et le débit max est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\max, j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy}, j}$$

Où

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal journalier, compris entre 1,1 et 1,3. Ce coefficient est inversement proportionnel à l'importance de l'agglomération.

Dans notre étude on prend

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

Alors : $Q_{\max, j} = 1,3 * Q_{\text{moy}, j}$

II.3.2. Le débit minimal journalier :

Ce débit représente la consommation minimale de l'eau pendant le jour le moins chargé de l'année, ce débit est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\min, j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy}, j}$$

Où

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimal journalier, compris entre 0,7 et 0,9. Ce coefficient est inversement proportionnel à l'importance de l'agglomération.

Dans notre étude on prend $K_{\min, j} = 0,9$

Alors : $Q_{\min, j} = 0,9 * Q_{\text{moy}, j}$

Les résultats des différents débits max et min sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau.II.08 : Tableau représentatif des débits max et min (2040).

Localité	cons max et min/ j (m3/j) à l'horizon 2040				
	Débits Q (m3/j)	K max j (m3/j)	Q max j (m3/j)	K min j (m3/j)	Q min j(m3/j)
Khenchela	57023,26	1,30	74130,24	0,90	51320,93
Kais	14801,26	1,30	19241,64	0,90	13321,13
Elmahmel	11624,67	1,30	15112,07	0,90	10462,20
Ouled Racheche	15700,85	1,30	20411,11	0,90	14130,77
Total (m3/j)	99150,04		128895,05		89235,04

II.4. Le bilan hydrique :

Le bilan hydrique c'est le calcul représentant la différence entre la demande en eau potable pour satisfaire les besoins des différents consommateurs et les ressources en eau existantes, ce bilan a pour but de d'accomplir les besoins en cas de déficit, et d'intervenir pour exploiter l'excès.

Tableau.II.09 : Tableau représentant de Bilan Hydrique (2040).

Localité	Production existante		Besoin en eau	Bilan hydrique	
	Q prod (l/s)	Q prod (m3/j)	Q max j (m3/j)	Q max j (m3/j)	Q max j (l/s)
Khenchela	193,00	16675,20	74130,24	57455,04	664,99
Kais	77,00	6652,80	19241,64	12588,84	145,70
Elmahmel	42,00	3628,80	15112,07	11483,27	132,91
Ouled Racheche	38,00	3283,20	20411,11	17127,91	198,24
Total	350,00	30240,00	128895,06	98655,06	1141,84

Le débit qui représente le besoin déficitaire qu'on doit accomplir par notre étude est donc de 98655,06 m³/j et qui est de 1141.84 l/s.

Conclusion :

Le calcul des différents débits, de consommation et de production nous mène à distinguer un déficit énorme qui est de 98655,06 (m³/j) où le besoin n'est pas satisfait ce qui nous contraint à penser à une solution d'approvisionnement pour accomplir ce déficit à travers notre étude.

CHAPITRE

III

Etude de l'adduction

Ce chapitre vise à dimensionner un réseau d'adduction mixte après avoir étudié deux variantes, de sorte que la variante choisie doit répondre aux conditions techniques et économiques, puis le dimensionnement des différents tronçons refoulement et gravitaire.

III.1. Type d'adduction :

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. C'est le cas de notre étude qui comporte des tronçons dont l'écoulement est par refoulement et d'autres gravitairement. [1]

III.2. Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre :

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

III.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement est c'est notre cas [1]

III.3. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.4. Choix du matériau de la conduite :

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques. [2]

A. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

B. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

C. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est non corrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands

diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

D. Amiante Ciment :

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

NB :

Le choix des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions nominales.
- Les conditions d'installation.
- Les revêtements.
- La disponibilité.
- Le prix unitaire.
- Le type de sol.

III.5. 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.

III.6. Calcul hydraulique (Méthode de calcul) :

III.6.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :

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

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

- Formule de Bonnin : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (III-2)

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

Q : Débit à élever en (m³/s).

Remarque :

La formule de Bresse n'est valable que pour les courtes longueurs de conduite (≤1Km).

- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_{g\acute{e}om} + \sum \Delta H \dots\dots\dots (III-3)$$

H_{g^éom} : différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

∑ΔH : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta H = 1,10 * \Delta H_1 \dots\dots\dots (III-4)$$

ΔH₁ : Pertes de charge linéaires (m).

- Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach donne :

$$\Delta H_l = J * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III-5)$$

Ou bien tenant compte du débit

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots (III-6)$$

- J** : gradient hydraulique en (m/m) ;
- V** : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- D** : diamètre de la conduite (m) ;
- L** : la longueur de la conduite (m) ;
- g** : l'accélération de la pesanteur 9,81 (m/s²) ;
- λ** : coefficient de frottement ;

- Le coefficient de frottement λ est donné par les formules :

- De Nikuradsé $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (III-7)

- De Colebrook $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}})$ (III-8)

ε : La rugosité de la paroi de la conduite (mm) ;

Re : nombre de Reynolds.

- La puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Q * Hmt}{\eta} \dots\dots\dots (III-9)$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%) ;

Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;

g : pesanteur 9.81 (m/s²).

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365,25 \dots\dots\dots (III-10)$$

E : L'énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : Puissance de pompage (Kw) ;

t : Temps de pompage par jour (h).

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

$$F_{\text{exploit}} = \delta * E \dots\dots\dots (III-11)$$

F_{explo} : Dépense annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kwh) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III -1)

Tableau.III.01 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	05h-17h	12	1,615
Heures de pointes	17h-20h	3	7,267
Heures creuses	20h-05h	9	0,853

Source (sonelgaz, Khenchela)

On évite de fonctionner les pompes de 17h à 20h pour éviter le prix élevé par rapport aux autre heures du jour, et la disjonction électrique en cas de énergie insuffisante pour la mise des pompes en marche sachant que nos pompes fonctionnent 21h/24h donc on les fait marcher de 20h à 17h, et avec la relation suivante on tire δ .

$$\delta = \frac{1,615 * 12 + 0,853 * 9}{21} = 1,28 \text{ DA} \dots \dots \dots \text{ (III-12)}$$

- Frais d'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 :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ (DA)} \dots \dots \dots \text{ (III-13)}$$

Avec :

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

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante : [1]

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{ (III-14)}$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel (en Algérie i = 8 %) ;

n : nombre d'années d'amortissement, n = 30ans.

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

Remarque :

Le calcul des couts se fait pour l'ensemble des diamètres afin de déterminer le diamètre économique.

III.6.2. Cas gravitaire :

Le calcul sera effectué par la formule Darcy-Weisbakh :

$$\Delta Hd = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (III-15)$$

ΔH_a : Charge disponible totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L : La longueur de la conduite gravitaire (m) ;

Q : Débit demandé (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.III.02 : Coefficients K', m, β, pour des différentes conduites.

Matériau	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

III.7. Proposition des variantes :

On propose deux variantes et après un calcul préliminaire on va choisir la plus économique, sachant que le côté technique doit être bien vérifié.

Pour notre cas on préfère la fonte ductile PN 20 vu sa résistance et sa disponibilité avec des diamètres pour des débits énormes, et on a le long du tracé des conduites, un sous-sol qui est majoritairement constitué de formations calcaires gréseuse et marne.

La résistivité des terrains est élevée dans la majorité du tracé, ce qui est le signe d'un sol non agressif.

A partir des tableaux suivants on fait une petite comparaison entre la fonte et le PEHD et on tire le plus économique.

A partir d'une étude comparative effectuée par l'A.N.B.T pour les deux matériaux, fonte ductile et PEHD, on a eu des prix de fourniture et pose des conduites pour ce projet, sachant que les prix de pose varie en fonction de terrain, pour notre cas sont estimer comme suit :

Tableau.III.03 : Les prix d'un mètre linéaire des différents diamètres des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix en (DA)
300	13322.93
400	16102.8
500	19315.96
600	24658.32
700	30555.052

Tableau.III.04 : Prix unitaires des différents diamètres des conduites en PEHD.

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Pression	Prix HT (DA)	Prix TTC (DA)
315	35,2	20 Bars	8 908,90	10 423,41
400	44,7	20 Bars	14 357,20	16 797,92
500	55,8	20 Bars	21 375,90	25 009,80

Remarque :

- On remarque que la différence apparaît bien au-delà de 400 (mm).
- Les prix des conduites en fonte tiennent compte la pose de canalisations par contre le PEHD n'est que le prix TTC.
- Le PEHD présenté est de PN20 où la fonte résiste bien à la pression (dépassé 32bars) pour les grands diamètres.
- Vu les besoins qu'on a, on aura besoin d'utiliser des grands diamètres pour transférer les débits, et le plus grand diamètre en PEHD est de 700 mm par contre la fonte peut aller jusqu'à 1400 mm.

Pour ces raisons on va utiliser la fonte ductile dans notre projet pour les avantages qu'elle présente.

Et pour un calcul préliminaire on va choisir comme diamètre 700 mm, et avec un débit refoulé de 1.305 m³/s on trouve une vitesse de 3.39 m/s (les pompes fonctionnent 21 heures/24 heures).

On fait fonctionner les pompes 21h sur 24h principalement pour éviter les trois heures (de 17 :00 à 20 :00 h) où l'énergie électrique coûte 7,267 DA, par contre dans le reste du jour le coût varie de 0,853 et 1,615 DA, et pour que les pompes reposent ce qui assure la longévité.

Pour notre calcul préliminaire et sachant que la conduite est en fonte, on prend :

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

III.7.1. Variante 1 :

Le tracé de la conduite d'adduction suit un cheminement dont la majorité de ces tronçons sont à côté de la route nationale n°5. Le système commence à partir de la station de traitement du barrage Koudiat Medaour, de cote 953 m NGA au moyen d'une première station SP1 de pompage qui refoule un débit de 98655.06 m³/j jusqu'au réservoir tampon RT1 à une cote de 1079 m NGA, dont la longueur de ce tronçon est de 7850 m. L'écoulement devient gravitaire de ce point jusqu'à la station de pompage SP2 qui est à 36606 m de loin, et de 970 m NGA, dans ce tronçon un débit de 12588,84 m³/j sera transféré vers la commune de Kais à partir d'un picage au point P qui se trouve à 20706 m de RT1, et à 963 m NGA., vers le réservoir de Kais qui est à 1015 m de cote.

La station de pompage SP3 qui se trouve à une cote de 1094m NGA et à 5900 m loin de SP2 reçoit un débit de 86066.22 m³/j qu'elle doit refouler jusqu'au réservoir de Khenchela qui se trouve à 2980 m de SP3 et à une cote de 1200 m NGA.

Le réservoir de Khenchela est un réservoir d'alimentation à côté d'un réservoir tampon RT2 de même cote 1200 m NGA tant que l'écoulement devient gravitaire sur une longueur de 16125 ml jusqu'au réservoir d'Elmahmal à une cote de 1157 m NGA qui reçoit un débit de 11483,27 m³/j sur 28611.18 m³/j dont le reste qui est de 17127.91 m³/j s'écoule gravitairement sur une longueur de 13500 ml vers la station de pompage SP4 qui se trouve à une cote de 1125 m NGA, cette station refoule à son tour un débit de 17127.91 m³/j à une cote de 1094 m NGA là où se trouve le réservoir d'Ouled Racheche.

Tableau.III.05 : Stations de pompage projetées (Variante 1).

Station	Départ	l'arrivé	D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (mce)
SP1	953	1083	700	3.39	0,00973	7850	0,00815	63,943	70,338	130	200,338
SP2	970	1100	700	3.39	0,00973	5900	0,00815	48,059	52,865	130	182,865
SP3	1094	1205	700	3.39	0,00973	2980	0,00815	24,274	26,701	111	137,701
SP4	1125	1200	700	3.39	0,00973	4700	0,00815	38,285	42,113	75	117,113

Le tableau suivant nous donne les prix d'exploitation de chaque station de pompage.

Tableau.III.06 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 1).

Station	P (kwatt)	E 10 ⁶ (KWh)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)
SP1	2884,82	21,074	26,808
SP2	2296,57	16,776	21.341
SP3	1729,37	12,633	16,070
SP4	292,39	2,136	2,717

$$F_{ex t} = 66,937 * 10^6 \text{ DA}$$

Les frais de la tuyauterie de la variante 1

L (m)	le prix unitaire (DA)	le prix total x 10 ⁶ DA
90610	30555,052	2768,593

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

$$F_{\text{tuyauterie}} + F_{\text{ex t}} = 66,937 * 10^6 + 2768,593 * 10^6$$

Les frais totaux de la variante 1 **Mt = 2835,53* 10⁶ DA**

III.7.2. Variante 2 :

Le tracé de la conduite d'adduction suit un cheminement où il faut réaliser une piste pour dans la majorité de ses tronçons. Le système commence à partir de la station de traitement du barrage Koudiat Medaour de cote 953 m NGA au moyen d'une première station de pompage qui refoule un débit de 98655.06 m³/j jusqu'au réservoir tampon RT1 à une cote de 1095m. dont la longueur de ce tronçon est de 8125 m. l'écoulement devient gravitaire de ce point jusqu'à la station de pompage SP2 qui est à 34970 m, cette dernière est à une cote de 964 m NGA, dans ce tronçon un débit Q_{Kais} de 12588,84 m³/j sera dévié vers la commune de Kais à partir d'un picage au point P qui se trouve à 19350 m de RT1, et à 925 m NGA., vers une station de pompage SPk qui à une cote de 956 m NGA, et à une longueur de 7385 m de point du picage, elle refoule le débit cers réservoir de Kais qui est à 1015 m NGA de cote. Et à une distance de 3612 m.

La station de pompage SP3 qui se trouve à une cote de 1004 m NGA et à 6050 m loin de SP2 reçois un débit de 86066.22 m³/j qu'elle doit refouler jusqu'au réservoir de Khenchela qui se trouve à 3045 m de SP3 et à une cote de 1200 m NGA.

Le réservoir de Khenchele est un réservoir d'alimentation à côté d'un réservoir tampon RT2 de même cote 1200 m NGA tant que l'écoulement devient gravitaire sur une longueur de 16125 ml jusqu'au réservoir d'Elmahmal à une cote de 1157 m NGA qui reçois un débit de 11483,27 m³/j sur 28611.18 m³/j dont le reste qui est de 17127.91 m³/j s'écoule gravitairement sur une longueur de 13500 ml vers la station de pompage SP4 qui se trouve à une cote de 1125 m NGA, cette station refoule à son tour un débit de 17127.91 m³/j à une cote de 1094 m NGA là où se trouve le réservoir d'Ouled Racheche .

Tableau.III.07 : Calcul stations de pompage projetées (Variante 2).

Station	Départ	l'arriv è	D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔH_t (mce)	Hg (m)	Hmt (mce)
SP1	953	1095	700	3,39	0,00973	8125	0.00815	66,183	72,802	142	214,802
SP2	964	1008	700	2,59	0,00973	6050	0.00474	28,706	31,577	44	75,577
SP3	1004	1205	700	2,59	0,00973	3045	0.00474	14,448	15,893	201	216,893
SP4	1125	1200	700	0,51	0,00973	4700	0.00019	0,881	0,969	75	75,969
SPK	956	1019	700	0,38	0,00973	3612	0.00010	0,367	0,403	63	63,403

Le tableau suivant nous donne les prix d'exploitation de chaque station de pompage.

Tableau.III.08 : les frais d'exploitation des stations de pompage projetées (Variante 2).

Station	P (kwatt)	E 10 ⁶ (KWh)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)
SP1	3093,09	23,725	30,180
SP2	949,16	7,280	9,261
SP3	2723,92	20,893	26,578
SP4	189,67	1,455	1,851
SP Kais	158,30	1,214	1,545

$$F_{\text{exp t}} = 69.415 * 10^6 \text{ DA}$$

Tableau des frais de la tuyauterie de la variante 1

L (m)	Le prix unitaire	Le prix total x 10 ⁶ da
97512	30555,052	2979,482

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

$$F_{\text{tuyauterie}} + F_{\text{ex t}} = 69,415 * 10^6 + 2979,482 * 10^6$$

Les frais totaux de la variante 1

$$M_t = 3048,897 * 10^6 \text{ DA}$$

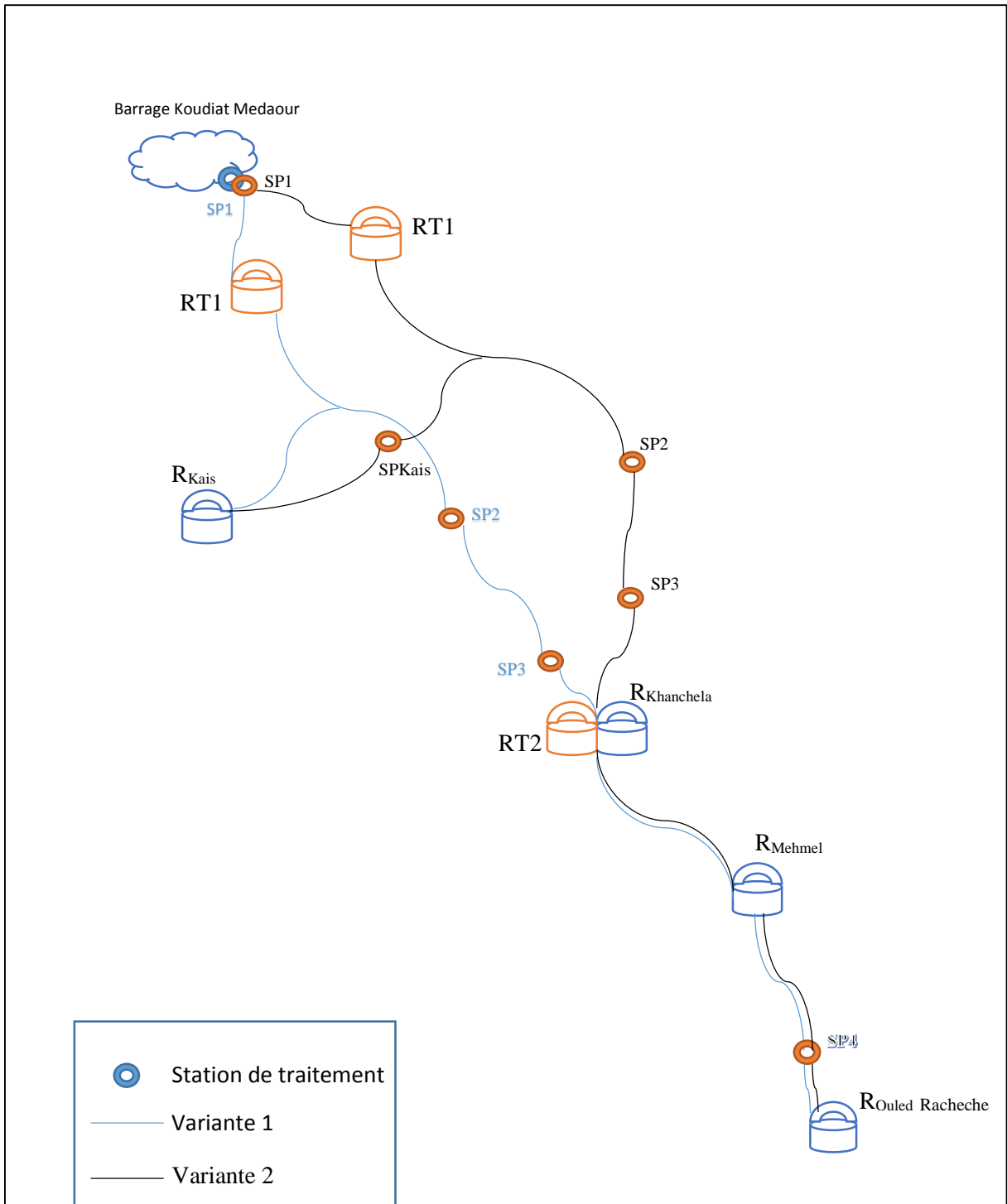


Figure.III.01 : Schéma représentatif des tracés des variantes

III.7.3. Comparaison des variantes :

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

Tableau.III.09 : Comparaison économique des variantes (DA)

Désignation	Variante 1 (DA)	Variante 2 (DA)
Fourniture de conduites	2768 ,593*10⁶	2979,482 *10⁶
Energie d'exploitation	66,937 * 10⁶	69,415*10⁶
TOTAL	2835,53* 10⁶	3048,897* 10⁶

On remarque que la variante N°1 est de $213,367*10^6$ (DA) moins couteuse que la deuxième dont elle est meilleur du point de vue économique, et techniquement on la traitera en détail dans ce qui suit, concernant les prix unitaires des conduites en fonte voir l'annexe (III.01).

Citant que le cheminement de la variante 1 est près de la route nationale n° 5 dans la majorité de sa longueur d'où la facilité de la réalisation et l'entretien de notre adduction.

Concernant la variante 2 on doit réaliser une piste dans la majorité de sa longueur, cette dernière qui va disparaître avec le temps et l'entretien devient très difficile.

NB :

Le choix de l'emplacement des réservoirs (leurs côtes) s'est fait en fonction des réservoirs existant, ces derniers sont implantés d'une façon à ce qu'ils satisfassent les besoins des agglomérations du point de vue pression, cote piézométrique et vitesse d'écoulement, et notre projection permet d'alimenter les réseaux existant, en respectant toutes conditions.

III.8. Dimensionnement du réseau d'Adduction :

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

III.8.1. Partie de refoulement :

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut effectuer une étude économique détaillée.

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement+ frais de pompage).

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous choisissons une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application de la formule de Bonnin nous donne une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques vus les longueurs importantes des adductions du fait de l'influence des pertes de charge.

III.8.1.1. Dimensionnement du tronçon (SP1 _ RT1) :

Le point du départ est de 953 m, et celui d'arrivée est de 1083 m, de cette station on a refoulé un débit de 98655.06 (m³/j) durant les 21h du jour qui correspond à 1.305 (m³/s).

Les calculs hydrauliques sont regroupés dans le tableau suivant en basant sur les formules citées auparavant (la conduite est toujours en fonte).

Le λ sera calculé par la formule de Nikuradsé dans tout ce qui suit.

On utilise la formule de Bonnin du diamètre économique pour choisir une gamme des diamètres, et après calcul on choisit le diamètre le plus économique $D_{ec} = \sqrt{Q}$

$$D_{ec} = \sqrt{1.305} = 1142 \text{ mm}$$

Les résultats dans les tableaux récapitulatifs sont à base des formules cités précédemment.

Tableau.III.10 : Calcul de la Hauteur manométrique totale (H_{mt}) de la station de pompage SP1.

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔH_t (mce)	Hg (m)	Hmt (mce)
600	4.62	0.00999	7850	0.01808	141.893	156.082	130	286.082
700	3.39	0.00973	7850	0.00815	63.943	70.338	130	200.338
800	2.60	0.00951	7850	0.00408	32.067	35.273	130	165.273
900	2.05	0.00933	7850	0.00222	17.448	19.193	130	149.193
1000	1.66	0.00917	7850	0.00129	10.125	11.137	130	141.137
1100	1.37	0.00902	7850	0.00079	6.189	6.808	130	136.808
1200	1.15	0.00890	7850	0.00050	3.950	4.344	130	134.344

Les frais d'exploitation de la première station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.11 : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage SP1.

D (mm)	P (kwatt)	E 10 ⁶ (KWh)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)
600	4119.52	31.598	40.196
700	2884.82	22.127	28.148
800	2379.90	18.254	23.221
900	2148.34	16.478	20.962
1000	2032.35	15.589	19.830
1100	1970.01	15.110	19.222
1200	1934.53	14.838	18.876

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau III-12 :

Tableau.III.12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-RT1.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix t (DA) 10 ⁶	F _{amor} 10 ⁶ (DA)
600	24658.32	7850	193.568	17.228
700	30555.052	7850	239.857	21.347
800	34260.69	7850	268.946	23.936
900	40133.15	7850	315.045	28.039
1000	46941.62	7850	368.492	32.796
1100	51320.15	7850	402.863	35.855
1200	56229.3	7850	441.400	39.285

Le tableau suivant résume les deux tableaux au-dessus :

Tableau.III.13 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-RT1.

Diamètre (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	bilan 10 ⁶
600	40.196	17.228	57.423
700	28.148	21.347	49.495
800	23.221	23.936	47.158
900	20.962	28.039	49.001
1000	19.830	32.796	52.626
1100	19.222	35.855	55.077
1200	18.876	39.285	58.160

On représente le tableau précédent graphiquement :

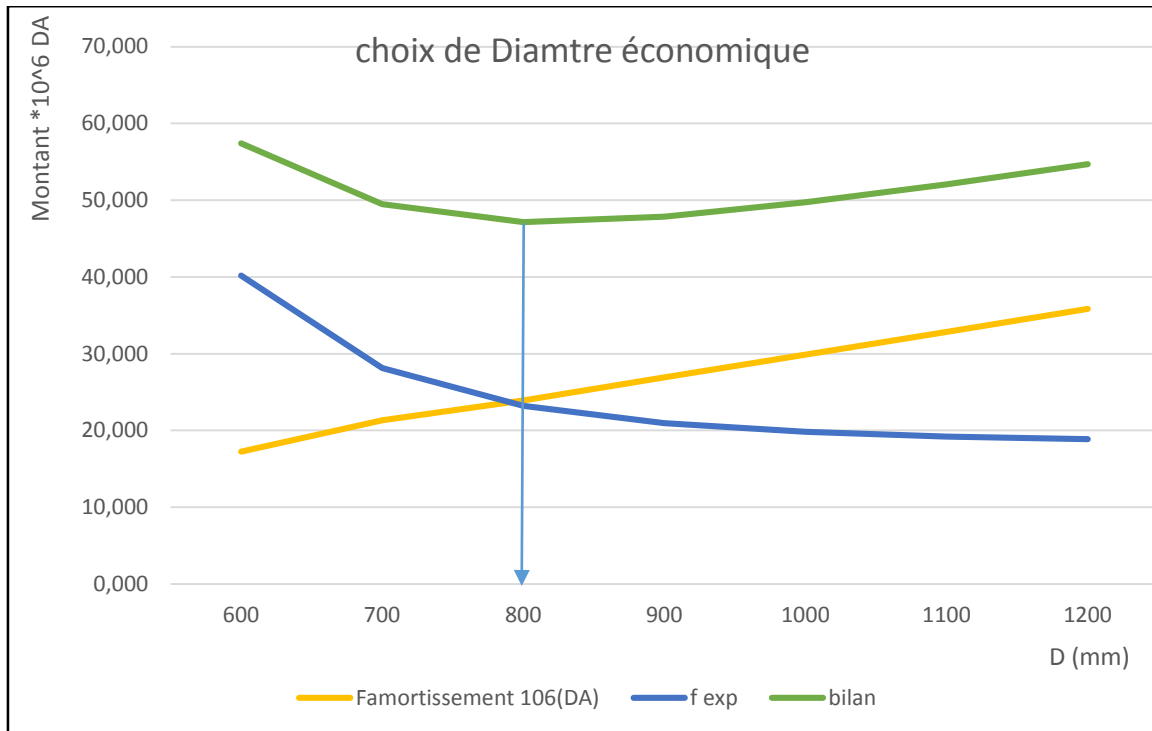


Figure.III.02 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – RT1).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – RT1) est : D= 800 mm avec une vitesse d'écoulement de V=2,6 m/s.

III.8.1.2. Dimensionnement du tronçon (SP2 _ SP3) :

Le point du départ est de 970 m, et celui d'arrivée est de 1100 m, à partir de cette station on va refouler un débit de 86066.22 (m³/j) durant les 21h du jour qui correspond à 1.138 (m³/s)
 On utilise la formule de BONNIN du diamètre économique pour choisir une gamme des diamètres, et après calcul on choisit le diamètre économique $Dec = \sqrt{Q}$

$$Dec = \sqrt{1.138} = 1066.77 \text{ mm}$$

Toujours on suit les mêmes procédures, les calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau.III.14 : Calcul de la Hauteur manométrique totale (H_{mt}) de la station de pompage SP2

Di (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔH_t (mce)	Hg (m)	Hmt (mce)
400	9.06	0.01072	5900	0.11205	661.111	727.222	130	857.222
500	5.80	0.01031	5900	0.03530	208.273	229.100	130	359.100
600	4.02	0.00999	5900	0.01375	81.097	89.207	130	219.207
700	2.96	0.00973	5900	0.00619	36.546	40.201	130	170.201
800	2.26	0.00951	5900	0.00311	18.327	20.160	130	150.160
900	1.79	0.00933	5900	0.00169	9.972	10.970	130	140.970
1000	1.45	0.00917	5900	0.00098	5.787	6.366	130	136.366

Les frais d'exploitation sont récapitulés dans le tableau III-15 :

Tableau.III.15 : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage SP2.

D (mm)	P (kw)	E 10 ⁶ (KWh)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)
400	10765.69	82.576	105.044
500	4509.87	32.945	41.909
600	2752.98	20.111	25.583
700	2137.52	15.615	19.863
800	1885.83	13.776	17.524
900	1770.41	12.933	16.452
1000	1712.59	12.510	15.915

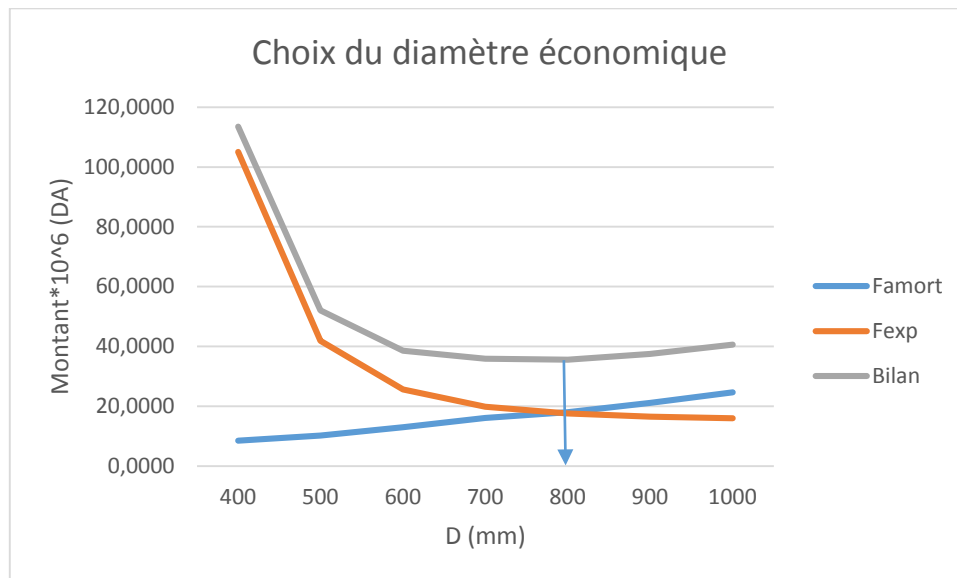
Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau III-16 :

Tableau.III.16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3.

Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA) 10 ⁶	Famort 10 ⁶ (DA)
400	16102.800	5900	95.007	8.456
500	19315.960	5900	113.964	10.143
600	24658.320	5900	145.484	12.948
700	30555.052	5900	180.275	16.044
800	34260.690	5900	202.138	17.990
900	40133.150	5900	236.786	21.074
1000	46941.620	5900	276.956	24.649

Tableau.III.17 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2-SP3.

D (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	Bilan *10 ⁶
400	105.044	8.4556	113.500
500	41.909	10.1428	52.052
600	25.583	12.9481	38.531
700	19.863	16.0445	35.908
800	17.524	17.9903	35.515
900	16.452	21.0739	37.526
1000	15.915	24.6490	40.564

**Figure.III.03** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 – SP3).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP2 – SP3) est : D= 800 mm avec une vitesse d'écoulement de V= 2,26 m/s.

III.8.1.3. Dimensionnement du tronçon (SP3 _ RT2) :

Le point du départ est de 1094 m, et celui d'arrivée est de 1205 m, de cette station on a refoulé un débit de 86066.22 (m³/j) durant les 21h du jour qui correspond à 1.138 (m³/s).

On utilise la formule de BONNIN du diamètre économique pour choisir une gamme des diamètres, et après calcul on choisit le diamètre économique $D_{ec} = \sqrt{Q}$

$$D_{ec} = \sqrt{1.138} = 1066.77 \text{ mm}$$

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-18 : Calcul de la Hauteur manométrique totale (H_{mt}) de la station de pompage SP3

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔH_t (mce)	Hg (m)	Hmt (mce)
400	9.06	0.01072	2980	0.11205	333.917	367.309	111	478.309
500	5.80	0.01031	2980	0.03530	105.195	115.715	111	226.715
600	4.02	0.00999	2980	0.01375	40.961	45.057	111	156.057
700	2.96	0.00973	2980	0.00619	18.459	20.305	111	131.305
800	2.26	0.00951	2980	0.00311	9.257	10.183	111	121.183
900	1.79	0.00933	2980	0.00169	5.037	5.541	111	116.541
1000	1.45	0.00917	2980	0.00098	2.923	3.215	111	114.215

On récapitule le calcul des frais d'exploitation dans le tableau suivant :

Tableau.III.19 : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage SP3.

D (mm)	P (kw)	E 10 ⁶ (KWh)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)
400	6006.99	46.075	58.612
500	2847.27	21.839	27.782
600	1959.89	15.033	19.123
700	1649.03	12.648	16.090
800	1521.91	11.673	14.850
900	1463.61	11.226	14.281
1000	1434.41	11.002	13.996

Tableau.III.20 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-RT2.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix t (DA) 10 ⁶	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
400	16102.8	2980	47.986	4.271
500	19315.96	2980	57.562	5.123
600	24658.32	2980	73.482	6.540
700	30555.052	2980	91.054	8.104
800	34260.69	2980	102.097	9.087
900	40133.15	2980	119.597	10.644
1000	46941.62	2980	139.886	12.450

On résume les deux tableaux précédents dans le tableau suivant :

Tableau.III.21 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement SP3-RT2.

Diamètre (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	Bilan 10 ⁶
400	58.612	4.27078462	62.883
500	27.782	5.12297891	32.905
600	19.123	6.53987963	25.663
700	16.090	8.10381089	24.194
800	14.850	9.0866202	23.936
900	14.281	10.644114	24.925
1000	13.996	12.4498565	26.446

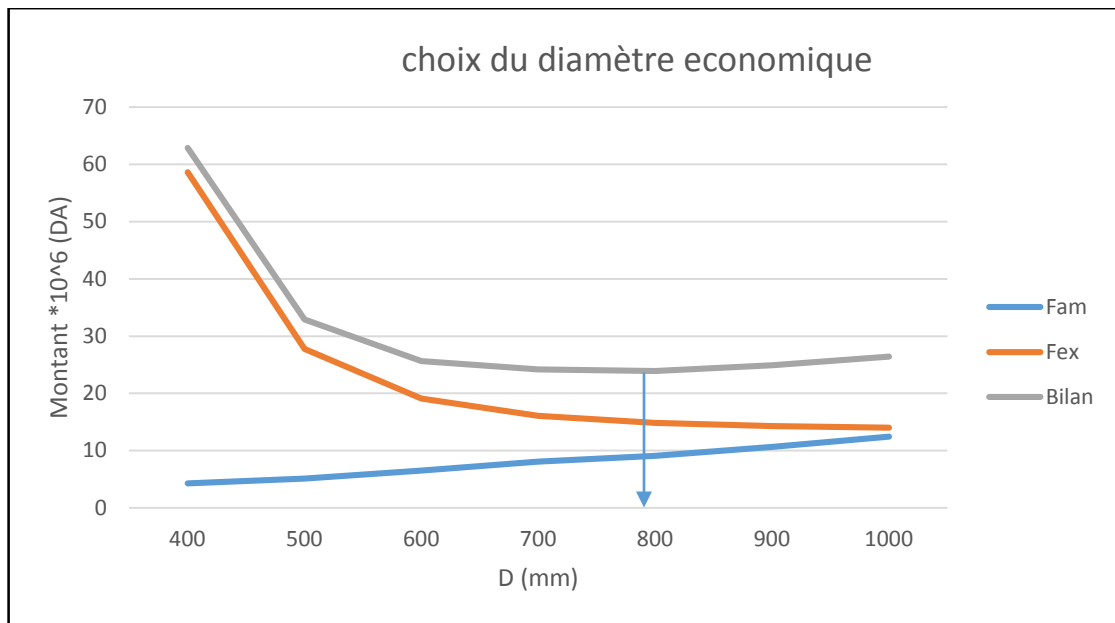


Figure.III.04 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3 – RT2).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP3 – R Khenchela) est : D= 800 mm avec une vitesse d'écoulement de V= 2.26 m/s.

III.8.1.4. Dimensionnement du tronçon (SP4 _ R Ouled Rechache) :

Le point du départ est de 1125 m, et celui d'arrivée est de 1200 m, de cette station on a refoulé un débit de 17127.91 (m³/j) durant les 21h du jour qui correspond à 0.226 (m³/s).

On utilise la formule de BONNIN du diamètre économique pour choisir une gamme des diamètres, et après calcul on choisit le diamètre économique $Dec = \sqrt{Q}$

$$D_{ec} = \sqrt{0.226} = 475.39 \text{ mm.}$$

Tableau.III.22 : Calcul de la Hauteur manométrique totale(H_{mt}) de la station de pompage SP4.

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	j (m/m)	ΔH (m)	ΔH_t (mce)	Hg (m)	Hmt (mce)
300	3.20	0.01129	4700	0.01962	92.191	101.410	75	176.410
400	1.87	0.01072	4700	0.00442	20.771	22.848	75	97.848
500	1.15	0.01031	4700	0.00139	6.544	7.198	75	82.198
600	0.80	0.00999	4700	0.00054	2.548	2.803	75	77.803
700	0.59	0.00973	4700	0.00024	1.148	1.263	75	76.263

Tableau III.23 : Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage SP4.

D (mm)	P (kwatt)	E 10 ⁶ (KWh)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)
300	440.43	3.378	4.297
400	244.29	1.874	2.384
500	205.22	1.574	2.002
600	194.24	1.490	1.895
700	190.40	1.460	1.858

Tableau.III.24 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4-R Ouled Rachache.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix _{total} (DA) 10 ⁶	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
300	13322.93	4700	62.618	5.573
400	16102.8	4700	75.683	6.736
500	19315.96	4700	90.785	8.080
600	24658.32	4700	115.894	10.315
700	30555.052	4700	143.609	12.781

Les deux tableaux d'exploitation et d'amortissement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.25 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP4-RT.

D (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amor} 10 ⁶ (DA)	Bilan *10 ⁶ DA
300	4.297	5.573	9.870
400	2.384	6.736	9.119
500	2.002	8.080	10.082
600	1.895	10.315	12.210
700	1.858	12.781	14.639

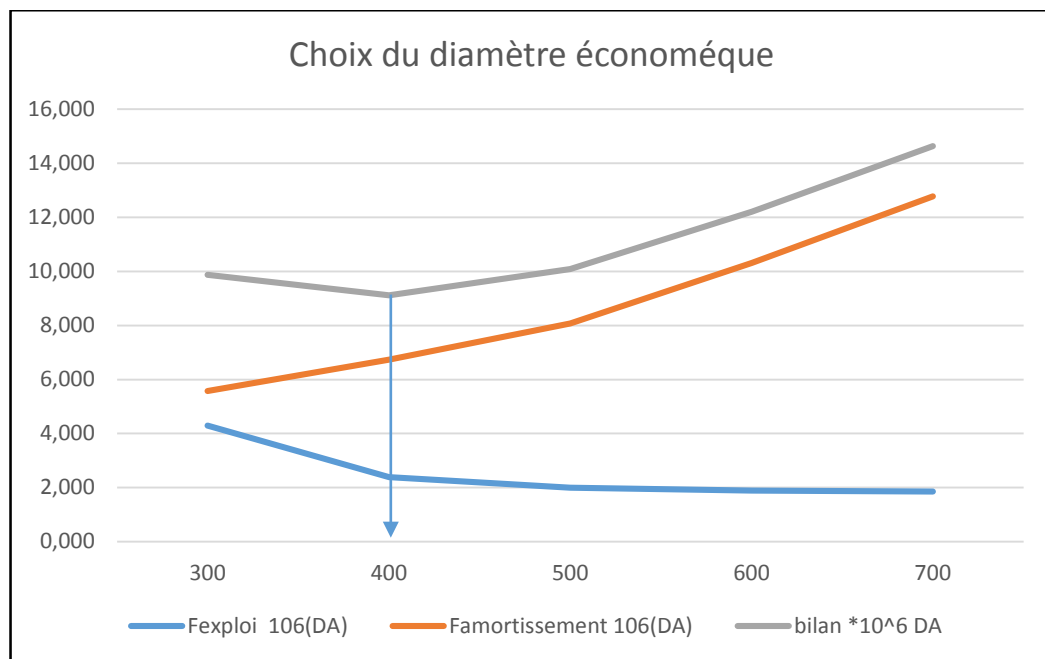


Figure.III.05 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP4 – R_{Ouled Rachache}).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP4 – R_{Ouled Rachache}) est : D= 400 mm avec une vitesse d'écoulement de V= 1,87 m/s.

III.8.2. Partie gravitaire :

Le dimensionnement des tronçons gravitaires se fait on utilisant la formule simplifiée de Darcy-Weisbakh qui donne des pertes de charges un peu plus grandes que celle universelle, pour dimensionner pour le cas le plus défavorable.

$$\Delta Hd = \frac{K * L * Q^\beta}{D_{av}^m} :$$

III.8.2.1. Le tronçon RT1- P picage vers Kais :

On calcule d'abord le gradient hydraulique pour calculer la cote piézométrique au point du picage. Ce gradient doit être calculé par rapport au point le plus défavorable qui est la SP2 à une distance de 36606 m

$$J = (Cr RT1 - Cp SP2) / L_{RT1 - SP2}$$

$$J = 1079 - 970 = 109 / 36606$$

$$J = 0.003$$

Tronçon de réservoir Tampon 1 - Point de picage pour Kais

I = 0.003	L (m)	Leq (m)	ΔHrt- PK (mce)
0.003	20706	22776.6	68.33

m	k	B	L (m)	Leq (m)	Q (m³/s)	Q ^B (m³/s)	ΔH (mce)	D (m)
5.2	0.001735	2	20706	22776.6	1.142	1.304164	68.33	0.947

On prend le diamètre normalisé D = 1000 mm sur une longueur de 20706 m

Qui nous donne une nouvelle perte de charge $\Delta H = (k * L_{eq} * Q^B / D^m) = 51,54$

On calcule la cote piézométrique au point P_{pk}

$$Cp pk = C_{RT1} - \Delta H_{RT1 - PK} = 1079 - 51.54$$

$$Cp pk = 1027.46 \text{ m}$$

La charge au point du picage est $H_{PK} = Cp pk - C_T$

$$H_{PK} = 1027.46 - 963$$

$$H_{PK} = 64.46 \text{ mce}$$

$$H_{PK} = 6.446 \text{ Bar}$$

La pression au point du picage est admissible pour des conduites en fonte ductile PN 20 B

Vérification de la vitesse :

On la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q/\pi D^2$

D1 (m)	Q (m ³ /s)	π	V (m/s)
1	1.142	3.14	1.45

La vitesse est vérifiée dans ce tronçon

III.8.2.2. Le tronçon P_{picage vers Kais} - SP2:

$$\Delta H_{PK SP2} = C_p p_k - C_p p_{sp2}$$

$$\Delta H_{PK SP2} = 1027.46 - 970$$

$$\Delta H_{PK SP2} = 57.46 \text{ m}$$

Le diamètre calculé en fonction de ΔH_{PK} est donné comme suit :

m	k	B	L (m)	Leq	Q (m ³ /s)	Q ^{AB} (m ³ /s)	ΔH_{PK-SP2} (mce)	D (m)
5.2	0.001735	2	15900	17490	0.996	0.992	57.46	0.883

On doit normaliser le diamètre vers $D_1 = 900 \text{ mm}$ et $D_2 = 800 \text{ mm}$ on fonction de la longueur. Tant qu'on a une cote piézométrique imposée on doit normaliser le diamètre de telle sorte que les conduites préservent la perte de charge en utilisant des conduites en série, alors on a à sommer les pertes de charge créées par deux conduites en série.

$$\Delta H_T = \Delta H_{D1} + \Delta H_{D2}$$

$$\Delta H_T = (k * X * Q^{AB} / D_1^m) * 1.1 + (k * (L - X) * Q^{AB} / D_2^m) * 1.1$$

$$\Delta H_T / 1.1 = k * Q^{AB} * (X / D_1^m + (L - X) / D_2^m)$$

$\Delta H/1,1$	K	B	m	Q (m ³ /s)	L (m)	D1 (m)	D2 (m)
52.24	0.001735	2	5.2	0.992	15900	0.9	0.8

$1/D1^m$	$1/D2^m$	$1/D2*L$	$1/D1-1/D2$	X (D1)	L-X (D2)
1.730	3.191	50737.515	-1.461	13952.42	1947.58

On alors un tronçon de 13952.42 m de conduite en D = 900 mm, un tronçon de 1947.58 de longueur en D = 800 mm.

Vérification de la perte de charge totale et calcul de la cote piézométrique au point spécifique C₁ :

On calcul la perte de charge dans les deux conduites en série par la formule qui suit, et vérifie que leur somme nous mène à la perte de charge totale.

k	m	B	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q ^{^B} (m ³ /s)	D (m)	D ^m (m)	ΔH (mce)
0.001735	5.2	2	13952.42	15347.662	0.996	0.992	0.9	0.578	45.689
0.001735	5.2	2	1947.58	2142.338	0.996	0.992	0.8	0.313	11.77

On a $\Delta H_{D1} + \Delta H_{D2} = 45.688 + 11.766 = 57.46 = \Delta H_{PK-SP2}$ Vérifiée

La cote piézométrique au point C1 (le point de changement de section) est donnée en fonction de la perte de charge et la cote piézométrique au point de picage vers Kais.

$C_{PC1} = C_p pk - \Delta H_{D1} = 1027.46 - 45.689$

$C_{PC1} = 981.77 \text{ m}$

Vérification de la vitesse :

On la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q/\pi D^2$

D (m)	Q (m ³ /s)	π	V (m/s)
0.9	0.996	3.14	1.028
0.8	0.996	3.14	0.812

La vitesse est vérifiée dans les deux tronçons

III.8.2.3. Le tronçon point de picage - R_{Kais} :

$$\Delta H_{PK} = C_p p_k - C_p R_k$$

$$\Delta H_{PK} = 1027.46 - 1015$$

$$\Delta H_{PK} = 12.46 \text{ m}$$

Le diamètre calculé en fonction de ΔH_{PK} est donné comme suit :

m	k	B	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q ^{AB}	ΔH (mce)	D (m)
5.2	0.001735	2	2950	3245	0.1457	0.0212	12.46	0.409

On doit normaliser les diamètres vers $D_1 = 500$ mm et $D_2 = 400$ mm en fonction de la longueur.

Même conditions pour ce tronçon concernant les cotes piézométriques

$$\Delta H_T = \Delta H_{D1} + \Delta H_{D2}$$

$$\Delta H_T = (k * X * Q^{AB} / D_1^m) * 1.1 + (k * (L - X) * Q^{AB} / D_2^m) * 1.1$$

$$\Delta H_T / 1.1 = k * Q^{AB} * (X / D_1^m + (L - X) / D_2^m)$$

$\Delta H/1,1$	K	B	Q ^{AB}	L (m)	D1 (m)	D2 (m)	1/D1	1/D2
11.327	0.001735	2	0.0212	2950	0.5	0.4	36.758	117.297

1/D2*L	1/D1-1/D2	X (D1)	L-X (D2)
346027.059	-80.539	479.280	2470.720

On a alors un tronçon de 479.28 m de conduite en $D = 500$ mm, un tronçon de 2470.72 m de longueur en $D = 400$ mm.

Vérification de la perte de charge totale et calcul de la cote piézométrique au point spécifique B1:

On calcul la perte de charge dans les deux conduites en série par la formule qui suit, et vérifie que leur somme nous mène à la perte de charge totale.

k	m	B	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q ^{AB} (m ³ /s)	D _N (m)	D ^m (m)	ΔH(mce)
0.001735	5.2	2	479.28	527.208	0.1457	0.021	0.5	0.027	0.714
0.001735	5.2	2	2470.72	2717.792	0.1457	0.021	0.4	0.009	11.741

On a $\Delta H_{D1} + \Delta H_{D2} = 0.7138 + 11.741 = 12.46 = \Delta H_{PK-RKais}$ Vérifiée

La cote piézométrique au point B1 (le point de changement de section) est donnée en fonction de la perte de charge et la cote piézométrique au point de picage vers Kais.

$$C_{PB1} = C_p pk - \Delta H_{D1} = 1027.46 - 0.7138$$

$$C_{PB1} = 1026.75 \text{ m}$$

Vérification de la vitesse :

On la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q/\pi D^2$

D (m)	Q (m ³ /s)	π	V (m/s)
0.5	0.1457	3.14	0.74
0.4	0.1457	3.14	1.16

La vitesse est vérifiée dans les deux tronçons

III.8.2.4. Le tronçon RT2 - R_{Mehmel} :

$$\Delta H_{RT2 - R_{Meh}} = C_{r_{RT2}} - C_{TP} R_{Meh}$$

$$\Delta H_{RT2 - R_{Meh}} = 1200 - 1161$$

$$\Delta H_{RT2 - R_{Meh}} = 39 \text{ m}$$

Le diamètre calculé en fonction de ΔH_{PK} est donné comme suit :

m	k	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q ^{AB}	ΔH (mce)	D (m)
5.2	0.001735	16125	17737.5	0.331	0.1096	39	0.624

Par la même méthode on doit normaliser les diamètres vers $D_1 = 700$ mm et $D_2 = 600$ on fonction de la longueur.

Même conditions pour ce tronçon concernant les cotes piézométriques

$$\Delta H_T = \Delta H_{D1} + \Delta H_{D2}$$

$$\Delta H_T = (k * X * Q^{AB} / D_1^m) * 1.1 + (k * (L - X) * Q^{AB} / D_2^m) * 1.1$$

$$\Delta H_T / 1.1 = k * Q^{AB} * (X / D_1^m + (L - X) / D_2^m)$$

DH/1,1	K	B	Q ^{AB} (m ³ /s)	L (m)	D1 (m)	D2 (m)	1/D1 (m ⁻¹)	1/D2 (m ⁻¹)
35.455	0.001735	2	0.110	16125	0.7	0.6	6.390	14.243

1/D2*L	1/D1-1/D2	X (D1)	L-X (D2)
229674.734	-7.854	5497.236	10627.764

On a alors un tronçon de 5497.236 m de conduite en $D = 700$ mm, un tronçon de 10627.764m de longueur en $D = 600$ mm.

Vérification de la perte de charge totale et calcul de la cote piézométrique au point spécifique S1 :

On calcul la perte de charge dans les deux conduites en série par la formule qui suit, et vérifie que leur somme nous mène à la perte de charge totale.

k	m	B	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q ^{AB} (m ³ /s)	D _N (m)	D ^m (m ⁻¹)	ΔH (mce)
0.001735	5.2	2	5497.236	6046.9596	0.331	0.110	0.7	0.156	7.345
0.001735	5.2	2	10627.764	11690.5404	0.331	0.110	0.6	0.070	31.66

On a $\Delta H_{D1} + \Delta H_{D2} = 7.3448 + 31.652 = 39 = \Delta H_{RT2 - Rmeh}$ Vérifiée

La cote piézométrique au point S1 (le point de changement de section) est donnée en fonction de la perte de charge et la cote du radier du réservoir tampon RT2.

$$C_{PS1} = C_{RT2} - \Delta H_{D1} = 1200 - 7.3448$$

$$C_{PS1} = 1192.66 \text{ m}$$

Vérification de la vitesse :

On la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q/\pi D^2$

D (m)	Q (m ³ /s)	π	V (m/s)
0.7	0.331	3.14	0.86
0.6	0.331	3.14	1.17

La vitesse est vérifiée dans les deux tronçons

III.8.2.5. Le tronçon R_{Mehmel} – SP4 :

$$\Delta H_{Rmeh - SP4} = C_{RMeh} - C_{SP4}$$

$$\Delta H_{Rmeh - SP4} = 1161 - 1129$$

$$\Delta H_{Rmeh - SP4} = 32 \text{ m}$$

Le diamètre calculé en fonction de ΔH_{PK} est donné comme suit :

m	k	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q2 (m ³ /s)	DH (mce)	D (m)
5.2	0.001735	13500	14850	0.198	0.0392	32	0.514

Par la même méthode on doit normaliser les diamètres vers $D_1 = 600 \text{ mm}$ et $D_2 = 500$ on fonction de la longueur.

Même conditions pour ce tronçon concernant les cotes piézométriques

$$\Delta H_T = \Delta H_{D1} + \Delta H_{D2}$$

$$\Delta H_T = (k \cdot X \cdot Q^B / D_1^m) \cdot 1.1 + (k \cdot (L - X) \cdot Q^B / D_2^m) \cdot 1.1$$

$$\Delta H_T / 1.1 = k \cdot Q^B \cdot (X / D_1^m + (L - X) / D_2^m)$$

DH/1,1 (mce)	K	B	Q (m ³ /s)	L (m)	D1 (m)	D2 (m)	1/D1 (m ⁻¹)	1/D2 (m ⁻¹)
29.091	0.001735	2	0.0392	13500	0.6	0.5	14.2434	36.758

1/D2*L	1/D1-1/D2 (m ⁻¹)	X (D1) (m)	L-X (D2) (m)
496237.689	-22.5150	3046.2460	10453.754

On a alors un tronçon de 3046.25 m de conduite en D = 600 mm, un tronçon de 10453.75m de longueur en D = 500 mm.

Vérification de la perte de charge totale et calcul de la cote piézométrique au point spécifique G1 :

On calcul la perte de charge dans les deux conduites en série par la formule qui suit, et vérifie que leur somme nous mène à la perte de charge totale.

k	m	B	L (m)	Leq (m)	Q (m ³ /s)	Q^B (m ³ /s)	D (m)	D^m (m)	DH (mce)
0.001735	5.2	2	3046.25	3350.8706	0.198	0.039	0.6	0.070	3.246
0.001735	5.2	2	10453.75	11499.1294	0.198	0.039	0.5	0.027	28.751

On a $\Delta H_{D1} + \Delta H_{D2} = 3.2464 + 28.751 = 32 = \Delta H_{RT2-RM}$ Vérifiée

La cote piézométrique au point G1 (le point de changement de section) est donnée en fonction de la perte de charge et la cote du radier du réservoir de Mehmel.

$C_{PG1} = C_{pRMeh} - \Delta H_{D1} = 1161 - 3.247$

$C_{PG1} = 1157.75 \text{ m}$

Vérification de la vitesse :

On la vitesse est donnée par la relation $V = 4Q/\pi D^2$

D (m)	Q (m ³ /s)	π	V (m/s)
0.6	0.198	3.14	0.70
0.5	0.198	3.14	1.01

La vitesse est vérifiée dans les deux tronçons

III.8.3. Récapitulation des résultats de tout le réseau :

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

Tableau.III.26 : Caractéristiques de l'adduction mixte gravitaire - refoulement.

Tronçons	La côte (m)		Type d'écoulement	Débits (l/s)	Diamètre (mm)	La vitesse (m/s)	Longueur (m)
	Le départ	L'arrivée					
SP1 –RT1	953	1083	refoulement	1305	800	2.6	7850
RT1-PK	1079	1027.46	Gravitaire	1141.84	1000	1.45	20706
PK-C1	1027.46	981.77	Gravitaire	996	900	1.57	13952.42
C1-SP2	981.77	970	Gravitaire	996	800	1.98	1947.58
PK-B1	1027.46	1026.75	Gravitaire	145.7	500	0.74	479.28
B1-R _{Kais}	1026.75	1015	Gravitaire	145.7	400	1.16	2470.720
SP2-SP3	970	1100	refoulement	1138	800	2.26	5900
SP3-R_{Khen}	1094	1205	refoulement	1138	800	2.26	2980
RT2-S1	1200	1192.66	Gravitaire	331	700	0.86	5497.24
S1-R _{Meh}	1192.66	1161	Gravitaire	331	600	1.17	10627.76
R _{Meh} -G1	1161	1157.75	Gravitaire	198	600	0.7	3046.25
G1-SP4	1157.75	1129	Gravitaire	198	500	1.01	10453.75
SP4-R_{Ou Rach}	1125	1200	refoulement	226	400	1.8	4700

Conclusion :

Dans ce chapitre on a effectué un calcul hydraulique pour dimensionner un réseau d'adduction mixte contenant une longueur de 21430 m par refoulement à l'aide de quatre stations de pompage, et des tronçons gravitaires dispersés entre les tronçons de refoulement dont la somme de leur longueur est de 69181 m, toute en choisissant la variante la plus économique avec un rendement technique meilleur.

CHAPITRE

IV

Etude des réservoirs

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

IV.1. Fonctions des réservoirs :

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

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

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

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons. [4]

IV.2. Prescriptions sanitaires :

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

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum). [4]

IV.3. Classification des réservoirs :

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

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

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

➤ **Rectangulaire ou carré :**

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

➤ **Circulaire :**

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

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

❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs sur sol, étant un réservoir tampon1 (RT1) et (RT2), et les réservoirs d'alimentation alimentés gravitairement R_{Kais} et R_{Mehmel} , les réservoirs d'alimentation qui sont alimentés par refoulement sont le réservoir $R_{Khenchela}$ et $R_{Ouled Racheche}$

IV.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- Le réservoir tampon doit être implanté de manière à assurer la continuité de l'écoulement.
- Les réservoirs sont implantés à côté des réservoirs existant pour assurer l'alimentation des réseaux de distribution.

IV.5. Calcul des capacités des réservoirs :

Pour assurer un bon fonctionnement des réservoirs projetés on les préserve pour les volumes appelés par l'adduction uniquement dont les réservoirs existants servent à stocker les eaux des ressources existante.

IV.5.1. Réservoirs tampons :

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

➤ **Estimation de la capacité du réservoir tampon RT1 :**

Dès l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et on doit assurer l'alimentation gravitaire pendant les heures de l'arrêt de pompage.

Il est alimenté par la station de pompage SP1 dont $Q_{\max j} = 98655.06$ (m^3/j) durant toutes les 21 heures de pompage, qui représente 4697.86 m^3/h , ce réservoir est projeté à une cote de 1079 m NGA.

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

T : le temps de stockage ($t = 3$ heures)

$$Vr = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{4697.86 \times 3}{2} = 7046.79 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de **7200 m³**

➤ **Estimation de la capacité du réservoir tampon RT2 :**

Il est alimenté par la station de pompage SP3 dont $Q_{\max j} = 28611.18$ (m^3/j) durant toutes les 21 heures de pompage, ce réservoir est projeté à une cote de 1200 m NGA.

De même façon que précédemment

On aura

$$Vr = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{1362.44 \times 3}{2} = 2043.66 \text{ m}^3$$

On prend un volume de **2200 m³**

IV.5.2. Réservoirs d'alimentation :

On a quatre réservoirs d'alimentation dont deux sont alimentés gravitairement et les deux autres sont alimentés par refoulement, les pourcentages de consommation horaire sont pris de nombre d'habitants voir l'annexe (IV.1)

Le volume des réservoirs est donné par la formule suivante :
$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

➤ **Réservoir de Kais :**

Il est alimenté gravitairement dont $Q_{max,j} = 12588.84 \text{ (m}^3\text{/j)}$ durant toutes les 24 heures, ce réservoir est projeté à une cote de 1011 m NGA.

Tableau.IV.01 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir de Kais.

Heurs	Arrivé %	Départ %	déficit %	surplus %	Accumulation %
0_1	4.16	3		1.16	2.03
1_2	4.16	3.2		0.96	2.99
2_3	4.16	2.5		1.66	4.65
3_4	4.16	2.6		1.56	6.21
4_5	4.16	3.5		0.66	6.87
5_6	4.16	4.1		0.06	6.93
6_7	4.16	4.5	0.34		6.59
7_8	4.16	4.9	0.74		5.85
8_9	4.17	4.9	0.73		5.12
9_10	4.17	5.6	1.43		3.69
10_11	4.17	4.8	0.63		3.06
11_12	4.17	4.7	0.53		2.53
12_13	4.17	4.4	0.23		2.30
13_14	4.17	4.1		0.07	2.37
14_15	4.17	4.2	0.03		2.34
15_16	4.17	4.4	0.23		2.11
16_17	4.17	4.3	0.13		1.98
17_18	4.17	4.1		0.07	2.05
18_19	4.17	4.5	0.33		1.72
19_20	4.17	4.5	0.33		1.39
20_21	4.17	4.5	0.33		1.06
21_22	4.17	4.8	0.63		0.43
22_23	4.17	4.6	0.43		0.00
23_24	4.17	3.3		0.87	0.87
Tot	100%	100%			

$$V_r = \frac{6.93 * 12588.84}{100} \quad \text{On a } V_{RK} = 872.41m^3$$

On prend un volume normalisé de **1000 m³**

➤ **Réservoir de Khenchela :**

Il est alimenté par refoulement, (par SP3) dont $Q_{\max j} = 57455.04 \text{ (m}^3\text{/j)}$ durant les 21 heures de pompage, ce réservoir est projeté à une cote de 1200 m NGA.

Tableau.IV.02 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir de Khenchela.

Heurs	Arrivé	Départ	déficit	surplus	Accumulation
	%	%	%	%	%
0_1	4.76	3.35		1.41	4.93
1_2	4.76	3.25		1.51	6.44
2_3	4.76	3.3		1.46	7.90
3_4	4.76	3.2		1.56	9.46
4_5	4.76	3.25		1.51	10.97
5_6	4.76	3.65		1.11	12.08
6_7	4.76	3.85		0.91	12.99
7_8	4.77	4.45		0.32	13.31
8_9	4.77	5.2	0.43		12.88
9_10	4.77	5.05	0.28		12.60
10_11	4.77	4.85	0.08		12.52
11_12	4.76	4.63		0.13	12.65
12_13	4.76	4.6		0.16	12.81
13_14	4.76	4.55		0.21	13.02
14_15	4.76	4.75		0.01	13.03
15_16	4.76	4.7		0.06	13.09
16_17	4.76	4.65		0.11	13.20
17_18	-	4.35	4.35		8.85
18_19	-	4.45	4.45		4.40
19_20	-	4.4	4.40		0
20_21	4.76	4.32		0.44	0.44
21_22	4.76	3.75		1.01	1.45
22_23	4.76	3.75		1.01	2.46
23_24	4.76	3.7		1.06	3.52
Tot	100%	100%			

$$V_r = \frac{13.31 * 57455.04}{100}$$

On a $V_{RKh} = 7647.27 \text{ m}^3$ On prend un volume normalisé de 8000 m^3

➤ **Réservoir de Mehmel :**

Il est alimenté gravitairement dont $Q_{\max j} = 11483.27 \text{ (m}^3\text{/j)}$ durant toutes les 24 heures, ce réservoir est projeté à une cote de 1157 m NGA.

Tableau.IV.03 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'Elmahmel.

Heurs	Arrivé	Départ	déficit	surplus	Accumulation
	%	%	%	%	%
0_1	4.16	3		1.16	2.03
1_2	4.16	3.2		0.96	2.99
2_3	4.16	2.5		1.66	4.65
3_4	4.16	2.6		1.56	6.21
4_5	4.16	3.5		0.66	6.87
5_6	4.16	4.1		0.06	6.93
6_7	4.16	4.5	0.34		6.59
7_8	4.16	4.9	0.74		5.85
8_9	4.17	4.9	0.73		5.12
9_10	4.17	5.6	1.43		3.69
10_11	4.17	4.8	0.63		3.06
11_12	4.17	4.7	0.53		2.53
12_13	4.17	4.4	0.23		2.30
13_14	4.17	4.1		0.07	2.37
14_15	4.17	4.2	0.03		2.34
15_16	4.17	4.4	0.23		2.11
16_17	4.17	4.3	0.13		1.98
17_18	4.17	4.1		0.07	2.05
18_19	4.17	4.5	0.33		1.72
19_20	4.17	4.5	0.33		1.39
20_21	4.17	4.5	0.33		1.06
21_22	4.17	4.8	0.63		0.43
22_23	4.17	4.6	0.43		0.00
23_24	4.17	3.3		0.87	0.87
Total	100%	100%			

$$V_r = \frac{6.93 * 11483.27}{100}$$

On a $V_{RM} = 795.79 \text{ m}^3$ On prend un volume normalisé de 1000 m^3

➤ Réservoir d'Ouled Racheche :

Il est alimenté par refoulement dont $Q_{\max j} = 17127.91 \text{ (m}^3\text{/j)}$ durant les 21 heures de pompage, ce réservoir est projeté à une cote de 1194 m NGA.

Tableau.IV.04 : Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'Ouled Racheche.

Heurs	Arrivé	Départ	déficit	surplus	Accumulation
	%	%	%	%	%
0_1	4.76	3		1.76	3.60
1_2	4.76	3.2		1.56	5.16
2_3	4.76	2.5		2.26	7.42
3_4	4.76	2.6		2.16	9.58
4_5	4.76	3.5		1.26	10.84
5_6	4.76	4.1		0.66	11.50
6_7	4.76	4.5		0.26	11.76
7_8	4.77	4.9	0.13		11.63
8_9	4.77	4.9	0.13		11.50
9_10	4.77	5.6	0.83		10.67
10_11	4.77	4.8	0.03		10.64
11_12	4.76	4.7		0.06	10.70
12_13	4.76	4.4		0.36	11.06
13_14	4.76	4.1		0.66	11.72
14_15	4.76	4.2		0.56	12.28
15_16	4.76	4.4		0.36	12.64
16_17	4.76	4.3		0.46	13.10
17_18	-	4.1	4.10		9.00
18_19	-	4.5	4.50		4.50
19_20	-	4.5	4.50		0
20_21	4.76	4.5		0.26	0.26
21_22	4.76	4.8	0.04		0.22
22_23	4.76	4.6		0.16	0.38
23_24	4.76	3.3		1.46	1.84
Total	100%	100%			

$$V_r = \frac{13.10 * 17127.91}{100}$$

On a $V_{RO-R} = 2243.76 \text{ m}^3$ On prend un volume normalisé de 2500 m^3

IV.6. Équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop –plein.
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by -pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

IV.6.2. Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.6.3. Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

IV.6.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV.6.5. Conduit by-pass :

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

IV.6.6. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

IV.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

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

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

IV.8. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les six réservoirs sont :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- Eclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- doivent être aérés par des ouvertures grillées.

IV.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure V. 3).

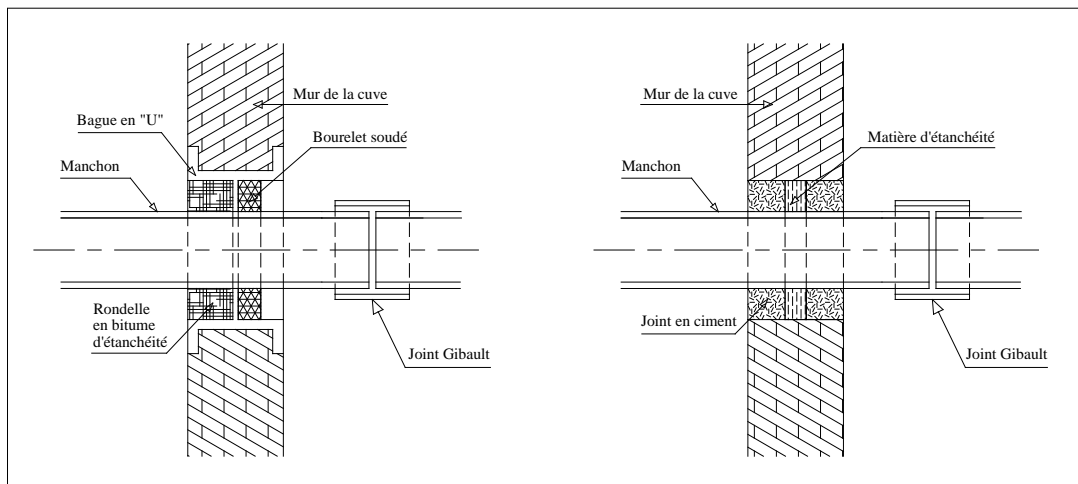


Figure.IV.01 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{eme} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure V.4).

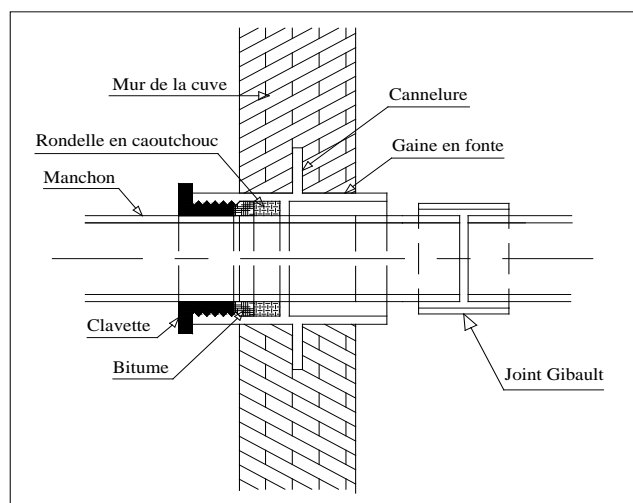


Figure.IV.02 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

IV.10. Dimensionnement des bâches de reprise des stations de pompage :

Le volume de la bache alimentée par refoulement est de donné par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot j \cdot t}{T} \quad \text{D'où :}$$

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ;

(T= 21h) le temps de refoulement par heures.

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,5h).

➤ **Bâche SP1 :**

Est alimenté par refoulement à partir de la station de traitement du barrage Koudiat Medaour, elle est implantée à 953 m de cote.

$$V = 98655,06 \cdot 0,5 \text{ h}/21\text{h} \qquad V = 2348,93 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 2500 m³

➤ **Bâche SP2 :**

Elle est alimentée gravitairement à partir du réservoir tampon RT1 par un volume de 86066,22m³/s pendant 24 heures, elle est implantée à 970 m de cote.

$$V = 86066,22 \cdot 0,5 \text{ h}/21\text{h} \qquad V = 2049,2 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 2200 m³

➤ **Bâche SP3 :**

Est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage SP2, elle est implantée à 1094 m de cote.

$$V = 86066,22 \cdot 0,5 \text{ h}/21\text{h} \qquad V = 2049,2 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 2200 m³

➤ **Bâche SP4 :**

Elle est alimentée gravitairement à partir du réservoir tampon RT2 par un volume de 17127,91m³/s pendant 24 heures, elle est implantée à 1125 m de cote.

$$V = 17127,9 \cdot 0,5 \text{ h}/21\text{h} \qquad V = 407,81 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 500 m³

Remarque :

L'estimation des dimensions des réservoirs et leur forme dépend de la nature des sols et les différentes contraintes influents sur leur résistance d'où il faudrait l'intervention des géotechniciens et des ingénieurs en génie civile, tout en respectant les cotes piézométriques cités précédemment dans le dimensionnement de l'adduction, et les différents emplacements des équipements des réservoirs, et les moyens d'étanchéité.

Concernant les grands volumes calculés on doit faire appel aux réservoirs jumelés pour des raisons de résistances, de construction et de fonctionnalité.

IV.11. Récapitulation des capacités du stockage :

Les différents équipements de stockage tel que les réservoirs tampon, les réservoirs d'alimentation et les bâches de d'aspiration des stations de pompage sont comme suit

Tableau.IV.05 : Equipement de stockage ; cote et capacités

Equipement de stockage	Cote d'implantation (m)	Capacité de stockage (m ³)
Bâche SP1	953	2500
RT1	1079	7200
R _{Kais}	1011	1000
Bâche SP2	970	2200
Bâche SP3	1094	2200
R _{Khenchela}	1200	8000
RT2	1200	2200
R _{Mehmel}	1157	1000
Bâche SP4	1125	500
R _{Ouled Racheche}	1194	2500

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, comme on a dimensionné les quatre réservoirs d'alimentation et deux réservoirs tampons qui ont le rôle de relai l'adduction par refoulement avec celle gravitaire. Puis on a dimensionné les bâches de reprise des différentes stations de pompage.

CHAPITRE

V

Etude du Pompage

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

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

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

V.1.Principe de fonctionnement des pompes :

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



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

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

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

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

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

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

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

V.2. Choix du type de Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT .
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique, et aux dimensions du bâtiment en cas de réhabilitation.

V.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.4. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.5. Variantes de pompes :

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, les débits appelés et les Hauteurs manométriques totales nécessaires sont :

Tableau.V.01 : Les données du choix des pompes

SP	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /h)	Hmt (m.c.e)
SP1	1.305	4698	165.273
SP2	1.138	4096.8	150.16
SP3	1.138	4096.8	121.183
SP4	0.226	813.6	97.848

Pour le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes fabriqués en séries n'est pas aisé, car il en existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus et de débit demandé.

C'est pour cela qu'on doit faire appel à un constructeur pour lui concevoir une pompe ou des pompes pouvant satisfaire le débit appelé et la Hmt requise.

On utilisant un catalogue d'un constructeur on a obtenu les résultats ci-après :

V.5.1. La station de pompage SP1 :

Pour le débit et la Hmt demandé le catalogue nous a donné des pompes dont les caractéristiques suivantes :

Tableau.V.02 : Variantes du choix des pompes pour SP1

n	Q _{dem} (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η (%)	N (trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) _r (m.c.e)
1	4698	165.273	500-1035A	87.6	993	2411.37	5.52
2	2349	165.273	350-690B	86.5	1492	1158.61	7.25
3	1566	165.273	300-700A	84.6	1492	832.12	4.25
4	1174.5	165.273	250-800A	81.1	1492	650.62	4.19
5	939.6	165.273	250-800A	79.8	1490	259.57	3.36

Dans notre transfert on va préconiser un système de deux pompes identiques en parallèle pour satisfaire le débit demandé, et la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite, car le choix

d'une seule pompe est pratiquement déconseillé et on remarque qu'il n'y a pas vraiment une grande préférence concernant les critères du choix des pompes.

D'autres caractéristiques de cette pompe :

- Diamètre d'aspiration $D_a = 600$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 500$ mm
- Diamètre de la roue $d_a = 700$ mm
- Pression de refoulement $P_r = 16.53$ Bar

V.5.1.1. Courbes caractéristiques de la pompe :

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

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

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

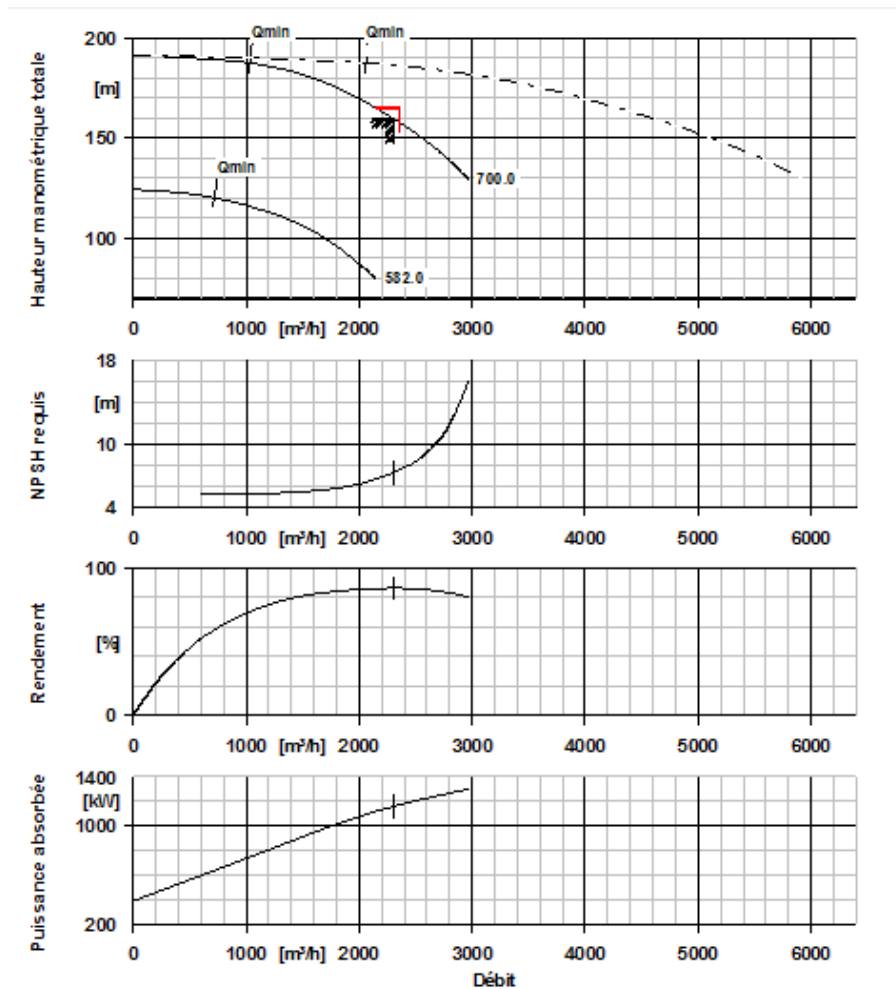


Figure.V.01 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP1.

V.5.1.2. Point de fonctionnement de pompe :

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

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

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

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

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

$$H_c = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : $\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{Linéaire} \dots\dots\dots (V.2)$

Et : $h_p^{Linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}} \dots\dots\dots (V.3)$

Ou bien : $h_p^{Linéaire} = \frac{k_l \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (V.4)$

Sachant que le diamètre de la conduite est de D800 mm :

Tableau.V.03 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP1) pour 2*Q

Q (m ³ /h)	Q (m ³ /s)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	λ	V	ΔHt (m.c.e)	Hc
0	0.000	130	7850	8635	800	0.00951	0.000	0.00	130.00
500	0.139	130	7850	8635	800	0.00951	0.276	0.40	130.40
1000	0.278	130	7850	8635	800	0.00951	0.553	1.60	131.60
1500	0.417	130	7850	8635	800	0.00951	0.829	3.60	133.60
2500	0.694	130	7850	8635	800	0.00951	1.382	10.00	140.00
3500	0.972	130	7850	8635	800	0.00951	1.935	19.59	149.59
4000	1.111	130	7850	8635	800	0.00951	2.212	25.59	155.59
4698	1.305	130	7850	8635	800	0.00951	2.598	35.30	165.27
5000	1.389	130	7850	8635	800	0.00951	2.765	39.98	169.98
5500	1.528	130	7850	8635	800	0.00951	3.041	48.38	178.38
6500	1.806	130	7850	8635	800	0.00951	3.594	67.57	197.57
6750	1.875	130	7850	8635	800	0.00951	3.732	72.87	202.87

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure.V.2.

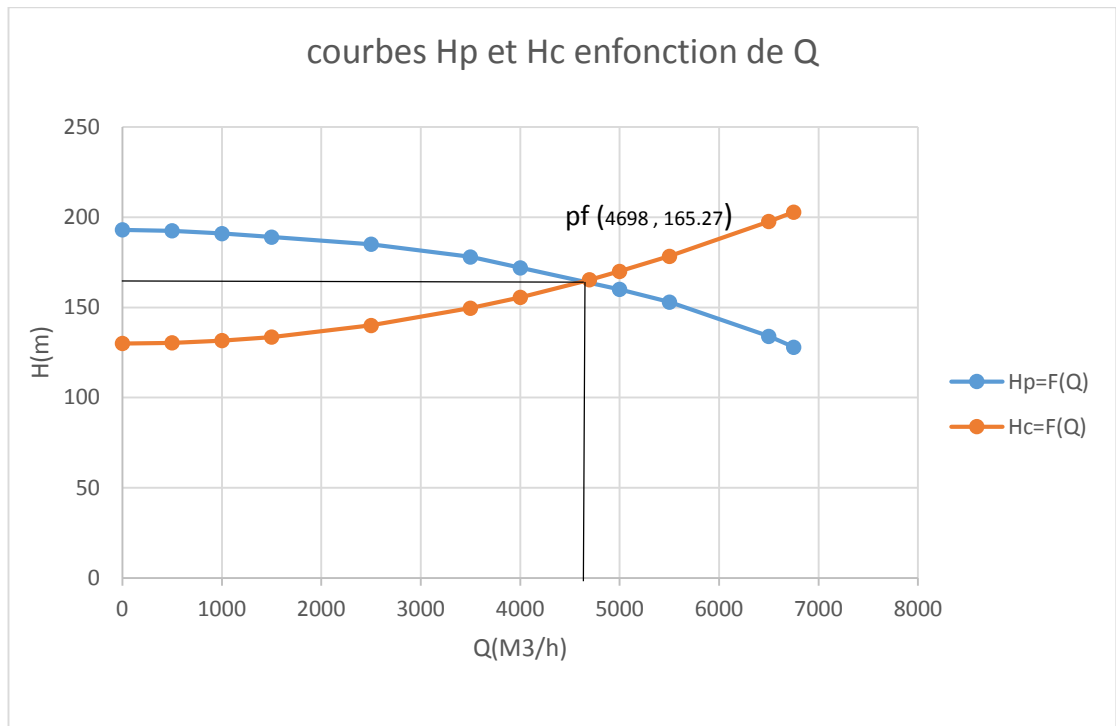


Figure.V.2 : Le point de fonctionnement pour SP1

On a obtenu le point de fonctionnement suivant :

- $2 \cdot Q_c = 4698 \text{ m}^3/\text{h} = 1.305 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_c = 165.27 \text{ m}$.

Donc notre station de pompage doit comporter deux pompes identiques dont une de secours.

V.5.1.3. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement donnée :

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

Débit pompé > Débit demandé :

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

1. Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.

2. Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.
3. Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
5. Diminution des heures de pompage.
6. Changement complètement du type de la pompe.

Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas-là, il faut faire soit :

1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.
3. Accouplement des pompes.

NB : si on tombe dans un cas où $Q_p \approx Q_d$ on n'aura pas besoins de faire un réglage.

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

V.5.2. La station de pompage SP2 :

Pour le débit et la Hmt demandé le catalogue nous a donné des pompes dont les caractéristiques suivantes :

Tableau.V.04 : Variantes du choix de pompes pour SP1

n	Q_{dem} (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η (%)	N (trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) _r (m.c.e)
1	4096.8	150.16	400-665A	87.92	1492	1861.65	9.06
2	2048.4	150.16	350-960B	86	1492	974.86	6.38
3	1365.6	150.16	300-700A	83.1	1492	969.38	4.12
4	1024.2	150.16	250-800A	80.2	1489	520.7	3.63
5	819.36	150.16	200-670A	81.2	1488	412.26	3.33

Dans notre transfert on va préconiser un système de deux pompes identiques en parallèle pour satisfaire le débit demandé, et la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite, car le choix d'une seule pompe est pratiquement déconseillé et on remarque qu'il n'y a pas vraiment une grande déférence concernant les critères du choix des pompes.

D'autres caractéristiques de cette pompe :

- Diamètre d'aspiration $D_a = 500$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 400$ mm
- Diamètre de la roue $d_a = 681.8$ mm
- Pression de refoulement $P_r = 14.7$ Bar

V.5.2.1. Courbes caractéristiques de pompe :

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

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

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

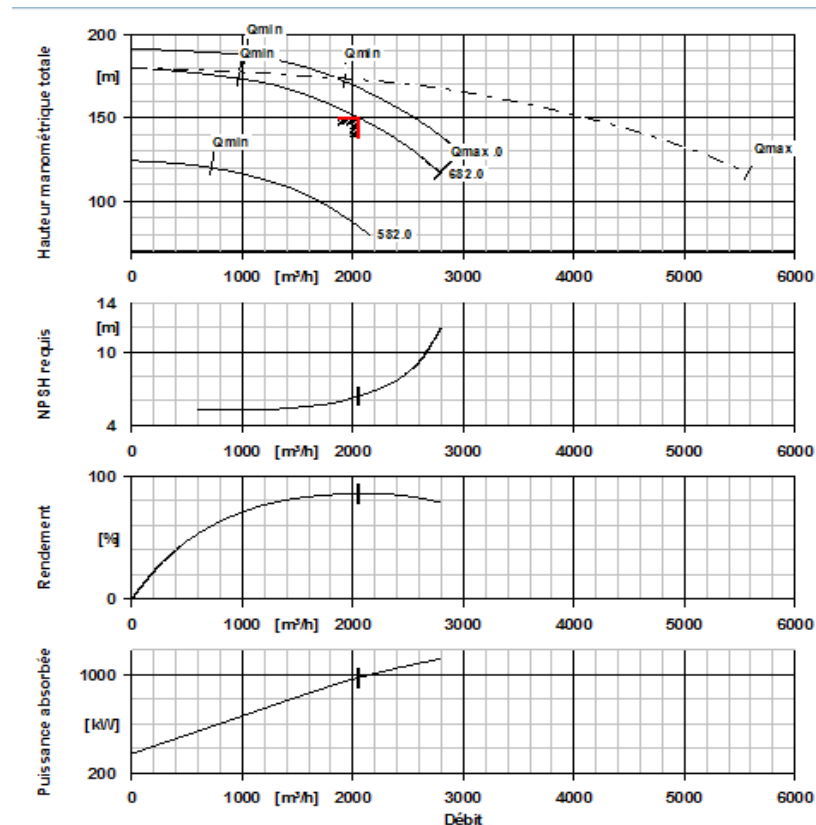


Figure.V.03 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP2.

V.5.2.2. Point de fonctionnement de la pompe :

De même étapes et formule suivies dans la SP1 on trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe $F(Q) = H$ on aura les résultats suivant sachant que le diamètre de la conduite et de D800 mm :

*Tableau.V.05 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP2) pour 2*Q*

Q (M3/H)	Q (M3/s)	Hg	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	λ	V	ΔHt (m)	Hc	Hp
0	0.00	130	5900	6490	800	0.00951	0.00	0.000	130.000	183.5
200	0.06	130	5900	6490	800	0.00951	0.11	0.048	130.048	183
600	0.17	130	5900	6490	800	0.00951	0.33	0.433	130.433	182
1000	0.28	130	5900	6490	800	0.00951	0.55	1.202	131.202	181
1600	0.44	130	5900	6490	800	0.00951	0.88	3.077	133.077	179
2000	0.56	130	5900	6490	800	0.00951	1.11	4.808	134.808	178
2600	0.72	130	5900	6490	800	0.00951	1.44	8.126	138.126	172
3000	0.83	130	5900	6490	800	0.00951	1.66	10.819	140.819	168
3800	1.06	130	5900	6490	800	0.00951	2.10	17.358	147.358	155
4096.8	1.14	130	5900	6490	800	0.00951	2.27	20.175	150.175	150.16
4600	1.28	130	5900	6490	800	0.00951	2.54	25.436	155.436	140
5400	1.50	130	5900	6490	800	0.00951	2.99	35.053	165.053	120
5800	1.61	130	5900	6490	800	0.00951	3.21	40.438	170.438	106

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure. V.4.

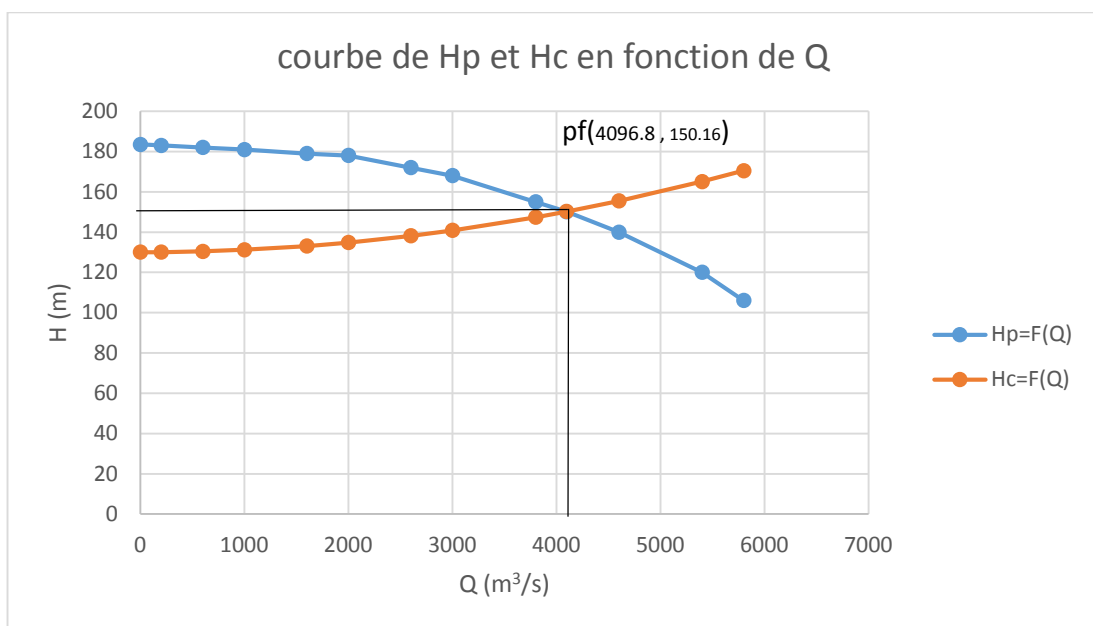


Figure.V.04 : Le point de fonctionnement pour SP2

On a obtenu le point de fonctionnement suivant :

- $2*Q_c == 4096.8 \text{ m}^3/\text{h} = 1.138 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_c = 150.16 \text{ m}$.

Donc notre station de pompage va comporter deux pompes identiques dont une de secours.

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

V.5.3. La station de pompage SP3 :

Pour le débit et la Hmt demandé le catalogue nous a donné des pompes dont les caractéristiques suivantes :

Tableau.V.06 : Variantes du choix de pompes pour SP1

n	Q_{dem} (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η (%)	N (trs/min)	Pabs (kw)	(NPSH) _r (m.c.e)
1	4096.8	121.183	400-665A	87	1492	1518.12	9.75
2	2048.4	121.183	350-575A	86.8	1492	676.13	5.6
3	1365.6	121.183	300-560A	84.7	1490	456.21	4.21
4	1024.2	121.183	250-600A	83.1	1488	406.12	3.11
5	819.36	121.183	250-600B	80	1488	335.34	2.93

Dans notre transfert on va préconiser un système de deux pompes identiques en parallèle pour satisfaire le débit demandé, et la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite, car le choix d'une seul pompe est pratiquement déconseillé et on remarque qu'il n y a pas vraiment une grande déférence concernant les critères du choix des pompes.

D'autres caractéristiques de cette pompe :

- Diamètre d'aspiration $D_a = 500 \text{ mm}$
- Diamètre de refoulement $D_r = 400 \text{ mm}$
- Diamètre de la roue $d_r = 597.7 \text{ mm}$
- Pression de refoulement $P_r = 11.86 \text{ Bar}$

V.5.3.1. Courbes caractéristiques de la pompe :

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

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

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

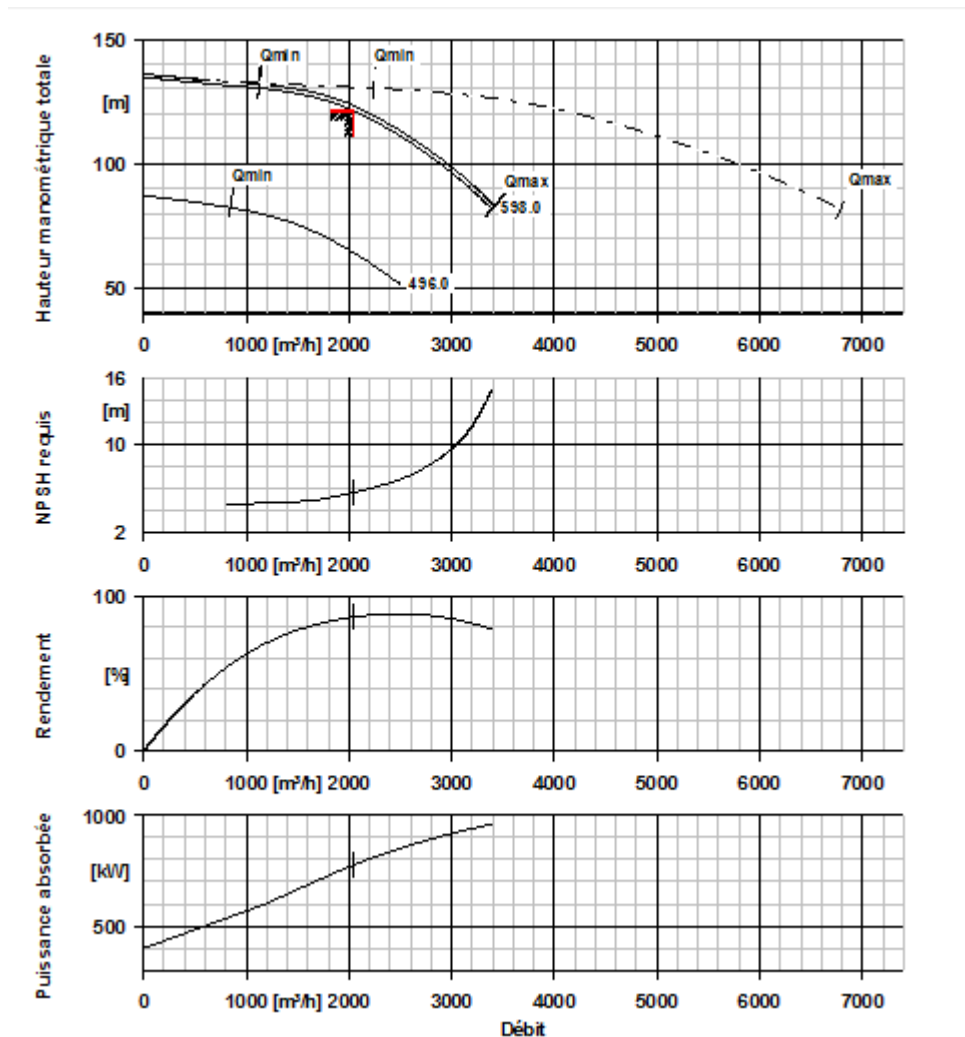


Figure.V.05 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP3.

V.5.3.2. Point de fonctionnement de la pompe :

De même étapes et formule suivies dans la SP1 on trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe $F(Q) = H$ on aura les résultats suivant Sachant que le diamètre de la conduite et de D800 mm :

Tableau.V.07 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP3) pour 2*Q

Q (M3/H)	Q (M3/s)	Hg	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	λ	V	ΔH_t (m)	Hc (m)	Hp (m.c.e)
0	0.000	111	2980	3278	800	0.00951	0.000	0.000	111.000	162
600	0.167	111	2980	3278	800	0.00951	0.332	0.219	111.219	160
1200	0.333	111	2980	3278	800	0.00951	0.663	0.874	111.874	157
1800	0.500	111	2980	3278	800	0.00951	0.995	1.967	112.967	154
2400	0.667	111	2980	3278	800	0.00951	1.327	3.497	114.497	149
3000	0.833	111	2980	3278	800	0.00951	1.659	5.464	116.464	141
3600	1.000	111	2980	3278	800	0.00951	1.990	7.869	118.869	121.183
4096.8	1.138	111	2980	3278	800	0.00951	2.265	10.190	121.190	132
4200	1.167	111	2980	3278	800	0.00951	2.322	10.710	121.710	120
4800	1.333	111	2980	3278	800	0.00951	2.654	13.989	124.989	102
5200	1.444	111	2980	3278	800	0.00951	2.875	16.417	127.417	86

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure. V.06.

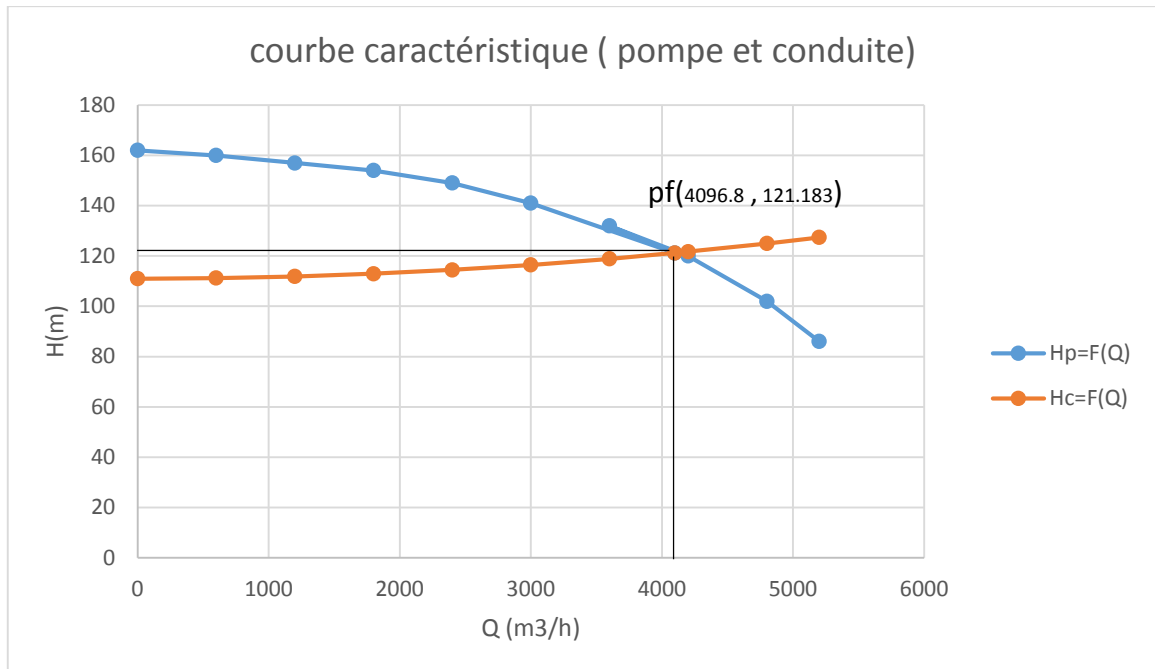


Figure V.06 : Le point de fonctionnement pour SP3

On a obtenu le point de fonctionnement suivant :

- $2*Q_c == 4096.8 \text{ m}^3/\text{h} = 1.138 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_c = 121.183 \text{ m}$.

Donc notre station de pompage va comporter deux pompes identiques dont une de secours.

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

V.5.4. La station de pompage SP4 :

Pour le débit et la Hmt demandé le catalogue nous a donné des pompes dont les caractéristiques suivantes :

Tableau.V.08 : Variantes du choix de pompes pour SP1

Q_{dem} (l/s)	Hmt (m.c.e)	Type de pompe	η (%)	N (trs/mi)	Pabs (kw)	(NPSH) _r (m.c.e)
813.6	97.848	200-520A	84.21	1488	256.98	3.29
406.8	97.848	125-290B	81.4	2972	133.06	7.33
271.2	97.848	100-310A	78.9	2968	920.42	6.25
203.4	97.848	080-270A	78.5	2963	67.05	5.46
162.72	97.484		76.8	2959	56.35	3.24

Dans notre transfert on va préconiser un système d'une pompe pour satisfaire le débit demandé, car la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite.

D'autres caractéristiques de cette pompe :

- Diamètre d'aspiration $D_a = 250 \text{ mm}$
- Diamètre de refoulement $D_r = 200 \text{ mm}$
- Diamètre de la roue $d_r = 528.8 \text{ mm}$
- Pression de refoulement $P_r = 9.58 \text{ Bar}$

V.5.4.1. Courbes caractéristiques de la pompe :

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

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

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

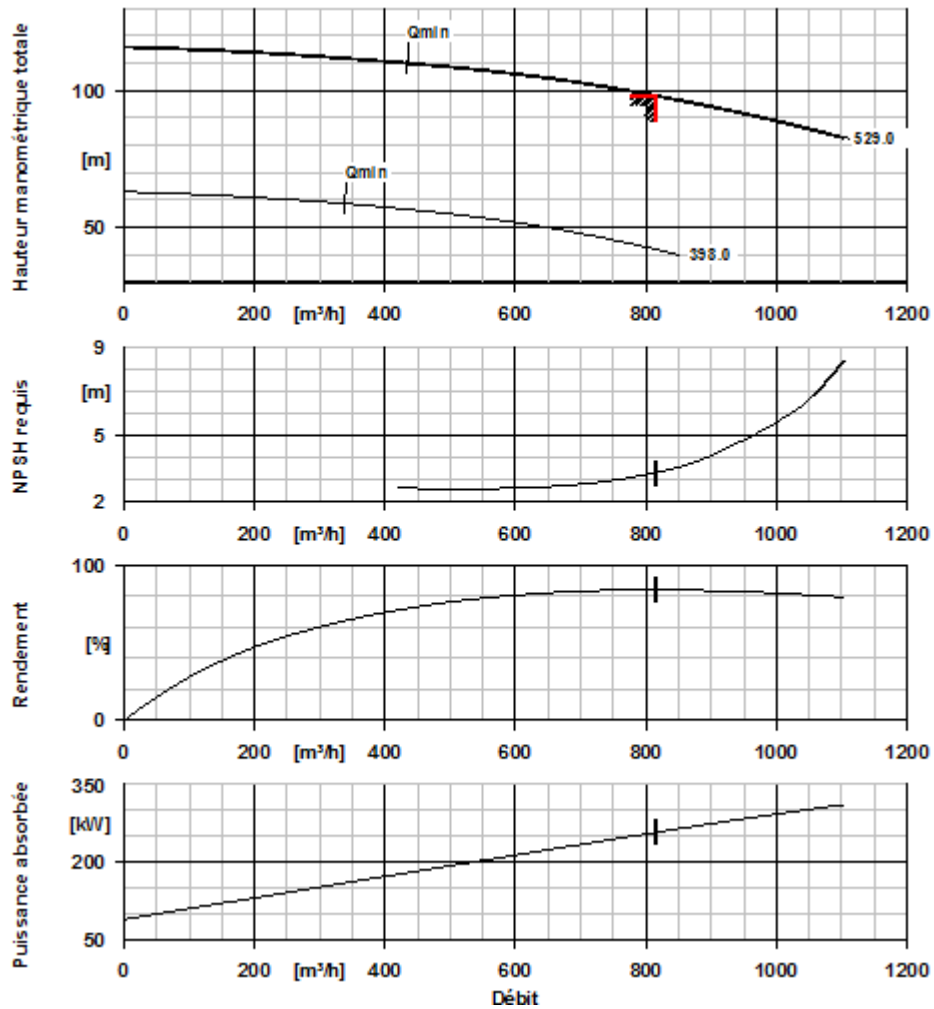


Figure.V.07 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP4.

V.5.4.2. Point de fonctionnement de la pompe :

De même étapes et formule suivies dans les SP précédentes on trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe $F(Q) = H$ on aura les résultats suivant Sachant que le diamètre de la conduite est de D400 mm :

Tableau.V.09 : Calcul de Hc et projection de Hp (SP4) pour 1*Q

Q (M3/H)	Q (M3/s)	Hg	L (m)	L eq (m)	Dec (mm)	λ	V	ΔH_t (m)	Hc	Hp
0	0.000	75	4700	5170	400	0.01072	0.000	0.000	75.000	132
100	0.028	75	4700	5170	400	0.01072	0.221	0.345	75.345	130
200	0.056	75	4700	5170	400	0.01072	0.442	1.382	76.382	127
300	0.083	75	4700	5170	400	0.01072	0.663	3.109	78.109	124
400	0.111	75	4700	5170	400	0.01072	0.885	5.527	80.527	120
500	0.139	75	4700	5170	400	0.01072	1.106	8.635	83.635	117
600	0.167	75	4700	5170	400	0.01072	1.327	12.435	87.435	112
700	0.194	75	4700	5170	400	0.01072	1.548	16.925	91.925	106
800	0.222	75	4700	5170	400	0.01072	1.769	22.107	97.107	99
813.6	0.226	75	4700	5170	400	0.01072	1.799	22.865	97.865	97.85
900	0.250	75	4700	5170	400	0.01072	1.990	27.979	102.979	89
1000	0.278	75	4700	5170	400	0.01072	2.212	34.542	109.542	78
1100	0.306	75	4700	5170	400	0.01072	2.433	41.795	116.795	66

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure.V.08.

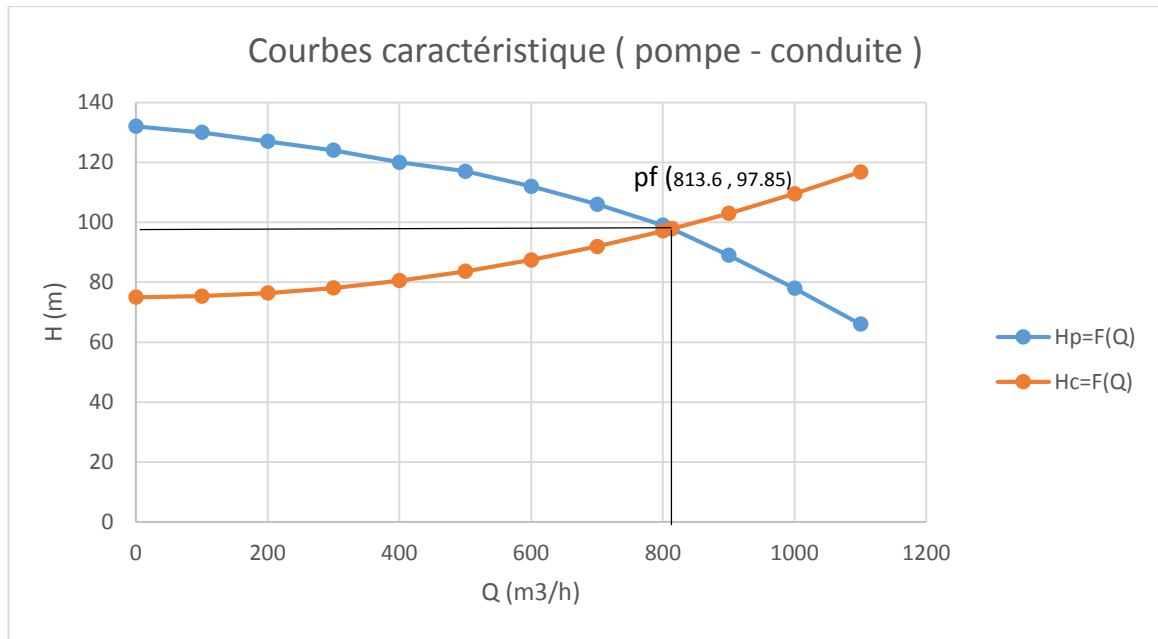


Figure.V.08 : Le point de fonctionnement pour SP4

On a obtenu le point de fonctionnement suivant :

- $Q_c = 813.6 \text{ m}^3/\text{h} = 0.226 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_c = 97.848 \text{ m}$.

Donc notre station de pompage va comporter une pompe identique dont une de secours.

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

V.6. Etude de la cavitation :

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

La condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.8})$$

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

On prend : $r = 0,4 \text{ m}$.

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \tag{V.9}$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; P_{at} = 10,33-0,00139*H.

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau.V.10: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

Donc : T_v= 0.24 (mec).

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

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

- Δh_{asp}^{lin} Elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

-V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

-D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN2 \tag{V.11}$$

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

V.7. Calage de la pompe :

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

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r \quad (\text{V.12})$$

- ∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

a) Etude SP1 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 7.75$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{\text{at}} = 10,33 - 0,00139 * 953 = 9.00533$ m.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 600 \Rightarrow D_a = 900 \text{ mm}$$

$$\cong \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 1.305}{3,14 * 0,9^2} \Rightarrow V_a = 2.12 \text{ m/s}$$

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

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

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}} = 0,33 \text{ m}$

\cong La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{adm}}^{\text{asp}} = 7.25 + 0,4 + 0.24 + \frac{2.12^2}{2 * 9.81} - 9.00533 + 0,33 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = -0.57 \text{ m.}$$

- changement de type d'installation :

- Installation en aspiration :

$$h_{\text{adm}}^{\text{asp}} = P_{\text{at}} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{\text{asp}} - \frac{V_{\text{asp}}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9.00533 - 0,4 - 0.24 - \frac{2.12^2}{2 * 9.81} - 7.25 - 0,33 = 0.57m \cdot$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 953 + 0.57 - 0,1$

$\Rightarrow \nabla_{axe} = 953.47m \cdot$

b) Etude SP2 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6.38 m$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 970 = 8.98 m$.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

Donc : $D_a = 1,5 * 500 \Rightarrow D_a = 750mm$

⌘ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 1.138}{3,14 * 0,75^2} \Rightarrow V_a = 2.57m / s \cdot$

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

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

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,33m \cdot$

- ⌘ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 6.38 + 0,4 + 0.24 + \frac{2.57^2}{2 * 9.81} - 8.98 + 0,33 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -1.293 m \cdot$$

- changement de type d'installation :

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 8.98 - 0,4 - 0.24 - \frac{2.57^2}{2 * 9.81} - 6.38 - 0,33 = 1.293m \cdot$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 970 + 1.293 - 0,1$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 971.193m .$$

c) Etude SP3:

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5.6 \text{ m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1094 = 8.81 \text{ m}$.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 500 \Rightarrow D_a = 750mm$$

$$\approx \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 1.138}{3,14 * 0,75^2} \Rightarrow V_a = 2.57m/s .$$

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

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

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,33m .$

- \approx La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 5.6 + 0,4 + 0.24 + \frac{2.57^2}{2 * 9.81} - 8.81 + 0,33 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -1.90 \text{ m}.$$

- changement de type d'installation :

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 8.81 - 0,4 - 0.24 - \frac{2.57^2}{2 * 9.81} - 5.6 - 0,33 = 1.90m .$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 1094 + 1.90 - 0,1$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 1095.8m .$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 1091.93m .$$

d) Etude SP4 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.29$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1125 = 8.77$ m.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 250 \Rightarrow D_a = 375 \text{ mm}$$

$$\approx \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 0,226}{3,14 * 0,375^2} \Rightarrow V_a = 2,05 \text{ m/s}$$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0,3 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,33 \text{ m}$

- \approx La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3,29 + 0,4 + 0,24 + \frac{2,05^2}{2 * 9,81} - 8,77 + 0,33 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -4,3 \text{ m}$$

- changement de type d'installation :

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 8,77 - 0,4 - 0,24 - \frac{1,79^2}{2 * 9,81} - 3,29 - 0,33 = 4,3 \text{ m}$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 1125 + 4,3 - 0,1$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 1129,2 \text{ m}$$

V.8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :**V.8.1. Équipements en amont de la pompe****➤ conduite d'aspiration :**

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

➤ joints :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Convergent d'aspiration :

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

➤ Vanne papillon :

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

➤ Les ventouses :

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

V.8.2. Équipements en aval de la pompe**➤ divergent :**

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

➤ **clapet de non-retour :**

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

➤ **Joint de démontage :**

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

➤ **Vanne de régulation :**

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

➤ **Vanne papillon :**

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

➤ **Conduit de refoulement :**

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

➤ **Collecteur de refoulement :**

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

➤ **Le by-pass :**

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

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

➤ **Soupape de décharge :**

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

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait un choix des pompes pour chaque station de pompage tout en respectant les critères du choix des pompes en combinaison avec ce qui est conseillé pratiquement, et on a vérifié l'adaptation des pompes aux conditions du débit et de la hauteur manométrique, comme on a étudié la cavitation et le calage des pompes.

CHAPITRE

VI

Protection des conduites

Ce chapitre vise à protéger les conduites de notre adduction contre le phénomène transitoire. Après avoir décrit ce phénomène, on va utiliser la méthode de PEUCH et MENIER pour les réservoirs d'air en refoulement, et la loi de manœuvre pour le temps de fermeture des vannes des conduites gravitaires.

VI .1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :

VI.1.1. Définition :

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

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

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

VI .1.2. Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Vibration des roues des pompes.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI .1.3. Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale des coups de bélier H, en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$h = c \times \frac{V_o}{g} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec

c : célérité des ondes ;

V_o : variation de vitesse ;

h : surpression en mce ;

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est important.

VI .1.4. Risques dus aux coups de bélier :

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

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

➤ Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup

de béliet dépasse la pression maximale admissible des conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

➤ **Cas de dépression :**

Une autre conséquence des coups de béliet peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à certaine valeur, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

➤ **Fatigue de la canalisation :**

Comme autre conséquence des coups de béliet, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

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

VI .1.5. Interprétation physique du coup de béliet :

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_{v0} . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni (temps $t = 0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

VI .1.5.1. La première phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression, de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse a . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est (L/a) .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

VI .1.5.2. La deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial à partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

VI .1.5.3. La troisième phase :

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine). Toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

VI .1.5.4. La quatrième phase :

L'élasticité permet ç la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial, au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières. [5]

N.B : la première phase du phénomène transitoire dans une conduite gravitaire avec une vanne à l'extrémité commence à la troisième phase du phénomène transitoire des conduites de refoulement.

Les paragraphes ci-dessus sont extraits du livre « Mécanique des fluides par MICHEL MOREL ».

VI .1.6. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un sur presseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),

- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un sur presseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

➤ **Réservoirs d'air :**

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.

➤ **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.

➤ **Soupape de décharge :**

Ces 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 libre, 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.

➤ **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.

Tableau VI.01 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.

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

Parmi tous ces anti bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.

- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VI .1.6.1. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VI .1.6.2. Calcul des réservoirs d'air :

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

- La méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par B.SALAH pour les conduites enterrées :

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

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000$ kg / m³ ;

E_m: module de Young du matériau de la conduite ($E_m = 1 \times 10^{11}$ Pascal, pour la fonte) ;

E_s : module de Young du sol $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m: coefficient de poisson du matériau $\nu_m = 0,3$ (fonte) ;

ν_s: coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\nu_s = 0,33$;

e_m: Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0,0117$ m pour la fonte (DN800)

e_m = 0,0081m (DN400) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m) ;

C : célérité d'onde de choc (m/s).

Tableau.VI.02 : calcul de la célérité d'onde pour les différents diamètres.

Tronçon	D (m)	E (m)	A (m)	C (m/s)
SP1 – RT1	0.8	0.0117	0.394	978.337
SP2 - SP3	0.8	0.0117	0.394	978.337
SP3 - RT2	0.8	0.0117	0.394	978.337
SP4 – R _{Ouled} Racheche	0.4	0.0081	0.196	1056.325

Pour la protection contre le phénomène transitoire, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUCH et MEUNIER [5]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

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

Où :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (VI-3)$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} \dots\dots\dots (VI-4)$$

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

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

H_0 : pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VII-6)$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m) :

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \dots\dots\dots (VII-7)$$

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

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

U_0 : volume d'air initial (m³) ;

a : célérité (C) en (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A , nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permettant de calculer U_0 sera ainsi déterminé (voir Figure VI.1).

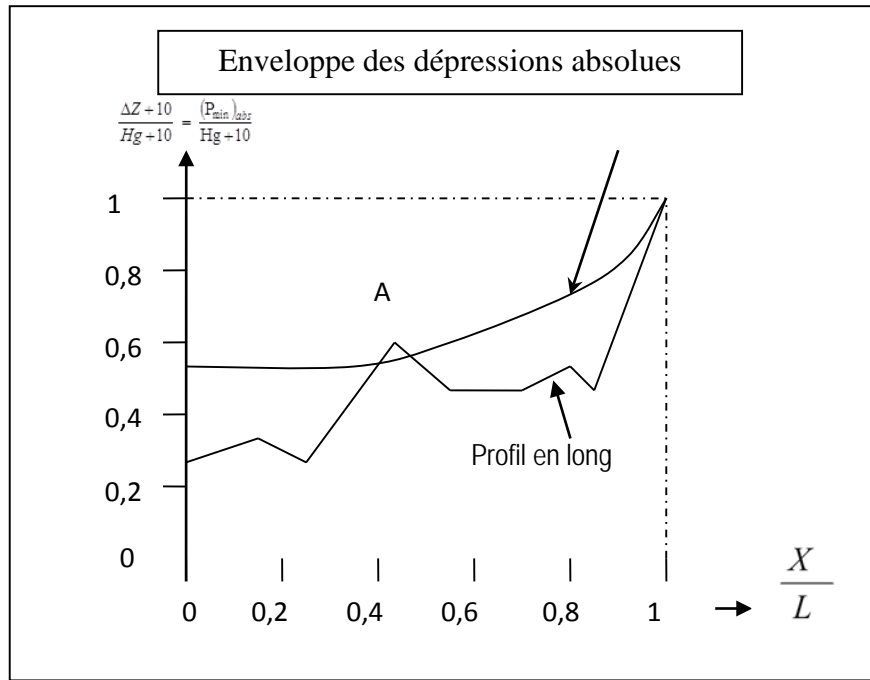


Figure.VI.01 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times B} \dots\dots\dots (VI-8)$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{mini}} \right)^{1/1.2} \dots\dots\dots (VI-9)$$

P_{mini} : pression minimale (m).

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

VI .1.6.3. Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement :

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.03 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction (Refoulement) :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	L (m)	Hg (m)	Hmt (m)
SP1-RT1	fonte	800	0,502	2.6	7850	130	165.273
SP2-SP3	fonte	800	0,502	2.26	5900	130	150.16
SP3-RT2	fonte	800	0,502	2.26	2980	111	121.183
SP4-R _{OU} R	fonte	400	0,1257	1,80	4700	75	107.848

VI .1.6.4. Détermination des valeurs A et K les tronçons de refoulement :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

Tableau.VI.04 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.

Tronçon	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	V ₀ (m/s)	a (m/s)	g (m/s ²)	A _{cal}	A _{pris}	K _{cal}	K _{pris}
SP1-RT1	140	175.273	2.6	978.34	9.81	1.85	2	0.24	0,20
SP2-SP3	140	160.16	2.26	978.34	9.81	1,61	2	0.14	0.1
SP3-RT2	121	131.183	2.26	978.34	9.81	1.86	2	0.08	0,1
SP4-R _{OU} R	85	107.848	1,80	1056.33	9.81	2.28	2	0.28	0.2-0.4

VI .1.6.5. Détermination de la famille de courbes B des tronçons de refoulement :

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER (voir annexe VI), les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.05 : Profil en long unitaire : SP1-RT1 (Voir annexe VI.1).

côte (m)	953	956.3	961.2	976.02	991.5	998.3	1010.6	1021.5	1083
L (m)	0	981.25	1962.5	2943.75	3925	4906.25	5887.5	6868.75	7850
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.071	0.095	0.130	0.236	0.346	0.395	0.483	0.561	1
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1

Tableau.VI.06 : Profil en long unitaire : SP2-SP3 (Voir annexe VI.2)

côte (m)	970	972	975.05	986.3	1013.6	1028.1	1044.4	1068.02	1100
L (m)	0	737.5	1475	2212.5	2950	3687.5	4425	5162.5	5900
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.071	0.086	0.108	0.188	0.383	0.486	0.603	0.772	1
X/L	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875	1

Tableau.VI.07 : Profil en long unitaire : SP3-RT2 (Voir annexe VI.3).

côte (m)	1094	1117.1	1156.5	1151.05	1153.8	1205
L (m)	0	596	1192	1788	2384	2980
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.083	0.274	0.599	0.554	0.577	1
X/L	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1

Tableau.VI.08 : Profil en long unitaire : SP4-R_{Ouled Racheche} (Voir annexe VI.4/ 5)

côte (m)	1125	1129	1134.1	1145.1	1156.5	1159.5	1178.1	1177.9	1200
L (m)	0	587.5	1175	1762.5	2350	2937.5	3525	4112.5	4700
$(\Delta Z+10)/H_0$	0.118	0.165	0.225	0.354	0.488	0.524	0.742	0.740	1
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1

VI.1.6.6. Calcul des volumes d'air :

Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.09 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

SP	V_0 (m/s)	V_0^2	L (m)	D (mm)	S (m ²)	g (m/s ²)	H _{abs} (mce)	B	U ₀ (m ³)
SP1	2.6	6.76	7850	800	0.5024	9.81	175.273	2	7.753
SP2	2.26	5.1076	5900	800	0.5024	9.81	160.16	1	9.636
SP3	2.26	5.1076	2980	800	0.5024	9.81	131.183	0.8	7.428
SP4	1.8	3.24	4700	400	0.1256	9.81	107.848	1	1.808

Tableau.VI.10 : Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.

SP	U ₀ (m ³)	P _{min} /H ₀	H ₀ (mce)	P _{min} (mce)	H _{abs} (mce)	H _{abs} /P _{min}	U _{max} (m ³)
SP1	7.753	0.31	140	43.4	175.273	4.039	24.812
SP2	9.639	0.39	140	54.6	160.16	2.933	23.632
SP3	7.428	0.44	121	53.24	131.183	2.464	15.748
SP4	1.808	0.445	85	37.825	107.848	2.851	4.329

Tableau.VI.11 : Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon.

SP	U _{max} (m ³)	V _{normalisé} (L)
SP1	24.812	6*4000+850
SP2	23.632	5*4000+650
SP3	15.748	4*4000
SP4	4.329	4000+350

Les plus grands volumes d'air sont cités dans le tableau précédent, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume $\tau = 1,2 * U_{max}$.

Un exemple sur les caractéristiques et les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le schéma suivant (catalogue fourni par CHARLATTE) :

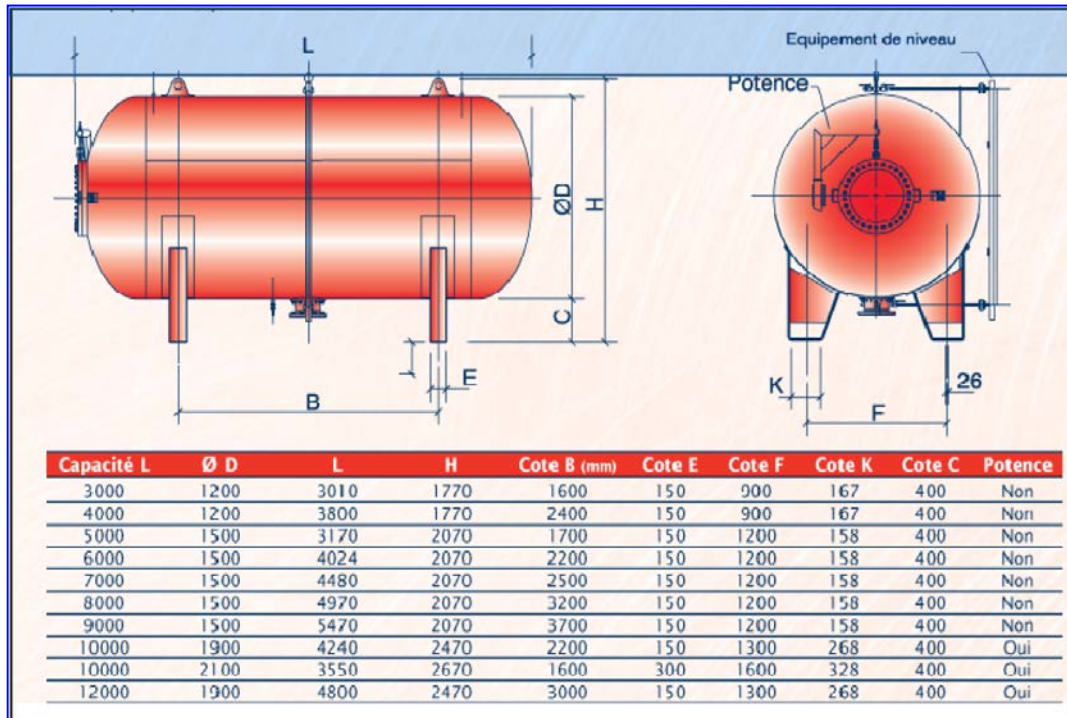


Figure.VI.02 : dimensions et caractéristiques d'un réservoir d'air (anti-bélier)

Remarque :

On a évité de prendre les volumes supérieurs à 4000 (l) pour des raisons de coût, et de fonctionnalité (les réservoirs de grande capacité fonctionnent différemment à ceux de petite capacité), et à raison de sécurité (lors d'une panne dans un des réservoirs la conduite reste protégée partiellement par les autres réservoirs).

VI.1.6.7. 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.

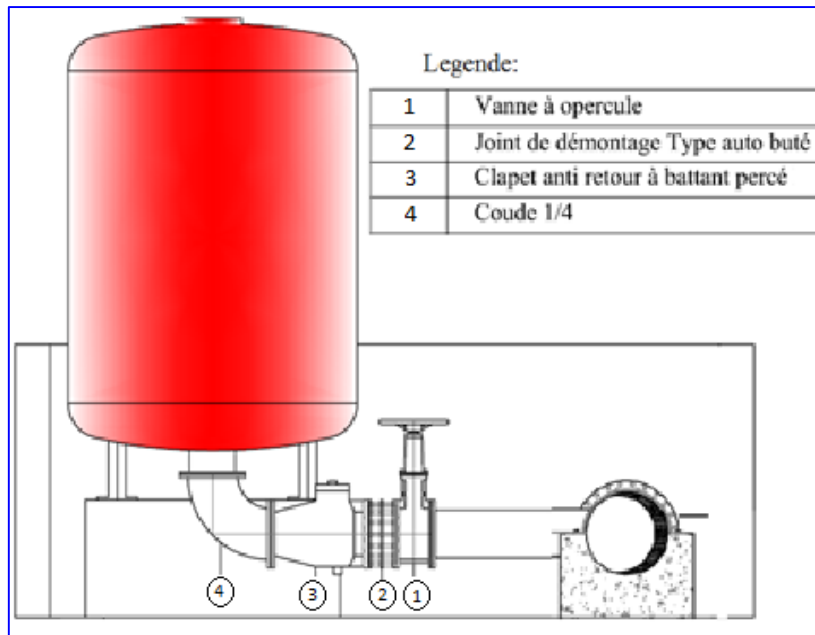


Figure.VI.03 : Schéma d'installation du réservoir d'air.

Pour la protection contre la surpression, il est convenable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression ait un diamètre optimum d.

Nous nous servant de l'abaque de Dubin et Guéneau (voir l'annexe V), cette méthode néglige les pertes de charge va dans le sens de la sécurité.

En utilisant A et B on tire $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$ et $\frac{P_{max}}{H_0}$;

Avec
$$\alpha = \frac{1}{2g} * \left[\frac{D^2}{0.6*d^2} - 1 \right]^2 \dots\dots\dots (VI-10)$$

A partir de la formule précédente on calcule « d » qui est le diamètre optimum du diaphragme.

Tableau.VI.12 : Calcul des diamètres des diaphragmes.

Tronçon	H ₀ (m)	V ₀ (m/s)	D (mm)	A pris	B	$\alpha V_0^2/H_0$	P _{max} /H ₀	α	d (m)
SP1-RT1	140	2.6	400	2	2	-	-	-	-
SP2-SP3	140	2.26	400	2	1	5.7	1.08875	156.24	0,071
SP3-RT2	121	2.26	400	2	0.8	5.45	1.07375	129.11	0,080
SP4-R _{Ou} R	85	1,8	400	2	1	5.7	1,08875	149.54	0,071

Remarque :

Sur l'abaque de de Dubin et Guéneau on remarque que la courbe de $B = 2$ n'existe pas d'où on a pas une valeur de $\alpha V_0^2/H_0$ alors on ne peut pas calculer α , et on remarque que pour le tronçon SP2-SP3 le diamètre du diaphragme $d = 0.071$ m pour une vitesse de 2.26 qui est près de 2.6 et pour une hauteur $H_0 = 140$ qui est égale à celle de tronçon SP1-SP2, donc on prend le diamètre du diaphragme du tronçon SP1-SP2 $d = 0.071$ m

VI .1.7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

On calcul les caractéristiques de la conduite équivalente pour chaque tronçon contenant des conduites en série avec ces paramètres on va suivre le calcul en appliquant la loi de manœuvre

VI .1.7.1. Tronçon RT1 – SP2 :

Ce tronçon est composé de trois tronçons dont les caractéristiques sont comme suit :

Tronçon	L_t	D_1	D_2	D_3	ΔH_{disp}
RT1 - SP2	36606	1	0.9	0.8	109

k	m	B	Q	Q^{AB}	L	ΔH_{disp}	D_{eq}	S_{eq}	V_{eq}
0.001735	5.2	2	0.996	0.992	36606	109	0.9166	0.6595	1.51

e ₁	e ₂	e ₃	e _{moy}
0.0135	0.0126	0.0117	0.0126

La célérité d'onde équivalente de surpression est :

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

D	e	a	C
0.9166	0.0126	0.4457	966.55

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de :

$$tc = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (VI-10)$$

$$\text{A.N. } tc = \frac{2 \times 36606}{966.5531} = 75.75 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c v_0}{g h_0} \times \frac{\Delta v}{v_0} \dots\dots\dots (VI-11)$$

$$\text{A.N. } \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{966.55 \times 1.51}{9.81 \times 10^9} \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 1.36 \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi suivante (tableau VI.10).

Tableau.VI.13 : loi de manœuvre du robinet vanne.

t/t _c	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
A _v /A _{v0}	1,0	0,85	0,60	0,35	0,10	0,00

A_v : aire de la section correspond à la vitesse v ;

A_{v0} : aire de la section correspond à la vitesse v_0 ;

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant $0,2T$ et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $A_v/A_{v0} = 0,85$.

Pour $t/t_c = 0,2$ et d'après l'application de l'équation suivante :

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (VI-12)$$

On trouve :

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = 0,85 \sqrt{\frac{h + \Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (VI-13)$$

En éliminant $\frac{\Delta h}{h_0}$, entre (VI-11) et (VI-13), on obtient une équation de seconde degré dont on tire :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = 0.0965 \quad ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0.131.$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau Tableau VII.11 et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de V/V_0 et de h/h_0 .

Pour t/t_c l'équation (VI-13) devient :

Le tableau se complète suivant le procédé suivant :

Pour $t/t_c = 1.2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t/t_c = 0.2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

D'une manière analogue les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $h/h_0 = - 0.3598$ pour $t/t_c = 2$ Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau.VI.14 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.

T (s)	t/t _c	A _v / A _{v0}	Δv/ v ₀	Δh/ h ₀	v/ v ₀	h/ h ₀
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
15.15	0,2	0,85	0,0965	0.131	0,9035	1,131
30.30	0,4	0,60	0,1948	0,2649	0,7087	1,3959
45.45	0,6	0,35	0,2468	0.3356	0,4619	1.7315
60.6	0,8	0,10	0,3148	0.4282	0,1471	2.1597
75.75	1,0	0,00	0,1471	0,200056	0,0000	2.3597
90.9	1,2	0,00	0,0000	-0,262	0,0000	2.0977
106.05	1,4	0,00	0,0000	-0.5298	0,0000	1.5679
121.2	1,6	0,00	0,0000	-0.6712	0,0000	0.8967
136.35	1,8	0,00	0,0000	-0.8564	0,0000	0.0403
151.5	2,0	0,00	0,0000	-0.40011	0,0000	-0.3598

VI .1.7.2. Tronçon RT1 – RKais :

Ce tronçon comprend trois tronçons dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tronçon	L _t	D ₁	D ₂	D ₃	ΔH _{disp}
RT1 - RK	23656	1	0.5	0.4	64

k	m	B	Q	Q ^{AB}	L	ΔH _{disp}	D _{eq}	S _{eq}	V _{eq}
0.001735	5.2	2	0.1457	0.0212	23656	64	0.446	0.156	0.934

e ₁	e ₂	e ₃	e _{moy}
0.0135	0.009	0.0081	0.102

On suit les mêmes étapes que le tronçon RT1-SP2 on aura les résultats suivants :

D	e	a	C
0.4458	0.0102	0.2127	1089.6493

$$t_c = \frac{2 \cdot 23656}{1089.6493} = 43.42 \text{ secondes}$$

$$\frac{\Delta h}{h_o} = \frac{c v_o}{g h_o} \times \frac{\Delta v}{v_o} \dots\dots\dots (VI-11)$$

$$A.N \quad \frac{\Delta h}{h_o} = \frac{1089.6493 \cdot 0.934}{9.81 \cdot 64} \times \frac{\Delta v}{v_o}$$

$$\frac{\Delta h}{h_o} = 1.62 \times \frac{\Delta v}{v_o}$$

Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau.VI.15 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne **RT1-R_{Kais}**

T (s)	t/t _c	A _v / A _{v0}	Δv/ v _o	Δh/ h _o	v/ v _o	h/ h _o
0	0,0	1,0	0 ,0000	0,0000	1,0000	1,0000
8.684	0,2	0,85	0,0901	0.14596	0,9099	1,14596
17.368	0,4	0,60	0,1589	0,4544	0,751	1,5992
26.052	0,6	0,35	0,1546	0.44235	0,5964	2.12073
34.736	0,8	0,10	0,41455	1.1856	0,18185	3.30633
43.42	1,0	0,00	0,153995	0,24947	0,0000	2.6196
52.104	1,2	0,00	0,0000	-0,29192	0,0000	2.32768
60.788	1,4	0,00	0,0000	- 0.9088	0,0000	1.41888
69.472	1,6	0,00	0,0000	-0.8847	0,0000	0.53418
78.156	1,8	0,00	0,0000	-2.3712	0,0000	-1.83702
86.84	2,0	0,00	0,0000	-0.49894	0,0000	-2.33596

NB :

On note que dans ce tronçon l'onde incidente peut suivre le sens d'écoulement quand elle arrive au point du picage et elle va dans le sens de la station de pompage SP2, et ce problème reste à la recherche.

VI .1.7.3. Tronçon RT2 – R_{Mehmel} :

Ce tronçon comprend trois tronçons dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tronçon	L _t	D ₁	D ₂	ΔH _{disp}
RT1 - RK	16125	0.7	0.6	39

k	m	B	Q	Q ^{AB}	L	ΔH _{disp}	D _{eq}	S _{eq}	V _{eq}
0.001735	5.2	2	0.331	0.1096	16125	39	0.6245	0.30615	1.0812

e ₁	e ₂	e _{moy}
0.0108	0.0099	0.01035

On suit les mêmes étapes que le tronçon RT1-SP2 on aura les résultats suivants :

D	e	a	C
0.6245	0.01035	0.3019	1012.7578

$$tc = \frac{2 \cdot 16125}{1012.7578} = 31.84 \text{ secondes}$$

$$\frac{\Delta h}{ho} = \frac{cvo}{gho} \times \frac{\Delta v}{vo} \dots\dots\dots (VI-11)$$

$$A.N \quad \frac{\Delta h}{ho} = \frac{1012.7578 \cdot 1.0812}{9.81 \cdot 39} \times \frac{\Delta v}{vo}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 2.86 \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau.VI.16 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne **RT2-R_{Mehmel}**

T (s)	t/t _c	A _v / A _{v0}	Δv/ v ₀	Δh/ h ₀	v/ v ₀	h/ h ₀
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
6.368	0,2	0,85	0,0694	0.19848	0,9306	1,19848
12.736	0,4	0,60	0,1591	0,455	0,7715	1,65348
19.104	0,6	0,35	0,237075	0.678	0,5344	2.33148
25.472	0,8	0,10	0,35175	1.006	0,18265	3.33748
31.84	1,0	0,00	0,18265	0,52238	0,0000	3.85986
38.208	1,2	0,00	0,0000	-0,39696	0,0000	3.4629
44.576	1,4	0,00	0,0000	-0.91	0,0000	2.5529
50.944	1,6	0,00	0,0000	-1.356	0,0000	1.1969
57.312	1,8	0,00	0,0000	-2.012	0,0000	-0.8151
63.68	2,0	0,00	0,0000	-1.04476	0,0000	-1.85986

VI .1.7.4. Tronçon R_{Mehmel} – SP4:

Ce tronçon comprend trois tronçons dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tronçon	L _t	D ₁	D ₂	ΔH _{disp}
RT1 - RK	13500	0.6	0.5	32

k	m	B	Q	Q ^{AB}	L	ΔH _{disp}	D _{eq}	S _{eq}	V _{eq}
0.001735	5.2	2	0.198	0.0392	13500	32	0.5145	0.2078	0.953

e ₁	e ₂	e _{moy}
0.0099	0.009	0.00945

On suit les mêmes étapes que le tronçon RT1-SP2 on aura les résultats suivants :

D	e	a	C
0.5145	0.0095	0.2478	1037.7475

$$t_c = \frac{2 \cdot 13500}{1037.7475} = 26.018 \text{ secondes}$$

$$\frac{\Delta h}{h_o} = \frac{c v_o}{g h_o} \times \frac{\Delta v}{v_o} \dots\dots\dots (VI-11)$$

A.N $\frac{\Delta h}{h_o} = \frac{1037.7475 \cdot 0.953}{9.81 \cdot 32} \times \frac{\Delta v}{v_o}$

$$\frac{\Delta h}{h_o} = 3.15 \times \frac{\Delta v}{v_o}$$

Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau.VI.17 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne R_{Mehmet}S-SP4

T (s)	t/t _c	A _v / A _{v0}	Δv/ v _o	Δh/ h _o	v/ v _o	h/ h _o
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
5.2036	0,2	0,85	0,0659	0.20758	0,9341	1,20758
10.407	0,4	0,60	0,1537	0,4842	0,7804	1,69178
15.611	0,6	0,35	0,2348	0.7396	0,5456	2.43438
20.8144	0,8	0,10	0,366575	1.1547	0,179	3.58908
26.018	1,0	0,00	0,179	0,56385	0,0000	4.15293
31.2216	1,2	0,00	0,0000	-0,41516	0,0000	3.73777
36.4252	1,4	0,00	0,0000	-0.9684	0,0000	2.76937
41.6288	1,6	0,00	0,0000	-1.4792	0,0000	1.29017
46.8324	1,8	0,00	0,0000	-2.3094	0,0000	-1.01923
52.036	2,0	0,00	0,0000	-1,1277	0,0000	-2.14693

Le graphe représenté dans la figure VI.5 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).

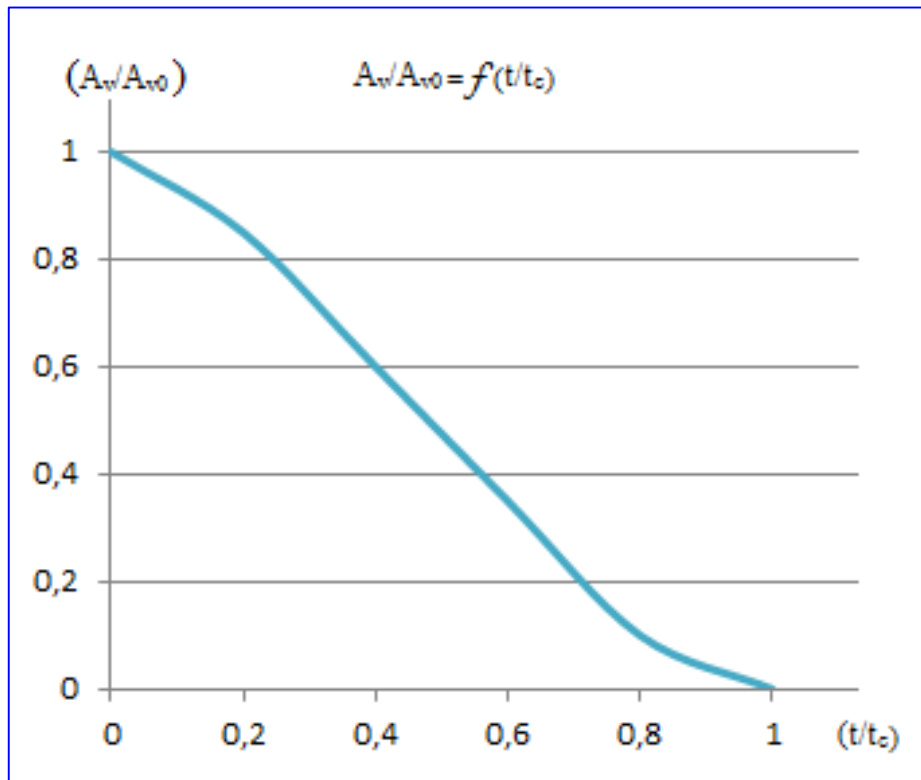


Figure.VI.04 : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

Lorsque la durée de la fermeture est longue que $t_c = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

Remarque :

On prend des temps de fermeture des vannes à chiffre rond comme suit :

Tronçon	RT1 – SP2	RT1 – R _{Kais}	RT2 – RM	R _{Mehmel} – SP4
T _{Fermeture} (s)	76	44	32	30

Pour le tronçon **R_{Mehmel} – SP4** on prend un temps supérieur ou égal à 30 s

VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VI.2.1. 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 surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VI.2.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des

Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.2.3. Corrosion interne

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.

VI.2.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène

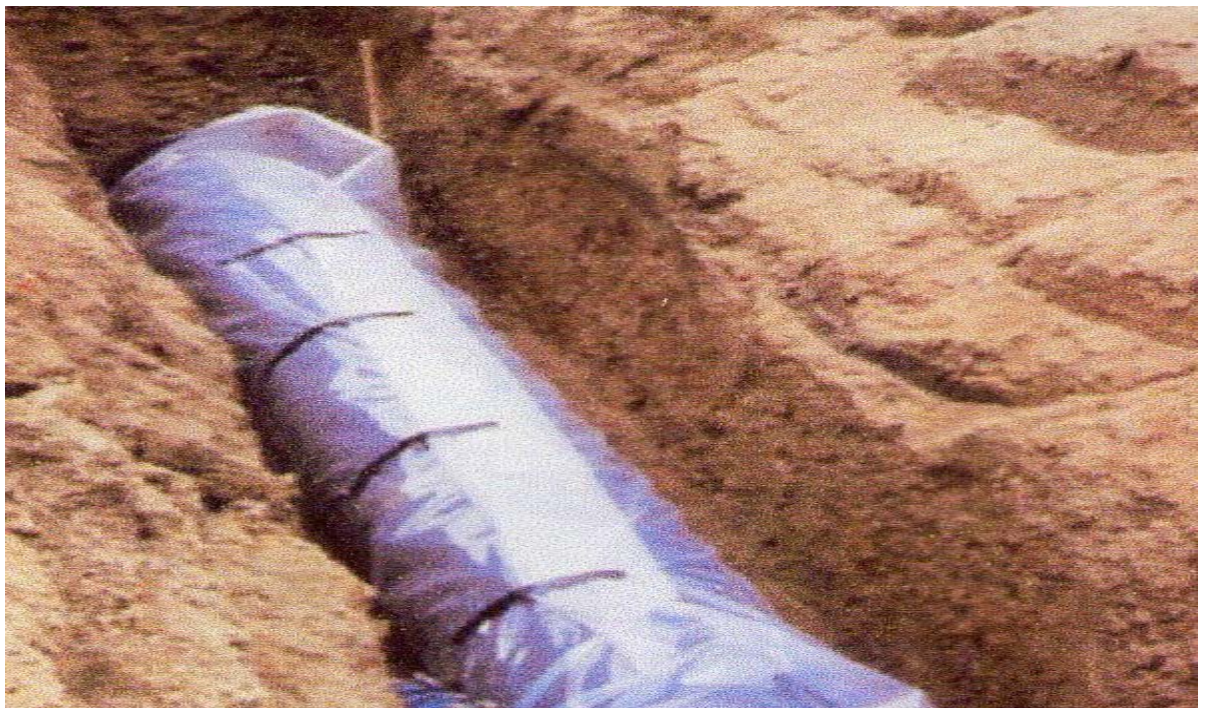


Figure VI.5 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VI.2.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment

- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu étudier l'influence du coup de bélier tout sur les conduites en dimensionnant les réservoirs d'air qui peuvent réduire le taux de ce dernier dans les cas de refoulement.

Concernant la protection des conduites dont l'écoulement est gravitaire on a calculé les temps suffisant pour la fermeture des vannes pour prévenir les conduites gravitaires.

Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

CHAPITRE

VII

Pose des canalisations et accessoires

Après un dimensionnement technico-économique, on va entamer dans ce chapitre les principes de pose de canalisations qui doivent être respectés et qui représente une étape très importante pour la stabilité des conduites qui devra s'abriter pendant des années, sans oublier de citer les différents accessoires existants le long de notre adduction.

VII.1. Pose des canalisations :

VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations :

La manutention des conduites surtout dans notre cas où la canalisation est en fonte doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les conduites sont posées directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Au moment de leur mise en place, les conduites sont examinées (présence de fissures) et soigneusement débarrassées de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les conduites sont présentées bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain dur, les conduites seront posées sur un lit de pose de matériaux (sable) de 150 mm.

VII.1.2. Pose de canalisation en pente :

La zone d'étude représente un terrain accidenté suivant la plus part de notre tracé. 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, nous retiendrons qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

20 % pour une conduite aérée,

25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile 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.

➤ **Traversée de la route (Pose de canalisation en galerie) :**

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

La figure suivante résume le cas.

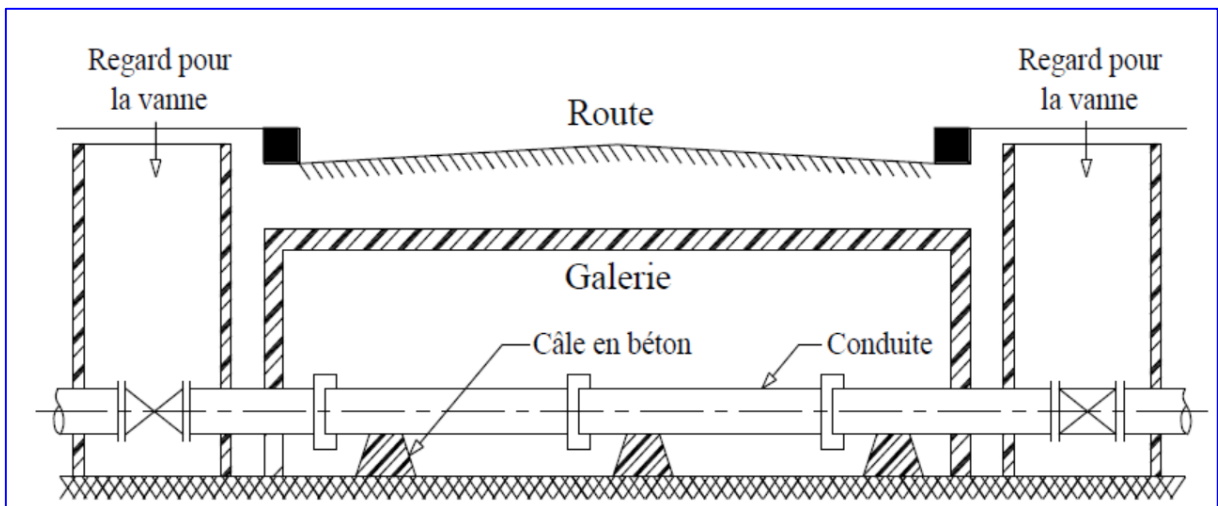


Figure.VII.01 : pose de canalisation en galerie.

➤ **Traversée d'un oued :**

La pose de canalisation à la traversée d'un oued demande certains travaux spéciaux en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs.

Dans notre cas et le long du tracé la conduite va traverser des Oueds ont une largeur varie de 15 à 40 m.

Le schéma suivant nous donne un exemple sur la traversée des Oueds.

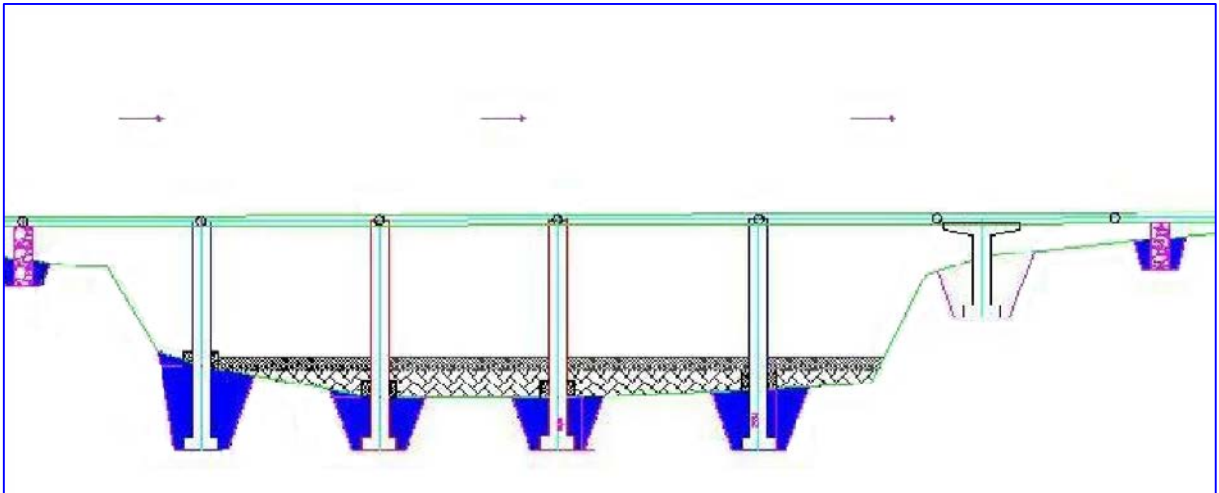


Figure.VII.02 : Traversée d'un Oued.

➤ **Cas d'un terrain agressif :**

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drap la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par conduite. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

➤ **Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :**

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité. Le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1,8 fois la pression de service et de 1,5 fois la pression en cas gravitaire.

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 200 m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir

accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

➤ **La mise en eau des adductions :**

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2^{ème} tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

La gestion des équipements d'approvisionnement en eau potable doit être déléguée à un concessionnaire responsable du fonctionnement, de l'entretien courant et préventif, de la maintenance, du renouvellement, de la gestion technique et de la gestion financière.

VII.2. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

VII.2.1. Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement intermédiaires tous les 200 à 300 m du fait des diamètres importants.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité de la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250 mm seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive qui sera placée le long de l'adduction de renforcement puisque elle représente des diamètres importants.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

➤ **Les vannes d'isolement :**

Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et

les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

➤ **Les vannes à clapets de non-retour :**

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Remarque :

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer :

- Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.

- Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter son vidange accidentelle.

➤ **Robinet à flotteur :**

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage

Il sert à régler la tranche d'eau sur laquelle nous voulons travailler.

Remarque :

Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans :

- La bêche d'aspiration de la station de pompage.

- L'alimentation des réservoirs.

➤ **Ventouses :**

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre un phénomène qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. Nous injectons donc de l'air par les ventouses dans notre cas :

- a) À tous les points les plus hauts
- b) À tous les points hauts intermédiaires
- c) Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m)
- d) Après les pompes

➤ **Vannes de vidange :**

Les vannes de vidange ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues :

- A tous points bas du profil de la conduite.

- D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celles-ci crée un point bas.

➤ **By-pass :**

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.

- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.

- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

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

➤ **Moyens anti-bélier :**

Les différents moyens de protection anti-bélier.

Remarque :

Dans notre projet, la protection contre le coup de bélier est détaillée dans le chapitre VI.

➤ **Crépines :**

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

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

➤ **Déversoirs de trop plein :**

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné, et Ça se trouve au niveau des conduites de trop plain des réservoirs.

➤ **Joints de raccordement :**

Les conduites sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- Le joint express (verrouillé ou non) ;
- Le joint standard (verrouillé ou non) ;
- Les joints automatiques verrouillés ;
- Le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides. Est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

➤ **Organes de mesure :**

a- Mesure de débit :

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme ;
- La tuyère.
- Le venturi

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

b- Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

➤ Manomètres à aiguilles :

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

➤ Manomètres à soufflet :

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

➤ Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

a- Coudes :

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

Nous distinguons des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de :

$$\frac{1}{4} (90^\circ), \frac{1}{8} (45^\circ), \frac{1}{16} (22^\circ 30'), \frac{1}{32} (11^\circ 15').$$

b- Cônes :

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

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

c- Tés :

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

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d- Joints de démontage :

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

NB :

On note que pour notre projet la pose des canalisations du point de vu profondeur doit être en fonction des plans de l'urbanisation future pour ne pas créer des problèmes à la réalisation des déferents projets d'approvisionnement en gaz de ville, les réseaux téléphoniques, et les réseaux d'assainissements.

VII.3. Estimation des aménagements :

Les tableaux donnés ci-après constituent une pré-estimation des travaux à réaliser pour la mise en service du transfert.

Cette estimation se base sur des prix d'ordre observés pour des marchés similaires dans les dernières années.

Les prix sont donnés en dinars algérien.

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif de différentes fournitures (montant en DA).

N°	Désignation des travaux	U	Qté	P. U	Montant
TERRASSEMENT					
01	Déblais de la tranchée y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M ³	316193	400	126.7*10 ⁶
02	Remblais de la tranchée en terre y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M ³	272661	400	109*10 ⁶
03	Mise en place de couche de lit de pose en sable d'une épaisseur de 25 cm y/c le réglage et le compactage	M ³	37915	1500	56.9*10 ⁶
CANALISATION					
	Les conduits sont en fonte y/c toutes sujétions de bonnes réalisations				
01	Ø1000	ML	20706	46941.620	972*10 ⁶
02	Ø900	ML	13953	40133.150	560*10 ⁶
03	Ø800	ML	18678	34260.690	640*10 ⁶
04	Ø700	ML	5498	30555.052	168*10 ⁶
05	Ø600	ML	13675	24658.320	337.2*10 ⁶
06	Ø500	ML	10934	19315.960	211.2*10 ⁶
07	Ø400	ML	7171	16102.800	115.5*10 ⁶
EQUIPEMENTS					
-	-	-	-	-	-
DIVERS					
-	-	-	-	-	-
LES STATIONS DE POMPAGE					
-	-	-	-	-	-
LES RESERVOIRS					
-	-	-	-	-	-
TOTAL EN T.T.C 3.296.500.000					

En chiffre : 3.296.500.000,00 DA en TTC

En lettre : Trois milliards deux cent quatre-vingt-seize millions cinq cent mille Dinar Algérien.

Remarque :

Le montant cité ci-dessus n'est pas définitif voir le manque des données et des prix concernant les stations de pompes, les réservoirs, et les différents équipements et leurs fournitures et accessoires.

Conclusion

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires. Le tracé des adductions choisi techniquement nous a permis d'avoir une pose de canalisation avec moins de contraintes et d'obstacles et également moins de sur profondeurs.

Afin de faciliter l'accès et la gestion de ces adductions, le tracé retenu est en bordure des chemins et routes. Les accessoires énumérés dans ce chapitre sont nécessairement utiles pour le bon fonctionnement de l'adduction. Terminant par l'estimation du coup de projet avec réserves.

CONCLUSION
GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, on a procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de quatre communes de la wilaya de Khenchela qui se situe à l'Est de l'Algérie.

On a présenté en premier lieu la zone de notre étude et donné un aperçu général sur la situation hydraulique actuelle, en second lieu, et concernant le système d'adduction, on a essayé de choisir la variante la plus économique, le dimensionnement de réseau d'adductions se fait en utilisant comme matériau la fonte ductile.

La liaison entre les tronçons de refoulement et gravitaire est assurée par des réservoirs tampons RT1 et RT2, le stockage est assuré par quatre réservoirs d'alimentation implanté en fonction des réservoirs existants.

Dans ce projet on a dimensionné une adduction mixte, dont on a opté quatre stations de pompage, et des tronçons gravitaires pour assurer l'écoulement en fonction de la topographie.

La protection de ce système est prise en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à le protéger contre le régime transitoire, c'est la protection contre le coup de bélier en projetant des réservoirs d'air pour la partie refoulement, et par le calcul des temps suffisant pour la fermeture des vannes, et pour assurer le bon fonctionnement du réseau et une longue durée de vie des conduites on a fait appel à la protection contre la corrosion.

BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrage :

- [1] A. DUPOND : (1979) « Hydraulique urbaine » (tome2) Eyrolles.
- [2] BENJAMIN VIAL : (2011) « Les matériaux de canalisations », Centre de Ressources EnviroB.A.T-Méditerranée.
- [3] H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 -10, 16, 18, 25.
- [4] HUGUES GODART : (2009) « Adduction et Distribution D'eau », Techniques de l'Ingénieur.
- [5] MICHEL A.MOREL : (1994) « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02) Chihab-Eyrolles.

Mémoires de fin d'études :

- [6] BELKHIRI KAMEL : (2006) « Contrôle rapide des structures en relation avec le risque et évaluation des dommages causés par une catastrophe naturelle : cas de séisme » du Mémoire l'université de Batna.

Autres documents :

A.N.B.T : Etude du projet d'AEP des centres de Batna, Barika, Arris et Khenchela à partir du barrage de Koudiat Medaouar - Couloir 2

Catalogues

KSB Easy Select[®] (Etude du pompage).

CHARLATTE « Réservoirs hydraulique », (Protection des conduites contre le phénomène transitoire).

ANNEXES

Annexe III.01 :

Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
400	16102.80
500	19315.96
600	24658.32
700	30555.52
800	34260.69
900	40133.15
1000	46941.62

Remarque: les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe IV.1

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (pourcentage du débit maximal journalier).

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3	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 VI . 1

SP1 – RT1

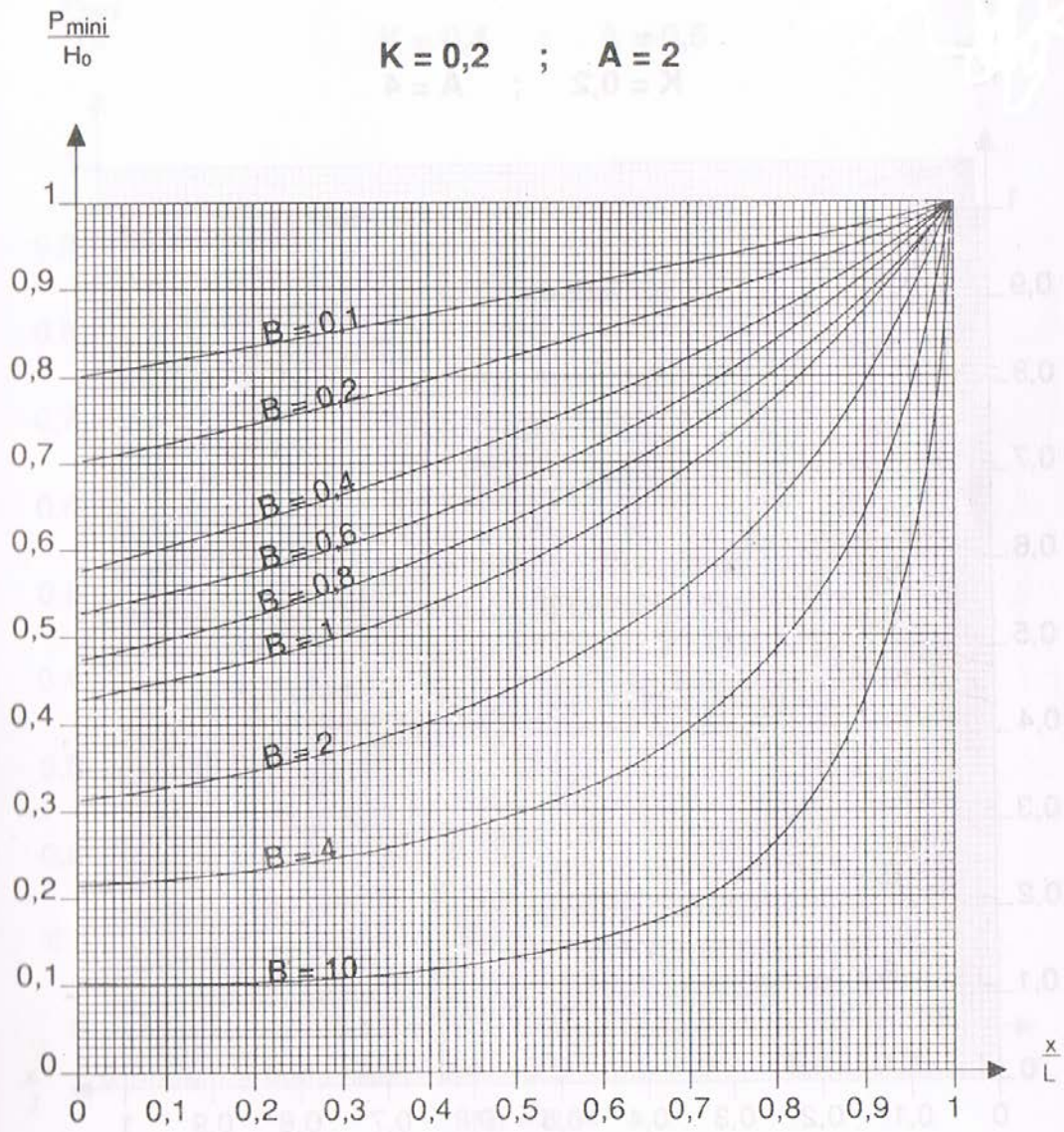


Fig. A III.12

Annexe VI . 2

SP2 – SP3

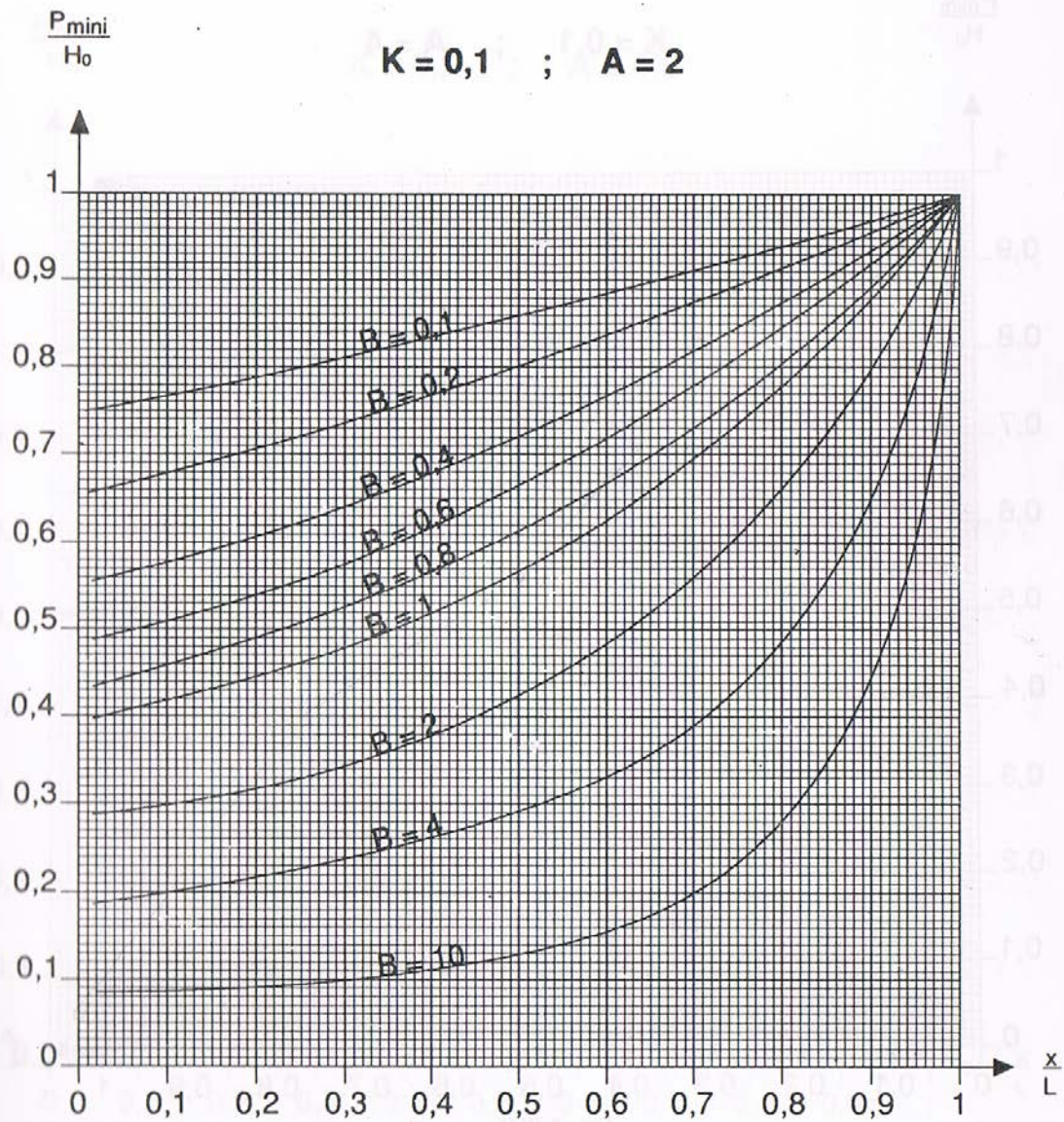


Fig. A III.8

Annexe VI . 3

SP3 – RT2

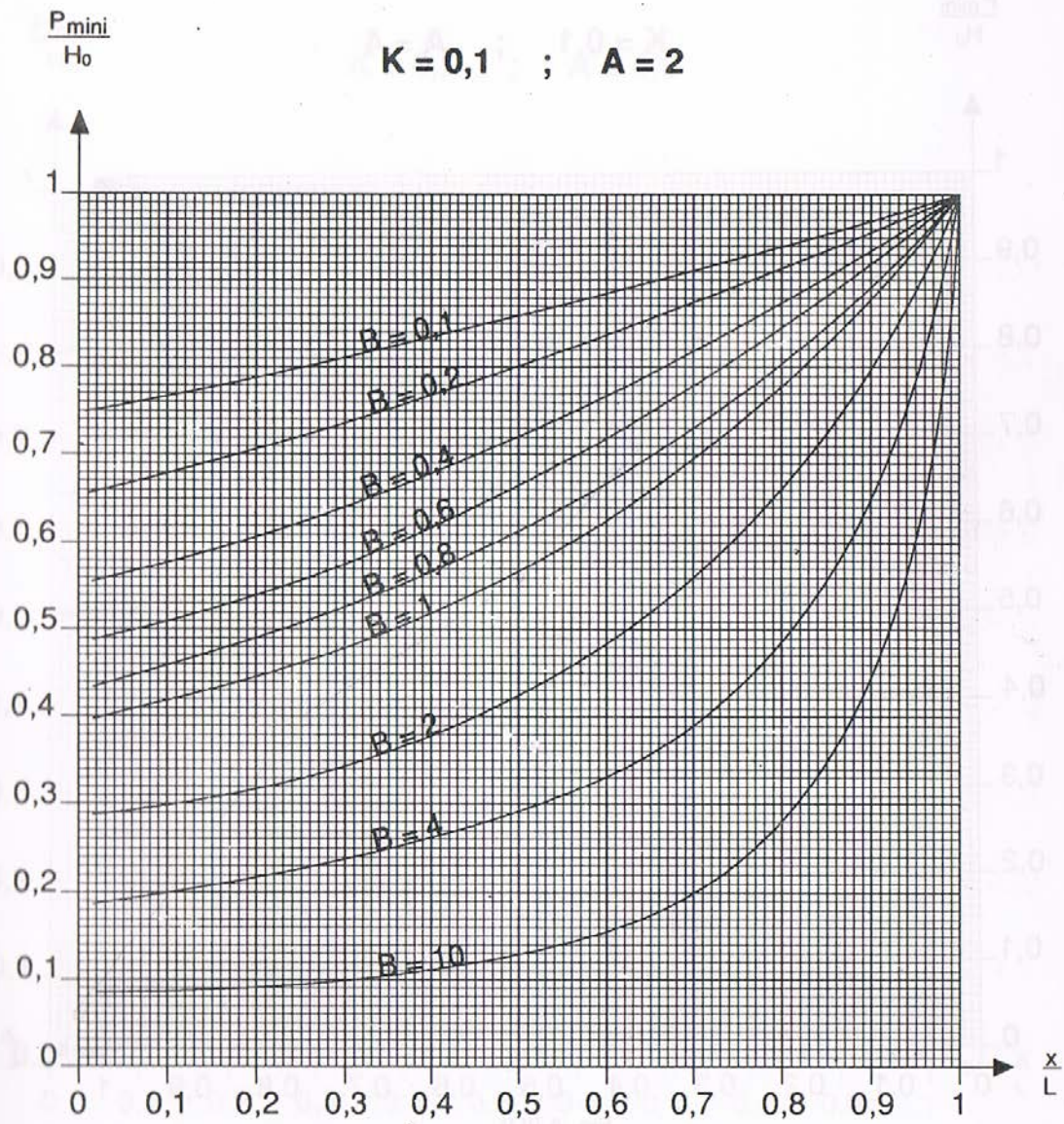


Fig. A III.8

Annexe VI . 4

SP4 – R_{Ouled Racheche}

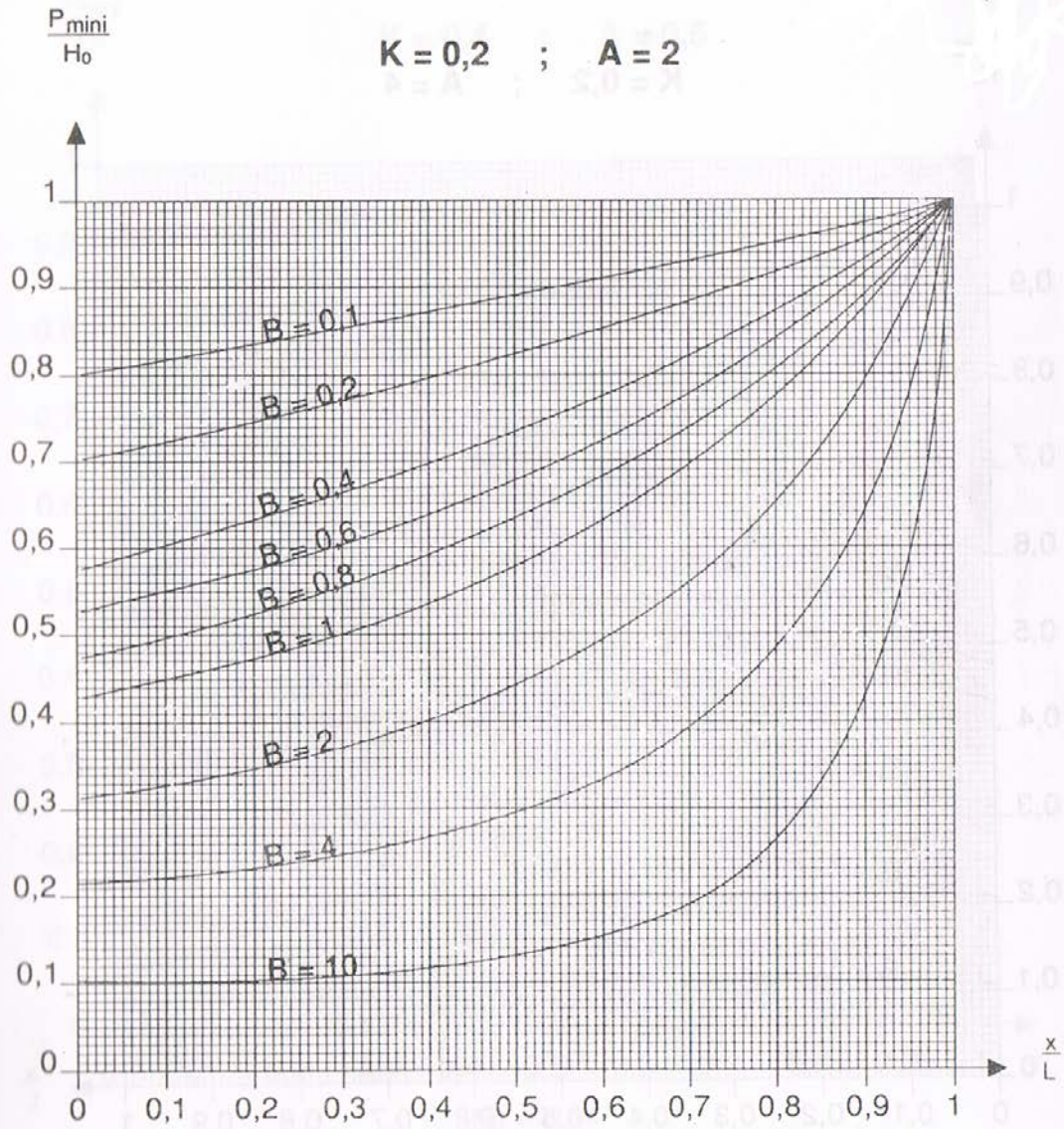


Fig. A III.12

Annexe VI . 5

SP4 – R_{Ouled} Racheche

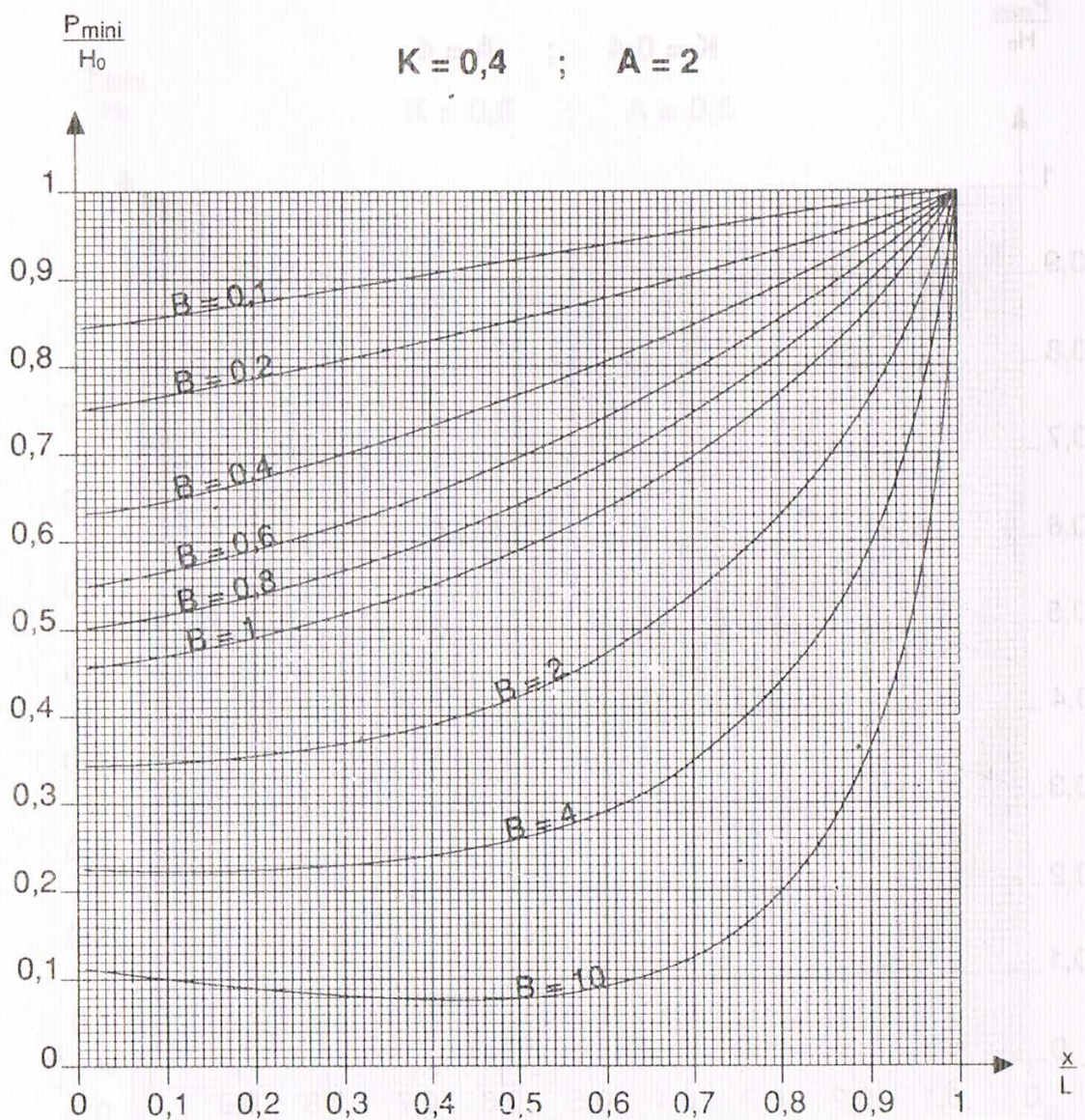


Fig. A III.16