



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE DU RENFORCEMENT DE L'AEP DES COMMUNES  
DE : BOUGHAR, OULED ANTAR, OULED HELLAL A  
PARTIR DU SYSTEME : BIRINE-KSAR EL BOUKHARI (W.  
MEDEA)**

**Présenté par :**

**ZADI Raounak**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
DJOUDAR/HALLAL Dahbia	MCA	Président
TOUAHIR Sabah	MAA	Examineur
DERNOUNI Youcef	MAA	Examineur
DAHMANE Mouloud	MCB	Examineur
AMMARI Abdelhadi	MCA	Promoteur

**Session 2023/2024**

## **Remerciement**

Avant tout, je tiens à remercier et à rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je remercie également mon promoteur, Mr A. AMMARI, de m'avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail, ainsi que pour sa compréhension, ses précieux conseils, son humour et surtout pour sa patience.

Je témoigne aussi ma reconnaissance à tous les enseignants de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique qui ont participé à ma formation.

Enfin, je remercie ma chère mère, mon grand-père et ma grand-mère pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

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

## *Dédicace :*

Après un parcours d'études qui a été marqué par la fatigue et la joie, me voici aujourd'hui au seuil de ma remise de diplôme. Je rends grâce à Dieu pour cette opportunité de nouveaux départs et d'atteinte des objectifs.

Aujourd'hui, je dédie mon succès à tous ceux qui ont travaillé avec moi pour mener à bien ce voyage :

- À celle qui a fait que le paradis se trouve sous ses pieds, qui m'a embrassé avec son cœur avant sa main, et qui a allégé mes difficultés par ses prières. Ma modèle, mon enseignante, mon amie, ma mère bien-aimée.
- À celui qui m'a soutenu sans limites et m'a donné sans attendre de retour, à celui qui m'a enseigné que la vie est un combat et que son arme est la connaissance, à celui qui a enraciné en moi les nobles valeurs morales et qui a été mon premier soutien dans mon parcours, mon cher grand-père, que Dieu prolonge ta vie.
- Ce pont de l'amour et du don, ma deuxième mère et la chérie de mon cœur, ma chère grand-mère, que Dieu prolonge ta vie.
- Ceux que Dieu a renforcés par eux étaient les meilleurs assistants pour moi, mes oncles, surtout Mohamed et Omar.
- À ceux qui m'ont soutenu avec amour dans mes moments de faiblesse, à mes amies fidèles, pas les superficielles : Afrah, Manel, Nariman, Selma, Ilham.

## الملخص

تتناول مذكرة التخرج هذه تصميم نظام عام لتوفير المياه الصالحة للشرب في بلديات أولاد عنتر، أولاد هلال، وبوغار في ولاية المدية. يبدأ النظام من مصدر مياه بيرين، حيث سنقوم بتحديد أبعاد أنابيب نقل المياه، سواء كانت بالجاذبية أو بالضغط، من وجهة نظر تكنولوجية واقتصادية. سنأخذ في الاعتبار أيضًا الخزانات ومحطات الضخ المناسبة. في الختام، سنناقش وسائل حماية الأنابيب من ظاهرة الصدمة المائية.

هدف هذه الدراسة هو تحسين مستوى الظروف المعيشية لسكان الريف من خلال توفير المياه الصالحة للشرب، مما يساهم في النهوض بالقطاع الفلاحي والحد من النزوح الريفي

الكلمات المفتاحية: المياه الصالحة للشرب، تعزيز، امدادات المياه.

## Résumé

Ce présent mémoire de fin d'études porte sur la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable pour les communes d'Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar dans la wilaya de Médéa, à partir du champ de captage de Birine. Nous dimensionnerons les conduites gravitaires et de refoulement du point de vue technico-économique, ainsi que les réservoirs de stockage et les stations de pompage, en tenant compte des types de pompes correspondantes. Enfin, nous aborderons les moyens de protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier.

L'objectif de cette étude est d'améliorer le niveau de vie des populations rurales en matière d'approvisionnement en eau potable, afin de les maintenir sur place et de prévenir l'exode rural tout en renforçant le secteur agricole.

Mots clés : alimentation en eau potable, renforcement, adduction d'eau.

## Abstract

This work addresses the overall design of a drinking water supply network for rural areas in the towns of Ouled Antar, Ouled Hellal, and Boghar, located in the Médéa province. The study begins with the Birine catchment area. We will determine the pipe dimensions, both for gravity flow and pressurized systems, considering the technico-economic perspective. Additionally, we'll design storage tanks and pumping stations, selecting appropriate pumps. Finally, we'll implement measures to protect the pipes from water hammer effects.

The study aims to enhance the living conditions of the rural population by ensuring reliable drinking water supply, thereby preventing rural migration and promoting agricultural development.

Key words: drinking water supply, reinforcement, water supply.

## Table des matières

### Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction .....	1
I.1 : Description générale de la zone d'étude .....	1
I.2 : Situation géographique .....	1
1 <sup>ère</sup> zone : BOGHAR qui est délimitée comme suit : .....	1
2 <sup>ème</sup> zone : Ouled Antar qui est délimitée comme suit : .....	2
3 <sup>ème</sup> zone : Ouled Hellal qui est délimitée comme suit : .....	2
I.3: Situation hydrologique.....	2
I.4 : Situation géologique .....	3
I.5 : La sismicité.....	3
I.6 : Situation topographique.....	4
I.8 : Situation démographique .....	4
I.8 : Situation hydraulique.....	6
Conclusion.....	6

### Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction .....	7
II.1 : Catégorie des besoins en eau .....	7
II.2 : Estimation de la population : .....	7
II.3 : Evaluation des besoins en eau potable .....	8
II.3.1 : Consommation moyenne journalière .....	8
a. Besoins domestiques .....	9
b. Besoins des équipements publics.....	10
C. Besoins Des Equipements sanitaires .....	11
D. Besoins Des Equipements administratifs : .....	11
e. Besoins Des Equipements commerciaux .....	11
f. Besoins Des Equipements socioculturels : .....	12
II.3.2 : Variation de la consommation journalière .....	13
II.3.2.1 : Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ( $K_{max, j}$ ).....	13
II.3.2.2 : Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ( $K_{min, j}$ ).....	14

II.3.2.3 : Débit Maximum Journalier .....	14
II.3.2.4 : Débit minimum Journalier .....	14
II.3.2.5 : Bilan des besoins moyens en eau .....	16
II.4 : Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau.....	18
II.5 : Calcul de déficit de consommation .....	19
Conclusion :.....	20

### **Chapitre III : Choix du tracé du système**

Introduction .....	21
III.1: choix du tracé .....	21
III.2: Choix de type de canalisation .....	21
<input type="checkbox"/> Sur le plan technique .....	21
<input type="checkbox"/> Sur le plan économique : .....	22
Conduites en fonte ductile .....	22
b) Les inconvénients .....	22
Conduites en PEHD.....	22
a) Les avantages .....	22
b) Les inconvénients .....	23
III.3: Proposition des variantes.....	23
III.3.1 : Variante I.....	24
III.3.2 : Variante II .....	25
III.3.3: Analyse des variantes.....	26
III.4: Choix du matériau .....	26
III.4 .1 : Variante 01 .....	26
III.4.2 Variante 02 .....	27
III.4.3 : Comparaison des variantes .....	29

### **Chapitre IV : Dimensionnement du système d'adduction**

Introduction .....	31
IV.1 : Type d'adduction.....	31
IV.1.1 : Adduction gravitaire .....	31
IV.1.2 : Adduction par refoulement.....	31
IV.1.3 : Adduction mixte .....	31
IV.2 : Types d'écoulement dans les conduites d'adduction .....	31
IV.2 .1 : Ecoulement a surface libre .....	31
IV.2 .2 : Ecoulement en charge .....	32

IV.3 : Dimensionnement des conduits d'adduction .....	32
IV.3.1 : Choix des diamètres .....	32
IV.4.1 : Adduction par refoulement.....	32
Pour la partie de refoulement, le diamètre est déterminé en fonction des calculs économiques visant à minimiser les coûts. Cela peut inclure des considérations telles que la perte de charge, la vitesse de l'eau et les coûts d'installation.....	32
IV.4.2 : Adduction gravitaire .....	32
IV.5 : Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements.....	32
IV.5.1 : Calcul des pertes de charge .....	33
IV.5.1.1 : Pertes de charge linéaires.....	33
IV.5.1.2: Pertes de charge singulières .....	33
IV.5.1.3: Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) .....	34
IV.5.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	34
IV.5.3 : Puissance absorbée par la pompe .....	34
IV.5.3 : Energie consommée par la pompe.....	34
IV.5.3 : Frais d'exploitation .....	34
IV.5.4 : Frais d'amortissement.....	35
IV.6 : Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires .....	35
IV.7: La vitesse d'écoulement.....	37
Dans le cas des adductions, la vitesse optimale d'écoulement varie de 0,5 à 4 m/s. Et pour déterminer la vitesse d'écoulement dans une conduite gravitaire, on utilise l'équation de continuité :.....	37
IV.8: Dimensionnement des conduites d'adduction .....	37
IV.8.1: Présentation des différents tronçons.....	37
Pour calculer les débits à refouler, nous devons d'abord examiner le tableau des débits pompés pour chaque tronçon par jour. Ensuite, nous pouvons effectuer les calculs nécessaires. ....	37
IV.8.2: Détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement .....	37
IV.8.3 : Détermination des diamètres avantageux de l'adduction gravitaire .....	61
IV.8.4 : Récapitulation des résultats de tout le réseau.....	67
Conclusion.....	68

## **Chapitre V : Stockage**

Introduction .....	69
V.1.1: Fonction technique .....	69
V.1.2: Fonction économique .....	69

V.2 : Classification des réservoirs .....	69
V.3: Emplacement du réservoir.....	70
V.4: Choix du réservoir .....	70
V.5: Détermination analytique du volume des réservoirs.....	71
V.5.1 : Méthode analytique.....	71
V.5.2 : Méthode graphique.....	72
<input type="checkbox"/> Les bâches de reprises .....	73
<input type="checkbox"/> Les Réservoirs tampons.....	73
<input type="checkbox"/> Réservoirs de stockage .....	73
V.6 : Dimensionnement des réservoirs d'alimentation.....	73
V.6.1 : Réservoir 2*9000 m3 .....	73
V.6.1.1 : Calcul de la capacité du réservoir 2*9000 m3.....	74
V.6.2 : Réservoir Boghar m3 .....	74
V.6.2.1 : Calcul de la capacité du réservoir Boghar .....	75
V.6.3 : Réservoir Ouled Antar .....	75
V.6.3.1: Calcul de la capacité du réservoir Ouled Antar .....	76
V.6.4 : Réservoir Ouled Hellal.....	76
V.6.4.1: Calcul de la capacité du réservoir Ouled Hellal .....	77
V.7: Forme des réservoirs de stockage .....	78
V.7: Dimensionnement du réservoir tampon .....	79
V.8.1: réservoir tampon Oum riche RT1.....	80
V.8.2: réservoir tampon RT2 .....	80
V.8.3: Forme des réservoirs tampons.....	81
V.9: Bâches de reprise pour différentes stations de pompage .....	81
Conclusion.....	82

## **Chapitre VI : Pompage et protection anti-bélier**

Introduction .....	83
VI.1 : Définition .....	83
VI .2: Choix de variantes pour les stations de pompage .....	83
VI.3 : Choix du type de pompe .....	83
VI.4 : Choix du nombre de pompes .....	84
VI. 5 : Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	84
La courbe caractéristique d'une conduite représente les variations de la perte de charge totale en fonction du débit pour une canalisation de diamètre (D) et de longueur (L). Cette courbe est donnée par la formule : .....	84

VI .6 : Caractéristiques de la pompe .....	85
VI.6.1 : Points de fonctionnement des pompes .....	85
VI.7.2: Type et mode de réglage.....	85
VI.7.3 : Etude de la cavitation .....	87
VI. 8 : Choix des pompes pour chaque refoulement .....	89
VI.8.1 : Refoulement : la station de pompage SP0 vers la station de pompage SP1.....	90
Choix du type de pompe .....	91
Courbes caractéristiques des pompes choisis .....	91
Dimensionnement des équipements des pompes .....	94
Calage de la pompe .....	95
VI.8.2 : Refoulement : la station de pompage SP1 vers la station de pompage SPb.....	95
Dimensionnement des équipements des pompes .....	97
Calage de la pompe .....	99
VI.8. 3 : Refoulement : la station de pompage SPb vers le réservoir R01 .....	99
Choix du type de pompe .....	99
Courbes caractéristiques des pompes choisis .....	100
Dimensionnement des équipements des pompes .....	101
Calage de la pompe .....	102
Choix du type de pompe .....	103
A. Courbes caractéristiques des pompes choisis .....	103
Dimensionnement des équipements des pompes .....	105
□ Calage de la pompe.....	106
VI.8.5 : Refoulement : la station de pompage SP1' vers la station de pompage SP2.....	107
Choix du type de pompe .....	107
Courbes caractéristiques des pompes choisis .....	107
Dimensionnement des équipements des pompes .....	109
Calage de la pompe .....	110
VI.8.6 : Refoulement : la station de pompage SP2 vers le réservoir tampon RT2 .....	111
A. Choix du type de pompe.....	111
Courbes caractéristiques des pompes choisis : .....	111
Dimensionnement des équipements des pompes .....	113
Calage de la pompe .....	114
VI .8.7 : Refoulement : la station de pompage SP3 vers la station de pompage SP3' .....	114
Choix du type de pompe .....	115
Courbes caractéristiques des pompes choisis .....	115

Dimensionnement des équipements des pompes .....	117
Calage de la pompe .....	118
VI. 8.8 : Refoulement : la station de pompage SP3' vers la station de pompage R02 .....	118
Choix du type de pompe : .....	119
Courbes caractéristiques des pompes choisis .....	119
Dimensionnement des équipements des pompes .....	121
Calage de la pompe .....	122
VI.9: Protection des conduites contre le coup de bélier .....	123
VI.9.1 : Définition .....	123
VI.9.2 : Les causes de Coup de bélier .....	123
VI.9.3 : Les conséquences de Coup de bélier .....	123
a) Cas de surpression .....	123
b) Cas de dépression : .....	123
c) Fatigue des conduites .....	124
VI.9.4 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	124
VI.9.5 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	126
A. Réservoirs d'air .....	126
B. Cheminée d'équilibre .....	127
C. Soupape de décharge .....	127
D. Volant d'inertie .....	128
VI. 9.7 Calcul des réservoirs d'air .....	129
VI. 9.7.1: Méthode De PUECH ET MEUNIER .....	129
Conclusion .....	136

## **Chapitre VII : Management de projet**

Introduction .....	137
VII.1 : Travaux de l'adduction .....	137
VII.1.1 : Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	137
VII.1.2 : Nivellement de la plate-forme de pose .....	137
VII.1.3 : Excavation des tranchées .....	137
VII.1.3.1 : La profondeur (H) .....	138
VII.1.3.2 : Largueur de la tranchée .....	138
VII.1.3.3 : Section de la tranchée .....	138
VII.1.3.4: Le coefficient de foisonnement (Cf).....	138
VII.1.4: Pose de la canalisation .....	139

VII.1.4.1: Le Principe de pose des canalisations .....	139
VII.1.4 .2 : Aménagement du lit de pose .....	139
VII.1.4 .3 : Epreuve de joint et de canalisation.....	139
VII.1.5: Remblaiement des tranchées .....	140
VII.1.6 : Détermination du volume des travaux de l'adduction : .....	140
VII.1.7 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	141
VII.2 : Calcul du temps d'exécution .....	141
VII.2.1 : Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction :.....	142
VII.3: Planification des travaux de l'adduction.....	142
VII.3.1 : Définitions des tâches et leurs durées .....	142
VII.3.2 : Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) .....	143
VII.4 : Choix des engins de terrassement.....	145
VII.4.1 : Pelle hydraulique.....	145
VII.4.2 : Bulldozer.....	145
VII.4.3 : Chargeur.....	145
VII.4.4 : Compacteur (vibrateur de sol).....	146
VII.5: Evaluation du projet :.....	146
VII.5.1 : Devis estimatif d'établissement du projet.....	146
VII.5.2 : Devis global .....	146
Conclusion.....	147
Conclusion générale .....	148

## Liste des Tableaux

### Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

<b>Tableau I. 1:</b> les zones de sismicité de la wilaya de Médéa. ....	4
<b>Tableau I. 2:</b> Tableau de répartition de la population on 2024 et l'horizon 2054.[5] .....	4
<b>Tableau I. 3:</b> la capacité des ressources.....	6

### Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

<b>Tableau II.1:</b> Estimation de la population de la zone d'étude à l'horizon d'étude moyen et long terme.....	7
<b>Tableau II 2:</b> La dotation moyenne par habitant et par jour. [4] .....	9
<b>Tableau II.3:</b> Estimation des besoins en eau domestique à moyen et long terme (2054). [7] .	9
<b>Tableau II 4:</b> Estimation des besoins en eau des équipements scolaires.[7].....	10
<b>Tableau II.5:</b> Estimation des besoins en eau des équipements sanitaire.[7] .....	11
<b>Tableau II.6:</b> Estimation des besoins en eau des équipements administratifs.[7].....	11
<b>Tableau II 7:</b> Estimation des besoins en eau des équipements commerciaux. [7].....	12
<b>Tableau II.8:</b> Estimation des besoins en eau des équipements socioculturels.[7] .....	12
<b>Tableau II 9:</b> Récapitulation des Besoins en eau potables à l'horizon actuel 2024.....	15
<b>Tableau II 10:</b> Récapitulation des Besoins en eau potables pour l'horizon 2054.....	15
<b>Tableau II 11:</b> La consommation maximal journalière en 2024.[16] .....	16
<b>Tableau II.12:</b> La consommation maximale journalière en 2054.[16] .....	17
<b>Tableau II.13 :</b> Les ressources actuelles qui alimente la zone d'étude et leur capacité.[8] ....	18
<b>Tableau II.14:</b> Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau. ....	19

### Chapitre III : Choix du tracé du système

<b>Tableau III.1:</b> les frais de la tuyauterie en fonte de la variante 1.....	28
<b>Tableau III.2:</b> les frais de la tuyauterie (PEHD) de la variante 2. ....	28

### Chapitre IV : Dimensionnement du système d'adduction

<b>Tableau IV.1:</b> Variation journalière des tarifs de l'énergie. ....	35
<b>Tableau IV.2:</b> Coefficient C pour différents types du tuyaux.....	36
<b>Tableau IV.3:</b> caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement. ....	37
<b>Tableau IV.4:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP0 - SP1 (PEHD PN 20). ....	38
<b>Tableau IV.5:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP0 – SP1. ....	39
<b>Tableau IV.6 :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP0 – SP1.....	39
<b>Tableau IV.7:</b> Bilan du tronçon SP0 – SP1. ....	40
<b>Tableau IV.8:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP1 – SPb (PEHD PN 16).....	41
<b>Tableau IV.9:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1– SPb. ....	41
<b>Tableau IV.10:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – SPb.....	42

<b>Tableau IV.11:</b> Bilan du tronçon SP1 – SPb. ....	42
<b>Tableau IV.12:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP1 – SP2 (PEHD PN 20).....	44
<b>Tableau IV.13:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SPb – R01.....	44
<b>Tableau IV.14:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPb – R01.....	45
<b>Tableau IV.15:</b> Bilan du tronçon SPb – R01.....	45
<b>Tableau IV.16:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP1 – SP1' (PEHD PN 16).....	46
<b>Tableau IV.17:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 – SP1'.....	47
<b>Tableau IV.18:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – SP1'.....	47
<b>Tableau IV.19:</b> Bilan du tronçon SP1 – SP1'.....	48
<b>Tableau IV.20:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP1' – SP2 (PEHD PN 20).....	49
<b>Tableau IV.21:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1' – SP2.....	50
<b>Tableau IV.22:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1' – SP2.....	50
<b>Tableau IV.23:</b> Bilan du tronçon SP1' – SP2.....	51
<b>Tableau IV.24:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP2 – RT2 (PEHD PN 20).....	52
<b>Tableau IV.25:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2 – RT2.....	53
<b>Tableau IV.26:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1' – SP2.....	53
<b>Tableau IV.27:</b> Bilan du tronçon SP2 – RT2.....	54
<b>Tableau IV.28:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP3 – SP3' (PEHD PN 20).....	55
<b>Tableau IV.29:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3 – SP3'.....	56
<b>Tableau IV.30:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3 – SP3'.....	56
<b>Tableau IV.31:</b> Bilan du tronçon SP3 – SP3'.....	57
<b>Tableau IV.32:</b> Calcul de la HMT du tronçon SP3' – RT2 (PEHD PN 20).....	58
<b>Tableau IV.33:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3' – R02.....	59
<b>Tableau IV.34 :</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3' – R02.....	59
<b>Tableau IV.35:</b> Bilan du tronçon SP3' – R02.....	60
<b>Tableau IV.36:</b> La longueur du premier tronçon gravitaire de l'adduction.....	62
<b>Tableau IV.37:</b> Les altitudes des différents points du tronçon RT1 - R0.....	63
<b>Tableau IV.38:</b> Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction RT1 - R0.....	63
<b>Tableau IV.39:</b> Diamètre avantageux pour le premier tronçon de l'adduction RT1 - R0.....	63
<b>Tableau IV.40:</b> Frais d'investissement de la conduite gravitaire RT1 – R0.....	63
<b>Tableau IV.41:</b> La longueur du tronçon gravitaire de l'adduction RT2 – SP3.....	64
<b>Tableau IV.42:</b> Les altitudes des différents points du tronçon RT2 – SP3.....	64
<b>Tableau IV.43:</b> Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction RT2 – SP3.....	64
<b>Tableau IV.44:</b> Diamètre avantageux pour le premier tronçon de l'adduction RT2 – SP3.....	65
<b>Tableau IV.45:</b> Frais d'investissement de la conduite gravitaire RT2 – SP3.....	65
<b>Tableau IV.46:</b> La longueur du tronçon gravitaire de l'adduction R02 – R03.....	65
<b>Tableau IV.47:</b> Les altitudes des différents points du tronçon R02 – R03.....	66
<b>Tableau IV.48 :</b> Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction R02 – R03.....	66
<b>Tableau IV.49:</b> Diamètre avantageux pour le premier tronçon de l'adduction R02 - R03.....	66
<b>Tableau IV.50:</b> Frais d'investissement de la conduite gravitaire R02 – R03.....	67
<b>Tableau IV.51:</b> Les tronçons de l'adduction.....	67

## **Chapitre V : Stockage**

<b>Tableau V.1:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir 2*9000.....	73
<b>Tableau V.2:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Boghar.....	74
<b>Tableau V.3:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Antar.....	75
<b>Tableau V.4:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Hellal.....	76

<b>Tableau V.5:</b> Récapitulation de calcul des réservoirs pour l’horizon 2054. ....	77
<b>Tableau V.6:</b> Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs projetés de la zone d’étude. ....	79
<b>Tableau V.7:</b> Récapitulation de calcul des réservoirs tampons pour l’horizon 2054. ....	81
<b>Tableau V.8:</b> Représentation des dimensions des bâches de reprise. ....	82

### **Chapitre VI : Pompage et protection anti-bélier**

<b>Tableau VI.1:</b> Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température. ....	88
<b>Tableau VI.2:</b> Les données du choix des pompes. ....	89
<b>Tableau VI.3:</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP0 – SP1. ....	90
<b>Tableau VI.4:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP0 – SP1. ....	92
<b>Tableau VI.5:</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP1 – SPb. ....	95
<b>Tableau VI.6:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 – SPb. ....	96
<b>Tableau VI.7 :</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SPb – R01. ....	99
<b>Tableau VI.8:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SPb – R01. ....	100
<b>Tableau VI.9:</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP1 – SP1’ . ....	103
<b>Tableau VI.10:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 – SP1’ . ....	104
<b>Tableau VI.11 :</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP1’ – SP2 . ....	107
<b>Tableau VI.12:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1’ – SP2. ....	108
<b>Tableau VI.13:</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP2 – RT2. ....	111
<b>Tableau VI.14:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2 – RT2. ....	112
<b>Tableau VI.15:</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP3– SP3’ . ....	115
<b>Tableau VI.16:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3 – SP3’ . ....	116
<b>Tableau VI.17:</b> Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP3’ – R02 . ....	119
<b>Tableau VI.18:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3’ – R02. ....	120
<b>Tableau VI.19:</b> Caractéristiques des conduites gravitaires. ....	124
<b>Tableau VI 20:</b> la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps. ....	124
<b>Tableau VI.21:</b> la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps. ....	125
<b>Tableau VI.22:</b> la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps. ....	126
<b>Tableau VI .23:</b> calcul de la Célérité d’onde pour les différents diamètres. ....	130
<b>Tableau VI 24:</b> Caractéristiques des différents tançons de l’adduction (Refoulement). ....	132
<b>Tableau VI.25:</b> Détermination des valeurs K pour chaque tronçon. ....	132
<b>Tableau VI.26:</b> Détermination des valeurs A pour chaque tronçon. ....	133
<b>Tableau VI. 27:</b> Détermination du B pour le tronçon SP0 -SP1 (Voir annexe VI -1). ....	133
<b>Tableau VI.28:</b> Détermination du B pour le tronçon SPb – R01 (Voir annexe VI -3). ....	134
<b>Tableau VI.29:</b> Détermination du B pour le tronçon SP1 - SP1’ ( <b>Voir annexe VI -4</b> ). ....	134
<b>Tableau VI.30:</b> Détermination du B pour le tronçon SP1’ - SP2 (Voir annexe VI -5). ....	134
<b>Tableau VI.31:</b> Détermination du B pour le tronçon SP2 – RT2 ( <b>Voir annexe VI -6</b> ). ....	134
<b>Tableau VI.32:</b> Détermination du B pour le tronçon SP3 - SP3’ ( <b>Voir annexe VI -7</b> ). ....	134

<b>Tableau VI.33:</b> Détermination du B pour le tronçon SP3' – R02 ( <b>Voir annexe VI -8</b> ). .....	135
<b>Tableau VI.34:</b> Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	135
<b>Tableau VI.35:</b> Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.....	135
<b>Tableau VI.36:</b> Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon Annex (VI-9).....	136

### **Chapitre VII : Management de projet**

<b>Tableau VII. 1:</b> Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction. ....	140
<b>Tableau VII.2:</b> volumes des travaux de l'adduction.....	141

## Liste des figures

### Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I.1:</b> localisation géographique de la zone d'étude .....	2
<b>Figure I.2 :</b> carte des réseaux hydrographique de la zone d'étude .....	3
<b>Figure I.8:</b> Prévision des populations à desservir à l'horizon 2054.....	5

### Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

<b>Figure II.1:</b> Variation du débit journalier à l'état actuel. ....	17
<b>Figure II.2:</b> Variation du débit journalier à l'horizon 2054.....	18

### Chapitre III : Choix du tracé du système

<b>Figure III.1:</b> Schéma explique la première variante. ....	25
<b>Figure III.2:</b> Schéma explique la deuxième variante.....	26

### Chapitre IV: Dimensionnement du système d'adduction

<b>Figure IV.1:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP0 – SP1) .....	40
<b>Figure IV.2:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – R01). ....	43
<b>Figure IV.3:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SPb – R01). ....	46
<b>Figure IV.4:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – SP1'). ....	49
<b>Figure IV.5:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1' – SP2). ....	52
<b>Figure IV.6:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 – RT2). ....	55
<b>Figure IV.7:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3 – SP3'). ....	58
<b>Figure IV.8:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3' – R02). ....	61

### Chapitre V : Stockage

<b>Figure V.8:</b> Méthode graphique.....	72
---	----

### Chapitre VI : Pompage et protection anti-bélier

<b>Figures VI.1:</b> Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement. ....	85
<b>Figures VI .2:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP0 – SP1. ....	92
<b>Figures VI.3:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP0 - SP1). ....	93
<b>Figures VI.4:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1 – SPb. ....	96
<b>Figures VI.5:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP1 - SPb). ....	97
<b>Figures VI .6:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SPb – R01. ....	100
<b>Figures VI.7:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SPb – R01). ....	101
<b>Figures VI.8:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1 – SP1'. ....	104
<b>Figures VI.9:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP1 – SP1'). ....	105
<b>Figures VI.10:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1' – SP2. ....	108

<b>Figures VI.11:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP1' – SP2).....	109
<b>Figures VI.12:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP2– RT2. ....	112
<b>Figures VI.13:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP2 – RT2). ....	113
<b>Figures VI.14:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP3 – SP3'.....	116
<b>Figures VI.15 :</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP3 – SP3'). ....	117
<b>Figures VI.16:</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP3' – R02. ....	120
<b>Figures VI.17:</b> Point du fonctionnement de la pompe (SP3' – RT2). ....	121
<b>Figures VI.18:</b> Profil en long et l'enveloppe des dépressions.....	131

### **Chapitre VII :Management de projet**

<b>Figures VII .1:</b> Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction. ....	144
---	-----

### **Liste des planches**

**Planche N°1:** Schéma synoptique du système d'adduction (réservoir Oum rich vers la commune Ouled Hellal).

**Planche N°2:** Profil en long du tronçon (SP0-SP1) et (RT2-SP3).

**Planche N°3:** Plan de réservoir de capacité (500m<sup>3</sup>).

**Planche N°4:** Plan de la station de pompage.

## Nomenclature :

A : Frais d'amortissement (DA).

A.E.P : Alimentation En eau Potable.

ADE : Algérienne des eaux

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydraulique.

APC : Assemblé populaire communal

C : Célérité d'onde (m/s).

DHW : Direction de l'Hydraulique de Wilaya.

DN : Diamètre nominale (m).

E : Energie consommée pendant une année (Kwh).

H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

HMT : Hauteur Manométrique Totale (m.c.e).

Happ : Hauteur manométrique appelée (m).

ONM : Office National de la Météorologie.

P : Puissance de pompage (Kw).

PATW : Plan d'Aménagement du Territoire de Wilaya

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

P.E.H.D : Polyéthylène à Haute Densité.

PN : Pression Nominale.

PND : Plan National de Développement.

PNE : Plan National de l'Eau.

RT : Réservoir tampon.

SP : Station de pompage.

Tv : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).

# *Introduction générale*

La sécheresse, exacerbée par les changements climatiques, touche particulièrement la partie ouest de l'Algérie, y compris la wilaya de Médéa. Dans les communes d'Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar, qui se trouvent dans la wilaya de Médéa, l'approvisionnement en eau provient principalement de sources naturelles. Cependant, ces sources se tarissent de plus en plus en raison de la sécheresse des dernières années. Le transfert d'eau depuis Koudiat Acerdoune connaît un ralentissement des apports. Face à ce déficit hydrique, les services d'hydraulique ont dû rechercher de nouvelles ressources et protéger les ressources existantes. Le choix s'est porté sur le champ de captage de Birine comme source principale. Pour ce faire, nous diviserons notre travail par des chapitres contenant les étapes d'analyser, estimer et calculer les différents paramètres de réalisation du projet qui assure une bonne alimentation en eau pour cette région.

Le premier chapitre sera l'objet d'étude de connaissance de la zone d'étude du côté géologique, hydraulique et démographique, afin d'orienter nos calculs.

Dans le second chapitre, nous évaluerons les besoins en eau pour les différentes utilisations journalières dans la région d'étude, ce qui guidera notre choix de matériaux pour les canalisations et leurs caractéristiques mécaniques.

En utilisant ces données, nous abordons, dans le troisième chapitre, le choix du tracé et du type de conduites.

Puis, dans le quatrième chapitre, nous dimensionnons les conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

Pour garantir une distribution efficace, nous aborderons, dans le cinquième chapitre, les calculs relatifs aux ouvrages de reprise et de stockage. Nous vérifierons l'état et les capacités des ouvrages existants.

Passant par ces données nous calculons dans le sixième chapitre les paramètres hydraulique (les pressions les vitesses), les pertes de charge la HMT de chaque pompe après on choisit un choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les études de cavitation. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la protection antibélier.

Enfin nous discuterons et estimerons les étapes de réalisation, les devis et le délai de réalisation pour le projet, les conditions du travail, et la protection du système.

# Présentation de la zone d'étude

**Introduction**

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation de la zone d'étude, il porte sur la description générale de la situation géographique, climatique, hydrologique et de plus la situation hydraulique qui influent sur la conception de projet.

**I.1 : Description générale de la zone d'étude**

La Wilaya de Médéa se situe à 90 km environ au Sud d'Alger, sur la route nationale n°1. Elle occupe une superficie estimée à 8700km<sup>2</sup>. Elle comprend 19 Daïra, se décomposant en 64 communes.

Médéa a des frontières communes avec d'importantes Wilayas d'Algérie. Au Nord, avec la Wilaya de Blida, au Sud, la Wilaya de Djelfa, à l'Est, les Wilayas de M'sila et Bouira et à l'Ouest, les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt. Son altitude qui atteint 1240m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Benchikao).

La zone d'étude contient trois (3) communes de la wilaya de Médéa, ce sont les communes de Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar qui se trouvent environ 100 Km au sud de Médéa.

L'objectif de notre étude est de :

- Renforcer l'approvisionnement des communes souffrant actuellement d'un déficit important
- Assurer la desserte qualitative et quantitative en eau potable du trois communes jusqu'à l'an 2054.
- Améliorer la distribution et l'acheminement de l'eau à partir de plusieurs forages.

**I.2 : Situation géographique**

La zone d'étude contient trois (3) communes de la wilaya de Médéa, ce sont les communes de Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar qui se trouvent au sud-est de la wilaya de Médéa, ces communes situent entre la latitude de 35° 91' et 35° 96' et la longitude 2° 71' et 2° 53'. Sont délimitée comme suit :

**1<sup>ère</sup> zone : BOGHAR qui est délimitée comme suit :**

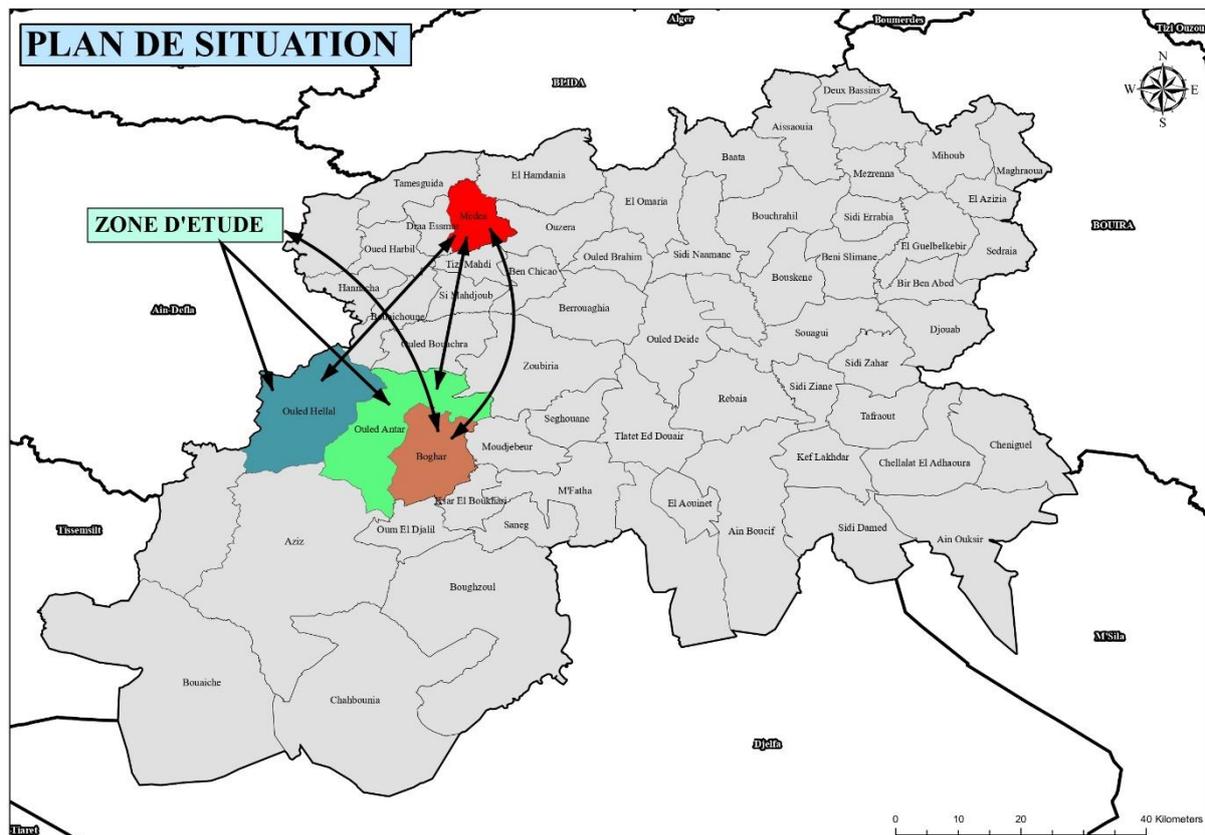
- Au Nord par la commune Ouled Antar ;
- A l'Est par les communes Medjebar et ksar el Boukhari ;
- Au Sud : la commune Oum el Djelil ;
- A l'Ouest : Ouled Antar ;

**2<sup>eme</sup> zone : Ouled Antar qui est délimitée comme suit :**

- Au Nord par la commune Ouled Bouachra ;
- A l'Est par les communes Boghar et Zoubiria ;
- Au Sud par la commune de Aziz ;
- A l'Ouest par la commune Ouled Hellal ;

**3<sup>eme</sup> zone : Ouled Hellal qui est délimitée comme suit :**

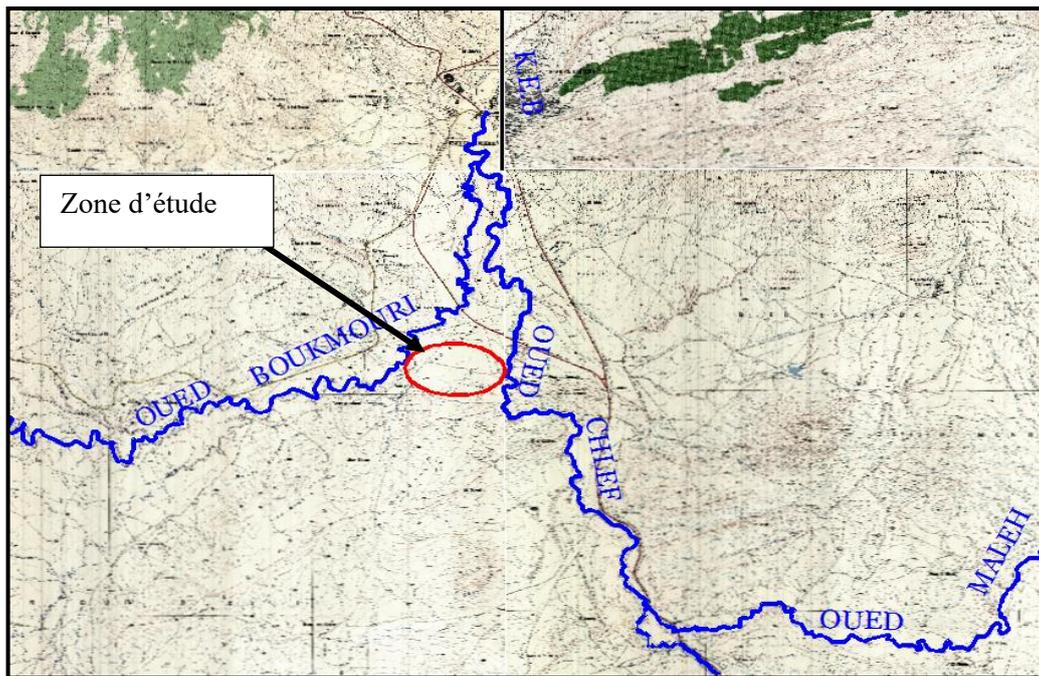
- Au Nord par la wilaya de Ain defla et la commune Bouaichoune ;
- A l'Est par la commune Ouled Antar ;
- Au Sud par la commune de Aziz et Derrag ;
- A l'Ouest par la wilaya Ain Defla ;



**FigureI.1:** localisation géographique de la zone d'étude, **source:** [13]

**I.3: Situation hydrologique**

Le réseau hydrographique se toute la région dépend de l'écoulement de l'oued Cheliff. En effet, ce sont ses affluents qui desservent les communes ; les plus importants cours d'eau sont les oueds Boukmouri et Maleh.



**Figure I.2 :** carte des réseaux hydrographique de la zone d'étude. **Source :** [6]

#### **I.4 : Situation géologique**

La zone d'étude est constituée d'un dépôt quaternaire récent formé essentiellement (d'argiles marneuse, limons, sables et gravier).

La présence des formations pulvérulentes en profondeur est due essentiellement au passage des oueds de part et d'autre du site cité plus haut.

#### **I.5 : La sismicité**

La wilaya de MEDEA est située dans une zone à moyenne activité sismique. Cette activité sismique est liée aux mouvements de collisions aux frontières des deux plaques lithosphériques africaines et eurasiatiques. Le rapprochement Nord Sud de ces deux plaques se fait depuis près de 80 millions d'années.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II a et II b : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Tableau I. 1: les zones de sismicité de la wilaya de Médéa.

Wilayas	Communes	Groupe	Zone Sismique
MEDEA	El Hamdania-Médéa-Tamasguida	A	II b
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A et C	B	II a
	Bouaiche-Chahbounia-Boughazoul Sareg-Meftaha-Ouled maref El Aouinet-Ain Boucif-Sidi Damed Ain Ouksir-Cheniguel	C	II a

Sue cet aspect on peut classer la zone de notre d'étude comme étant une zone de moyenne sismicité. Cette zone solen les règles parasismiques algérienne est classé dans la catégorie II a

### I.6 : Situation topographique

La zone d'étude repose sur un relief montagneux faisant ainsi partie de l'atlas tellien. Elle est située dans une altitude entre 1005 et 1270m.

La topographie du terrain, dans la zone de notre étude est caractérisée par des pentes douces et légères, elles varient de 0% à 15%.

### I.7 : Situation climatique :

Sur le plan climatique, la région de MEDEA est caractérisée par un hiver froid et un été sec et chaud. Il subit de temps à l'autre l'influence du climat saharien sur tout en été vue sa localisation à l'intérieur du pays. Pour situer d'avantage l'ambiance climatique de cette région. La région de notre étude se situe dans l'étage semi-aride.

### I.8 : Situation démographique

D'après les données fournier par l'étude d'actualisation du PNE Algérie. La population en 2024 atteignait 15924 habitants dans les localités concernées (Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar), qui sont reparties comme suit :

**Tableau I. 2:** Tableau de répartition de la population on 2024 et l'horizon 2054.[5]

Localité	Nombre d'habitants 2024	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2034	Nombre d'habitants 2044	Nombre d'habitants 2054
Ouled Antar	2779	1.8	3322	3970	4746
Ouled Hellal	4675	1.8	5588	6679	7984
Boghar	8470	1.8	10124	12101	14465
<b>Totale</b>	<b>15924</b>	<b>1.8</b>	<b>19034</b>	<b>22751</b>	<b>27195</b>

En se basant sur les données démographiques de chaque localité mentionnée précédemment et leurs taux de croissance, nous pouvons estimer le nombre d'habitants de chaque localité concernée par le réseau d'adduction à l'horizon du projet, c'est-à-dire pour l'année 2054. En appliquant la loi des intérêts composés :

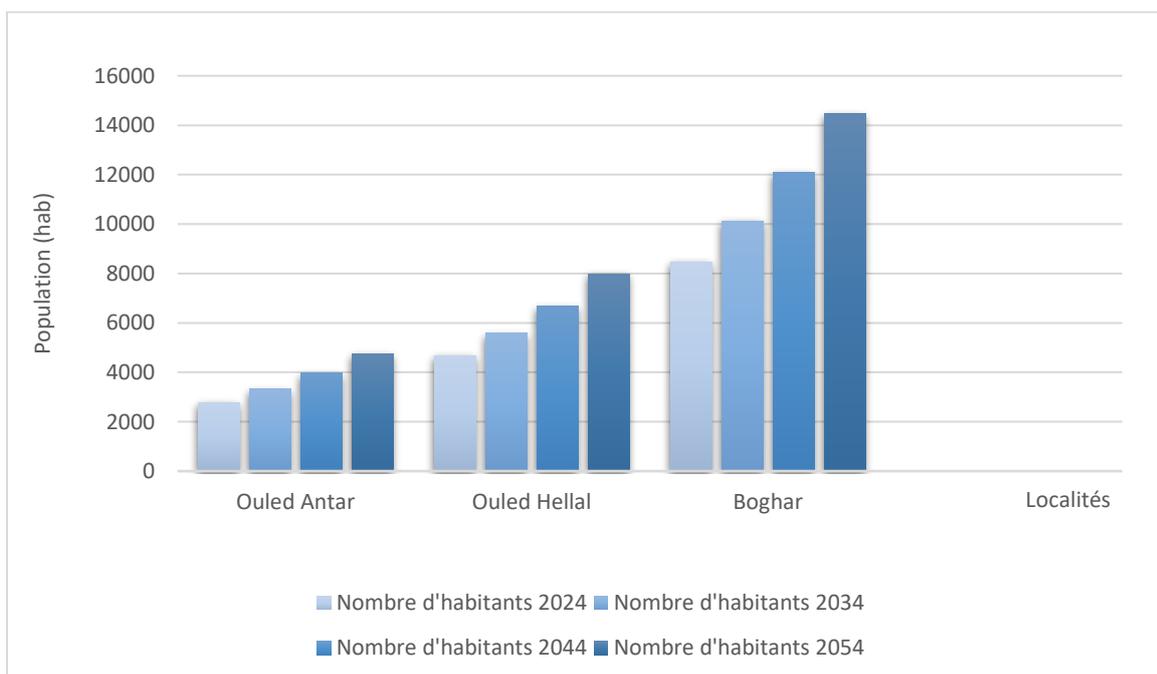
$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \tag{I.1}$$

$P_0$  : le nombre d'habitants à l'horizon 2024 [hab]

$P_n$  : nombre d'habitants en 2054 [hab]

$\tau$  : le taux d'accroissement

$n$  : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul



**Figure I.3:** Prévission des populations à desservir à l'horizon 2054.

### I.8 : Situation hydraulique

La situation hydraulique actuelle est détériorée. Les trois communes souffrent d'un important déficit due à la dégradation totale dans presque tous les tronçons de l'ancienne adduction Koudiat Acerdoune qui connait un ralentissement des apports à cause de la sécheresse. Le choix s'est porté sur le champ de captage de Birine comme source principale.

Le projet de réalisation de la chaine d'adduction (champ captage de Birine vers réservoir 2\*9000) a été lancé en 2023 par le ministre des ressources en eau. Ce projet a été prise pour permettre une meilleure distribution et acheminement de l'eau à partir de plusieurs forages. Il concernera principalement les trois communes et en passant et servant par la même occasion la commune ksar El Boukhari.

Le site de production d'eau se situe à 68 kilomètres de la réservoir (2\*9000) . Il est composé de six (06) forages qui ont un débit défirent.

La capacité de mobilisation de ce site de production est de l'ordre de :

**Tableau I. 3:** la capacité des ressources.

Ressources	Capacité (m3/j)	Capacité (l/s)
Forage N01	1296	15
Forage N02	2160	25
Forage N03	1728	20
Forage N04	2160	25
Forage N05	1728	20
Forage N06	1296	15

### Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques du trois communes (Ouled Hellal, Ouled Antar et Boghar), ainsi que ses ressources en eau. La nature du terrain qui est très accidentés nous permet de prendre des précautions contre ce problème.

La mobilisation de ces ressources sera adaptée aux besoins de la population, qui fera l'objet du chapitre suivant.



# ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

### Introduction

Dans ce chapitre, on doit bien estimer les besoins en eau potable des différents consommateurs de l'agglomération concernée par notre projet de renforcement. Ceci s'effectuera à la suite d'une estimation de la population pour un horizon fixé à 2054.

### II.1 : Catégorie des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. [4]

Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

### II.2 : Estimation de la population :

Cette étude touche trois (3) communes de la wilaya de Médéa, ce sont les communes de Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar.

Afin de déterminer les besoins en eau du trois communes, il est essentiel de prendre en compte la croissance démographique et le niveau de vie de ces communes à court, moyen et long terme (2034, 2044, 2054). Pour référence, la population actuelle de la zone d'étude est de **15924 habitants**.

Pour estimer l'évolution démographique à différents horizons, on peut utiliser la formule des intérêts composés (I.1).

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n$$

**Tableau II.1:** Estimation de la population de la zone d'étude à l'horizon d'étude moyen et long terme.

Localité	Nombre d'habitants 2024	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2034	Nombre d'habitants 2044	Nombre d'habitants 2054
Ouled Antar	2779	1.8	3322	3970	4746
Ouled Hellal	4675	1.8	5588	6679	7984
Boghar	8470	1.8	10124	12101	14465
Totale	15924	1.8	19034	22751	27195

Donc à l'horizon 2054, le nombre d'habitants des trois communes concernées par notre étude sera **27195 habitants**.

### II.3 : Evaluation des besoins en eau potable

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par usager et par jour, Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes, de l'activité industrielle, qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée en temps chaud. [4]

#### II.3.1 : Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre de consommateurs, exprimé en mètre cube par jour. [4]

$$Q_{\text{moy, j}} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, j}}$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.
- Dot : dotation journalière en l/(j/hab).
- N : nombre de consommateurs (d'habitants).

En effet, l'évaluation précise de ces besoins est essentielle pour garantir un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable. Cela permettra de répondre efficacement aux demandes des habitants et d'assurer une distribution durable et équilibrée de l'eau dans l'agglomération.

### a. Besoins domestiques

C'est la consommation en eau de la population pour boire, préparer des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ... etc.

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

La dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :

**Tableau II 2:** La dotation moyenne par habitant et par jour. [4]

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville de moins de 2'000 hab	125
Ville de 2'000 à 20'000 hab	150 à 200
Ville de 20'000 à 100'000 hab	200 à 300
Ville plus de 100'000 hab	300 à 350

Représente les débits moyens journaliers calculés par la formule précédente pour les localités étudiées.

**Tableau II.3:** Estimation des besoins en eau domestique à moyen et long terme (2054). [7]

Horizons d'études	Localité	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)	Qmoyj (l/s)
Horizon actuel (2024)	Ouled Antar	2779	120	333.48	3.86
	Ouled Hellal	4675	120	561	6.49
	Boghar	8470	120	1016.4	11.76
Totale		<b>15924</b>	<b>120</b>	<b>1910.88</b>	<b>22.11</b>
Moyenne terme (2044)	Ouled Antar	3970	150	595.57	6.89
	Ouled Hellal	6679	150	1001.91	11.60
	Boghar	12101	150	1815.22	21.01
Totale		<b>22751</b>	<b>150</b>	<b>3412.71</b>	<b>39.5</b>
	Ouled Antar	4746	180	854.27	9.89

Long terme (2054)	Ouled Hellal	7984	180	1437.10	16.63
	Boghar	14465	180	2603.69	30.14
Totale		<b>27195</b>	<b>180</b>	<b>4895.06</b>	<b>56.66</b>

Pour les besoins domestiques le débit est de **4895,06 m<sup>3</sup>/j**.

### b. Besoins des équipements publics

Ils regroupent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels et Services publics...) et la dotation varie en fonction des besoins de chaque catégorie.

**Tableau II 4:** Estimation des besoins en eau des équipements scolaires.[7]

Localité	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Antar	Primaire	300	15	4.5
	CEM	350	15	5.25
	CFPA	150	15	2.25
	Lycée	400	15	6
Ouled Hellal	Primaire	300	15	4.5
	CEM	350	15	5.25
Boghar	Primaire	300	15	4.5
	CEM	350	15	5.25
Totale				<b>37.5</b>

### C. Besoins Des Equipements sanitaires

**Tableau II.5:** Estimation des besoins en eau des équipements sanitaire.[7]

Localité	Type d'équipement	Unité		Dotation(l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
		(m <sup>2</sup> )	Malade		
Ouled Antar	Centre de soin	100	-	10	1
	Dispensaire	-	150	250	37.5
Ouled Hellal	Centre de soin	100	-	10	1
Boghar	Centre de soin	100	-	10	1
Totale					40.5

### D. Besoins Des Equipements administratifs :

**Tableau II.6:** Estimation des besoins en eau des équipements administratifs.[7]

Localité	Type d'équipement	Nombre d'employée	Dotation (l/j/employée)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Antar	Bureau poste	20	10	0.2
	PPT	25	10	0.25
	Siege daïra	35	10	0.35
	Annex APC	30	10	0.3
	Police	60	50	3
	Gendarmerie	60	50	3
	Caserne	200	80	16
Ouled Hellal	Protection civile	50	50	2.5
	Annex APC	30	10	0.3
	Bureau poste	20	10	0.2
Boghar	Caserne	200	80	16
	Annex APC	30	10	0.3
	Bureau poste	20	10	0.2
Totale	Caserne	250	80	20
				62,6

### e. Besoins Des Equipements commerciaux :

**Tableau II 7:** Estimation des besoins en eau des équipements commerciaux. [7]

Localité	Type d'équipement	Unité	Valeur	Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Antar	Marché	m <sup>2</sup>	300	5	1.5
	Bains	Client	50	200	10
	Douche	Client	10	25	0.25
	Cafétéria	m <sup>2</sup>	40	10	0.4
Ouled Hellal	Marché	m <sup>2</sup>	300	5	1.5
	Bains	Client	50	200	10
	Douche	Client	10	25	0.25
	Cafétéria	m <sup>2</sup>	40	10	0.4
Boghar	Marché	m <sup>2</sup>	300	5	1.5
	Bains	Client	50	200	10
	Douche	Client	10	25	0.25
	Cafétéria	m <sup>2</sup>	40	10	0.4
Totale					36.45

**f. Besoins Des Equipements socioculturels :**

**Tableau II.8:** Estimation des besoins en eau des équipements socioculturels.[7]

Localité	Type d'équipement	Unité	Valeur	Dotation (l/j/unité)	Débit (l/j)
Ouled Antar	Mosquée	Fidèle	300	10	3
	Stade	M <sup>2</sup>	5000	5	25
	Bibliothèque	Lecteur	15	10	0.15
	Centre culturel	Visiteur	15	10	0.15
Ouled Hellal	Mosquée	Fidèle	400	10	4
	Stade	M <sup>2</sup>	5000	5	25

	Bibliothèque	Lecteur	15	10	0.15
	Centre culturel	Visiteur	15	10	0.15
Boghar	Mosquée	Fidèle	400	10	4
	Stade	M <sup>2</sup>	5000	50	25
	Bibliothèque	Lecteur	15	10	0.15
	Centre culturel	Visiteur	15	10	0.15
Totale					86.9

**II.3.2 : Variation de la consommation journalière :**

Le débit demandé par les différentes catégories de consommateurs varie en raison de l'irrégularité de la consommation au fil du temps.

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

**Remarque**

Cette étude se concentre uniquement sur la partie adduction des coûts, sans prendre en compte les coefficients d'irrégularité horaires.

**II.3.2.1 : Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier (Kmax, j)**

Le coefficient d'irrégularité maximum journalier est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. [10]

On note 
$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{\max, j}$ : Consommation maximale journalière en ( $m^3/j$ ).
- $Q_{\text{moy}, j}$ : Consommation moyenne journalière en ( $m^3/j$ ).

Dans notre étude on prend :  $K_{\max, j} = 1.3$

### II.3.2.2 : Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ( $K_{\min, j}$ )

Le coefficient d'irrégularité minimal journalier correspond au rapport entre la consommation minimale d'eau et la consommation moyenne journalier. En d'autres termes, il nous indique combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne. [10]

On note : 
$$K_{\min, j} = \frac{Q_{\min, j}}{Q_{\text{moy}, j}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- $Q_{\min, j}$ : Consommation minimale journalière en ( $m^3/j$ ).
- $Q_{\text{moy}, j}$ : Consommation moyenne journalière en ( $m^3/j$ ).

Ce coefficient permet de calculer le débit minimum journalier en tenant compte d'une sous-consommation. La valeur de  $K_{\min, j}$  varie entre 0,7 et 0,9.

Dans notre étude on prend :  $K_{\min, j} = 0.8$  D'où :  $Q_{\min, j} = 0.8 \times Q_{\text{moy}, j}$

### II.3.2.3 : Débit Maximum Journalier :

Le débit de pointe correspond à la consommation maximale d'eau pendant une journée de l'année. Il sert de base pour les calculs de dimensionnement des réseaux de distribution et d'adduction. [4]

Il est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- $Q_{\max, j}$ : débit maximum journalier en ( $m^3/j$ ).
- $Q_{\text{moy}, j}$ : débit moyen journalier en ( $m^3/j$ ).
- $K_{\max, j}$ : coefficient d'irrégularité maximal journalière.

### II.3.2.4 : Débit minimum Journalier :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il est donné par la relation suivante : [4]

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

Avec :

- $Q_{\min j}$  : débit minimum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).
- $Q_{\text{moy} j}$  : débit moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).
- $K_{\min j}$  : coefficient d'irrégularité minimale journalière.

Les résultats des calculs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

- **Horizon actuel 2024**

**Tableau II 9:** Récapitulation des Besoins en eau potables à l'horizon actuel 2024

	Localité	Besoins domestiques ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins scolaires ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins sanitaires ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins administratifs ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins socioculturels ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins commerciaux ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Q totale ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Horizon 2024	Ouled Antar	333.48	18	38.5	25.6	28.3	12.15	<b>456.03</b>
	Ouled Hellal	561	9.75	1	16.5	29.3	12.15	<b>629.7</b>
	Boghar	1016.4	9.75	1	20.5	29.3	12.15	<b>1089.1</b>

- **Horizon actuel 2054**

**Tableau II 10:** Récapitulation des Besoins en eau potables pour l'horizon 2054

	Localité	Besoins domestiques ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins scolaires ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins sanitaires ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins administratifs ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins socioculturels ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins commerciaux ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Q totale ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Horizon 2054	Ouled Antar	854.27	18	38.5	25.6	28.3	12.15	<b>976.82</b>
	Ouled Hellal	1437.10	9.75	1	16.5	29.3	12.15	<b>1505.80</b>

	Boghar	2603.69	9.75	1	20.5	29.3	12.15	<b>2676.39</b>
--	--------	---------	------	---	------	------	-------	----------------

**II.3.2.5 : Bilan des besoins moyens en eau**

- **Estimation des débits de conception**

Nous devons additionner tous les volumes de consommation de tous les utilisateurs :

$$Q_{moy j} = \Sigma(Q_{domestique} + Q_{industriel} + Q_{équipements} + \dots)$$

Où :

- $Q_{moy j}$  : Consommation journalière moyenne.
- $Q_{domestique}$  : Demande en eau par habitant.

$$Q_{max j} = f_{eff} \times k_{max j} \times Q_{moy} \quad (II.4)$$

Avec :  $f_{eff} = \frac{1}{\text{efficacité}}$  (II.5)

Où :

- $Q_{max j}$  : Consommation maximal journalière.
- $Q_{moy j}$  : Consommation moyenne journalière.
- $K_{max j}$  : coefficient d'irrégularité maximal journalière.
- $F_{eff}$  : farceur d'efficacité supplémentaire.
- Efficacité: efficacité du réseau

- **Horizon actuel 2024**

Suivant le plan national de l'eau, les rendements pour chaque commune sont selon le tableau suivant :

**Tableau II 11:** La consommation maximal journalière en 2024.[16]

Localité	$Q_{moy j}$ (l/s)	$Q_{moy j}$ (m <sup>3</sup> /j)	Efficacité (%)	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (l/s)	$Q_{max j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Antar	5.28	456.03	72	1,3	9.53	823.38

Ouled Hellal	7.29	629.7	72	1,3	13.16	1136.96
Boghar	12.61	1089.1	72	1,3	22.76	1966.43
<b>Totale</b>	<b>25.17</b>	<b>2174.83</b>			<b>45.45</b>	<b>3926.78</b>

Les résultats obtenus nous permettent de tracer les graphiques de la consommation moyenne journalière et de la consommation maximale journalière.

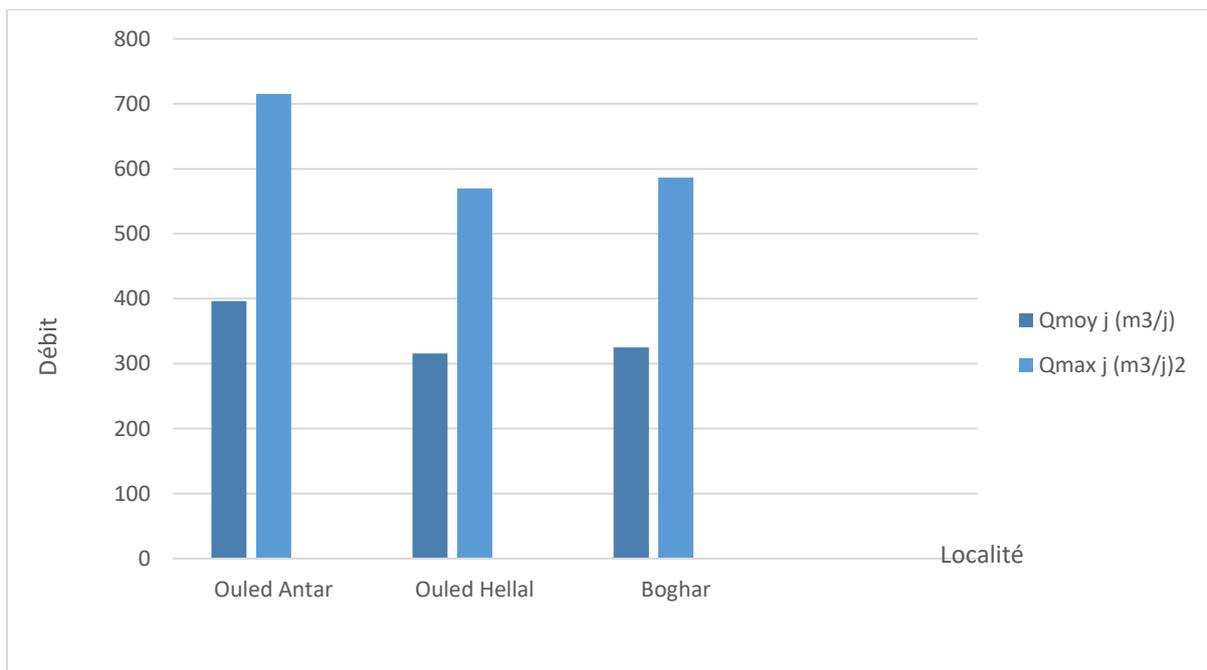


Figure II.1: Variation du débit journalier à l'état actuel.

- **Horizon future 2054:**

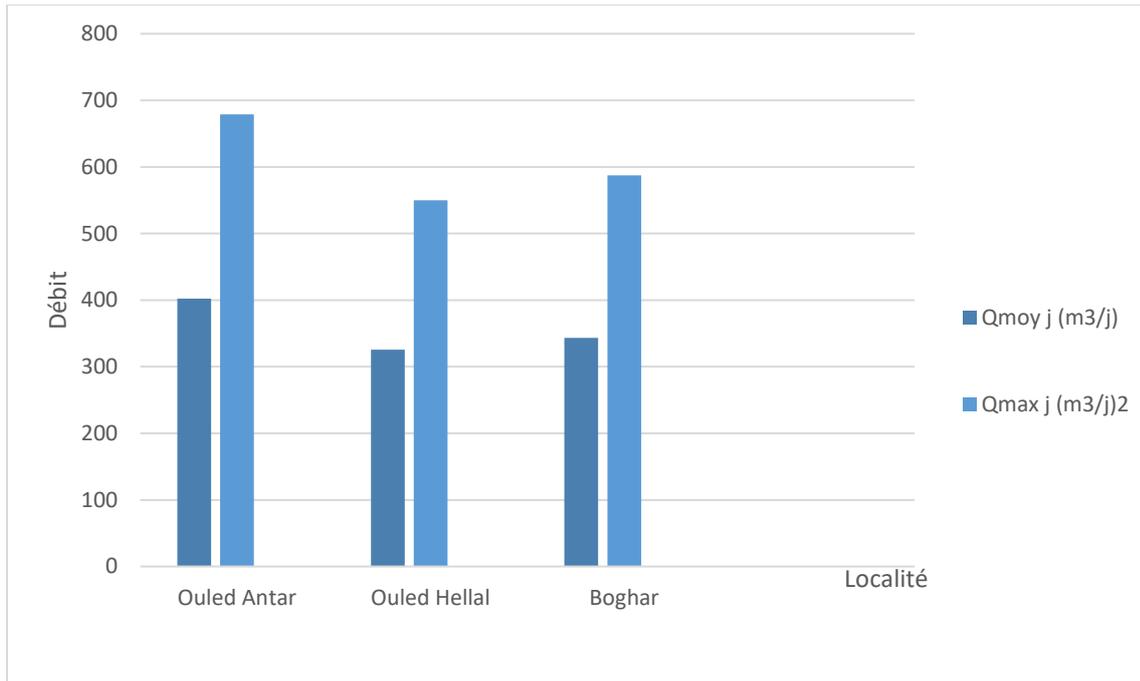
L'approche tendancielle consiste à maintenir le rendement de l'année 2030 constant pour l'année 2054.

Tableau II.12: La consommation maximale journalière en 2054.[16]

Localité	Qmoy j (l/s)	Qmoy j (m³/j)	Efficacité (%)	Kmax j	Qmax j (l/s)	Qmax j (m³/j)
Ouled Antar	11.31	976.82	77	1,3	19.09	1649.17
Ouled Hellal	17.43	1505.80	77	1,3	29.42	2542.26

Boghar	30.98	2676.39	76	1,3	52.99	4578.04
<b>Totale</b>	<b>59.71</b>	<b>5159.01</b>			<b>101.49</b>	<b>8769.49</b>

Les résultats obtenus nous permettent de tracer les graphiques de la consommation moyenne journalière et de la consommation maximale journalière.



**Figure II.2:** Variation du débit journalier à l'horizon 2054.

**II.4 : Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau**

Pour évaluer si le débit de nos ressources existantes satisfait les besoins calculés, nous devons comparer ces besoins au débit disponible. Nous devons vérifier s'il y a un excès ou un déficit de débit.

**Tableau II.13 :** Les ressources actuelles qui alimente la zone d'étude et leur capacité.[8]

Ressources	Capacité (m³/j)	Capacité (l/s)
Forage N01	1296	15
Forage N02	2160	25
Forage N03	1728	20
Forage N04	2160	25
Forage N05	1728	20

Forage N06	1296	15
Totale	<b>10368</b>	<b>120</b>

La zone d'étude possède des ressources qui fournissent un débit total actuel de **120 (l/s)**, équivalent à **10368 (m<sup>3</sup>/j)**. Nous supposons que le débit de ces ressources restera constant jusqu'à l'horizon **2054**.

### II.5 : Calcul de déficit de consommation

Dans l'ancien réseau d'adduction, la commune de Ksar El Boukhari était autrefois alimentée par le barrage Koudiat Acerdoune. En raison du ralentissement des apports dû à la sécheresse par ce dernier, Ksar El Boukhari a également été approvisionnée à partir du champ de captage Birine.

Le déficit correspond à la différence entre les besoins estimés et la production d'eau existante.

**Tableau II.14:** Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les besoins en eau.

Horizons	2024		2054	
	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s
Qmax j	3926.78	45.45	8769.47	101.50
Débit des ressources actuelles	10368	120	10368	120
Surplus	6441.22	74.55	1598.53	18.50
Déficit	-	-	-	-

Après avoir comparé le débit des ressources actuelles avec les besoins, nous constatons un excédent équivalent à **1598.53 m<sup>3</sup>/j**, soit **18.50 l/s**. En fin de compte, nous pouvons affirmer que le champ de captage de Birine permettra de satisfaire les besoins en eau de toutes les communes mentionnées à l'avenir. De plus, cet excédent d'eau sera transporté pour répondre aux besoins de Ksar El Boukhari.

### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé la population de chaque commune jusqu'à l'horizon 2054. Ensuite, nous avons calculé le débit maximum journalier à fournir pour chacune d'elles, en tenant compte du taux de croissance et d'une dotation à chaque horizon.

Le débit requis pour l'horizon 2054 est de **10368 m<sup>3</sup>/j** (équivalent à **120 l/s**), ce qui dépasse le débit demandé pour le même horizon, qui est de **8769.47 m<sup>3</sup>/j** (soit **101.50 l/s**). Par conséquent, il n'y aura pas de déficit à cet horizon.

# Choix du tracé du système

**Introduction**

Ce chapitre se concentre sur l'élaboration du schéma global d'adduction afin d'étudier et de choisir les meilleures variantes pour le transport de l'eau. L'adduction des eaux désigne le transport des eaux brutes (non traitées) ou traitées depuis les zones de captage ou les stations de traitement vers les consommateurs (réservoirs de distribution, bâches, etc.). Pour dimensionner cette adduction, nous prenons en compte deux aspects : l'aspect économique et l'aspect technique.

**III.1: choix du tracé**

Le tracé représente le chemin des canalisations qui composent notre adduction. Ce tracé peut être établi théoriquement sur une carte topographique, afin de contourner les passages difficiles. Cependant, le tracé définitif est déterminé en parcourant le terrain nature.

Lors de l'établissement du tracé de la conduite, il est essentiel de prendre en compte certains impératifs que nous nous efforcerons, dans la mesure du possible, de respecter :

- Longueur minimale du tracé entre le point de captage et le réservoir d'accumulation, pour des raisons économiques.
- Éviter les contre-pentes, qui peuvent entraîner des poches d'air difficiles à évacuer aux points les plus élevés.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, de préférence avec une pente constante en direction du réservoir d'accumulation.
- Éviter les terrains accidentés ou rocheux, si cela est possible.
- Privilégier un terrain stable le long du tracé.
- Suivre les accotements des routes, ce qui facilitera les travaux et le transport des matériaux.

**III.2: Choix de type de canalisation**

Le choix du matériau pour les canalisations enterrées destinées au transport de l'eau dépend à la fois de leur faisabilité technique et de leur rentabilité économique. [3]

- **Sur le plan technique** : cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
  - Diamètre et pression de service.
  - 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 tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue deux types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable ;
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

### **Conduites en fonte ductile**

#### **a) Les avantages**

- Résistance aux pressions élevées;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide.
- Bonne résistance aux forces intérieures

#### **b) Les inconvénients**

- La sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
- La fragilité.
- Le non disponibilité sur le marché.
- La nécessité de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides.
- Lourds et très chères.
- Grande sensibilité à la corrosion.

### **Conduites en PEHD**

#### **a) Les avantages**

- Le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées.

- L'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles.
- L'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduit considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux.
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels.
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Durée de vie théorique de 50 ans.
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion.

#### **b) Les inconvénients**

- Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominale maximale 30 bars).
- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

### **III.3: Proposition des variantes**

Pour déterminer la variante la plus économique, nous devons prendre en compte certains impératifs que nous nous efforcerons, dans la mesure du possible, de respecter.

Dans notre situation, il est impératif de transporter l'eau depuis le champ de captage vers les localités de consommation de Médéa, à savoir Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar. Pour ce faire, nous devons choisir un tracé qui respecte les recommandations courantes en matière de pose et qui permet une exploitation optimale.

Pour la première partie du transfert, on procède à un changement de tracé qui débutera au réservoir Oum Riche et se poursuivra jusqu'au réservoir (2\*9000). Ensuite, à partir du réservoir (2\*9000) et en direction des trois communes, on projette une conduite d'adduction qui sera parallèle à l'ancien tracé.

D'après le levé topographique, un seul tracé peut être retenu, cependant on propose deux variantes sur lesquelles les stations de pompage sont implantées à différentes altitudes.

Après le calcul, une seule variante sera retenue.

### III.3.1 : Variante I

Cette variante comprend une conduite unique partant du réservoir Oum Rich (RT1), situé à une altitude de **757 m**, en direction de la station de pompage (SP0), à une altitude de **621 m**. Le débit transporté par cette conduite est de **120 l/s** et l'écoulement est gravitaire. La longueur totale de la conduite est de **68 085.22 m**.

Étant donné que la zone d'étude est montagneuse, la conduite traverse la route à plusieurs fois. Elle longe également le cours d'un oued sur la rive droite, traverse plusieurs affluents d'oued, ainsi que des pistes et des chaabats.

Une fois que la conduite gravitaire atteint la station de pompage (SP0) projetée, elle alimente une deuxième station (SP1) déjà existante, située à **748 m** d'altitude. À partir de là, les eaux sont refoulées vers deux endroits différents :

- Vers la station de pompage (SP2) du cote (1020) qui refoule vers le réservoir tampon (RT1), en raison du tracé qui passe par un point plus élevé avant de descendre vers un point bas, les eaux sont refoulées jusqu'au réservoir tampon (RT2) situé à une altitude de **1140 m** avec une longueur de **3002.03 m**. Ce réservoir tampon achemine ensuite les eaux gravitairement vers la station de pompage (SP03), située à **1115 m** d'altitude. Cette dernière alimente à son tour le réservoir d'Ouled Antar (R02), situé à **1388 m** d'altitude. Le réservoir Ouled Antar transporte les eaux gravitairement vers un réservoir existant à Ouled Hellal (R03), situé à une altitude de **1303 m**.
- Vers le réservoir (R01), qui alimente Boghar au sud de la station. Ce réservoir est projeté à une altitude de **1042 m**. Les eaux sont refoulées sur une longueur de **1821 .05 m**, avec un débit de **52,98 l/s**.

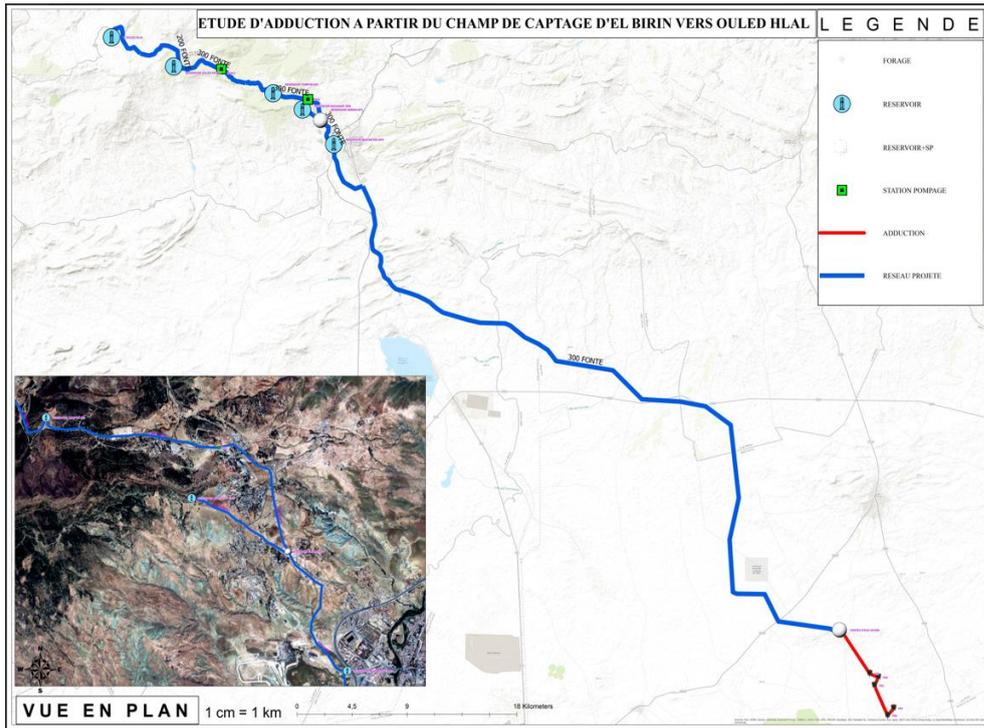


Figure III.1: Schéma explicatif la première variante.

### III.3.2 : Variante II

Le tracé des conduites de la deuxième variante est identique à celui de la première. La différence entre les deux variantes réside dans la création des nouvelles stations de pompes intermédiaire entre :

- La station de pompage (SP1) et la station de pompage (SP2). La station de pompage (SP1'), située entre la (SP1) et la station de pompage (SP2), est projetée à une altitude de **883 m**. La distance entre la SP1 et la SP12 est de **900 m**.
- La station de pompage (SPb) entre la station de pompage (SP1) et le réservoir (R01) de Boghar est projetée sur une cote de **863m**, avec une distance de **1173.6m**
- La station de pompage (SP3) et le réservoir (R02) de Ouled Antar (SP3') est projetée à une altitude de 1242m, avec une distance de 1959.86m.

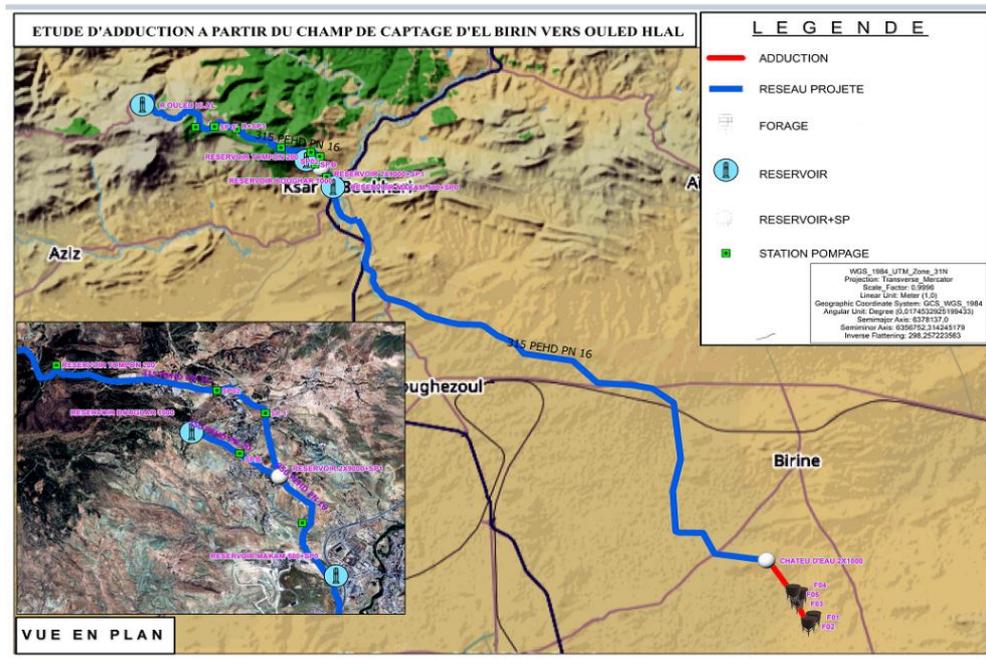


Figure III.2: Schéma explique la première variante.

### III.3.3: Analyse des variantes

La première variante prévoit deux stations de pompages pour élever l’eau à une hauteur totale de **392 m**, tandis que la deuxième variante en prévoit trois. Le choix de la variante définitive sera effectué après le calcul des frais de la tuyauterie pour les deux variantes.

Compte tenu des importantes dénivelées imposées par la topographie, nous avons opté pour la fonte ductile comme matériau pour notre conduite de refoulement dans la première variante, tandis que le PEHD (polyéthylène haute densité) a été choisi pour la deuxième variante en raison de création des nouvelles stations de pompages.

En ce qui concerne le tracé, la topographie ne permet pas de projeter plusieurs variantes, nous avons donc cherché à sélectionner le tracé présentant la longueur de refoulement minimale.

### III.4: Choix du matériau

Différentes variantes sont envisageables concernant la nature des canalisations. Les spécifications suivantes s’appliquent aux deux options proposées :

#### III.4 .1 : Variante 01

Dans notre réseau d'adduction, nous avons opté pour des conduites en fonte. Ce matériau est considéré comme noble car il peut supporter des pressions élevées, n'est pas sensible à la corrosion et son installation ne présente pas de contraintes majeures.

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- Flexible et plus résistante.
- Capable de supporter des pressions de service atteignant 50 bars.
- Épaisseur de conduite proche du 1/20ème du rayon.
- Longueurs allant jusqu'à 7 mètres à partir d'un diamètre de 800 mm.
- Différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites.
- Longévité importante (50 ans).

Ces principaux défauts sont :

- Un poids élevé.
- Un prix relativement élevé.
- Une structure multicouche.
- Une sensibilité à la corrosion.

#### **III.4.2 Variante 02**

Le PEHD permet d'optimiser la performance, la durabilité et les coûts dans un seul tronçon de canalisation.

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- La résistance à la corrosion.
- La légèreté.
- La souplesse.
- Le faible prix.

Ces principaux défauts sont :

- Un raccord nécessitant certaines précautions.
- Une légèrement moins bonne résistance mécanique.

Dans les tableaux qui suit, les frais de la tuyauterie de canalisation des conduites gravitaires et de refoulement.

Les prix du mètre linéaire des conduites en fonte sont donnés à l'**annexe III.1**

Remarque : MDA= millions du Dinar Algérien.

**Tableau III.1:** les frais de la tuyauterie en fonte de la variante 1.

Tronçon	DN (mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
RT1 - SP0	350	68085,22	13521,23	920595919,2
SP0 - SP1	350	2484,41	13521,23	33592279,02
SP1 - R02	250	1821,05	11542,36	21019214,68
SP1 - SP2	250	2288,3	11542,36	26412382,39
SP2 - RT2	250	3002,03	11542,36	34650510,99
RT2 - SP3	250	5532,85	11542,36	63862146,53
SP3 - R02	250	4457,63	11542,36	51451570,21
R02 - R03	200	9380	10323,1	96830678

D'où les frais totaux de cette variante sont de **1248.415 MDA**.

Les prix du mètre linéaire des conduites de la PEHD sont donnés à l'**annexe III.2**

**Tableau III.2:** les frais de la tuyauterie (PEHD) de la variante 2.

Tronçon	DN (mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)	Matériau
RT1 - SP0	315	68085,22	6877,53	468258143	PEHD PN 16
SP0 - SP1	315	2484,41	6877,53	17086604,3	PEHD PN 16
SP1 - SPb	250	1173,6	4324,44	5075162,78	PEHD PN 16
SPb - R01	250	647,45	5176,9	3351783,91	PEHD PN 20
SP1 - SP1'	250	900	4324,44	3891996	PEHD PN 16
SP1' - SP2	250	1388,3	4324,44	6003620,05	PEHD PN 16
SP2 - RT2	250	3002,03	4324,44	12982098,6	PEHD PN 16

RT1- SP3	250	5532,85	4324,44	23926477,9	PEHD PN 16
SP3 - SP3'	250	1959,86	4324,44	8475296,98	PEHD PN 16
SP3' - R02	250	2497,77	4324,44	10801456,5	PEHD PN 16
R02 - R03	160	9380	4324,44	40563247,2	PEHD PN 16

D'où les frais totaux de cette variante sont de **600.416 MDA**.

### III.4.3 : Comparaison des variantes

D'un point de vue économique, pour les diamètres inférieurs à 400 mm, il est préférable de prévoir des conduites en **PEHD** (polyéthylène haute densité) plutôt qu'en fonte ductile et lorsque le terrain est accidenté, le fonte glisse, donc il faut faire des butées. Techniquement, la conduite doit résister à la pression de service. Les conduites en PEHD sont caractérisées par une pression nominale de **16 à 20 bars**, ce qui oriente notre choix vers ce matériau, surtout lorsque la pression est inférieure à la pression nominale des conduites en PEHD (20 bars) pour les petits diamètres. Dans notre projet, nous prévoyons des conduites en PEHD avec une pression nominale de **16 à 20 bars** pour l'ensemble du tracé. En ce qui concerne l'évaluation économique des investissements, basée sur les prix unitaires de la fonte et du PEHD, nous constatons que la **variante N°2** est **600.416 MDA** moins coûteuse que la première, ce qui la rend plus avantageuse d'un point de vue économique.

### Conclusion

Dans notre situation, nous choisissons des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité) pour tous les tronçons du projet, en raison des avantages qu'elles offrent, notamment :

- Facilité d'installation (grande flexibilité) : Les tuyaux en question sont faciles à poser, offrant une grande flexibilité lors de l'installation.
- Faible risque de fuites au niveau des branchements : Grâce à leur conception, ces tuyaux minimisent les risques de fuites au niveau des raccordements.
- Durée de vie éprouvée par l'expérience et les tests de vieillissement : Leur durée de vie théorique est de 50 ans à 20 °C, basée sur des tests et des retours d'expérience.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (faible coefficient de rugosité) : Ces tuyaux présentent d'excellentes propriétés hydrauliques grâce à leur faible coefficient de rugosité.
- Conformité aux normes de potabilité : Ils répondent parfaitement aux exigences de qualité pour l'eau potable.

- Résistance à la corrosion et à l'entartrage : Ces tuyaux sont résistants à tous types de corrosion et à l'accumulation de tartre.
- Facilité de raccordement aux réseaux existants (fonte, acier) : Ils peuvent être aisément connectés aux réseaux existants, qu'ils soient en fonte ou en acier.
- Stabilité face aux mouvements du terrain (tremblements de terre) : Ils sont insensibles aux mouvements du sol, y compris en cas de séisme.
- Très bonne étanchéité : Ces tuyaux assurent une excellente étanchéité.

# Dimensionnement du système d'adduction

**Introduction**

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

Ce chapitre a pour but le dimensionnement des conduites et la détermination du type de matériaux propices, qui servent à transporter l'eau vers le secteur concerné. Ce dimensionnement, se fait grâce au débit alloué tout en tenant compte au bon fonctionnement hydraulique.

**IV.1 : Type d'adduction**

D'après leur fonctionnement, on distingue généralement [3]

**IV.1.1 : Adduction gravitaire**

L'écoulement peut être de type "surface libre" ou "en charge". Dans le cas de l'écoulement en charge, il se déplace sous l'effet de la gravité, d'où son nom. Il peut également être causé par une différence de niveaux hydrauliques : la cote de la source ou du point d'eau est supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**IV.1.2 : Adduction par refoulement**

L'écoulement est assuré par pompage. Le niveau du point d'eau est supérieur au niveau piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**IV.1.3 : Adduction mixte**

Cette adduction, ou conduite par refoulement, peut se transformer en conduite gravitaire, et vice versa. Le relais entre ces deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé tampon. En fonction de la topographie, certains accessoires doivent être placés :

- Une ventouse aux points les plus élevés du tracé pour évacuer l'air.
- Une vidange aux points bas.
- Une vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

**IV.2 : Types d'écoulement dans les conduites d'adduction**

On distingue deux types d'écoulement : [3]

**IV.2.1 : Ecoulement a surface libre**

L'écoulement à surface libre se produit dans le cas des conduites gravitaires sans pression, telles que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est influencé par la pente.

#### **IV.2.2 : Ecoulement en charge :**

L'écoulement en charge est un type d'écoulement que l'on observe dans le cas des conduites d'eau sous pression, qu'elles soient gravitaires ou refoulées.

### **IV.3 : Dimensionnement des conduits d'adduction**

#### **IV.3.1 : Choix des diamètres**

Lors du choix du diamètre de la conduite, il est important de prendre en compte le débit. Ce choix dépend de la vitesse d'écoulement recommandée pour des raisons économiques, ainsi que des diamètres standard disponibles sur le marché. L'objectif est d'éviter la cavitation dans les conduites, d'assurer la sécurité du réseau et de prévenir les dépôts. Il faut également tenir compte du fait que la canalisation peut être enterrée dans des tranchées et traverser différents types de terrains (comme des rivières ou des terres agricoles), ce qui soumet la conduite à des charges extérieures. De plus, elle doit résister aux différentes pressions internes, notamment la pression de service normale et les pressions induites par des changements brusques de régime d'écoulement (comme les coups de bélier).

### **IV.4 : Etudes technico-économique**

Dans notre étude, on est amenés à choisir un système d'adduction mixte en fonction de la topographie de la zone du projet.

#### **IV.4.1 : Adduction par refoulement**

Pour la partie de refoulement, le diamètre est déterminé en fonction des calculs économiques visant à minimiser les coûts. Cela peut inclure des considérations telles que la perte de charge, la vitesse de l'eau et les coûts d'installation.

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

#### **IV.4.2 : 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 côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

### **IV.5 : Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements**

Pour les longueurs et les diamètres importants, il est essentiel de réaliser une étude économique détaillée. Le diamètre choisi doit minimiser les coûts annuels (amortissement de l'investissement+ frais de pompage). De plus la vitesse et les pertes de charge doivent également respecter les normes, il convient de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de : [12]

- coups de bélier.
- cavitation.

Dans notre cas pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :[1]

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} \quad (IV.1)$$

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

Une fois que le diamètre a été déterminé, on sélectionne une gamme de diamètres parmi lesquels on choisira celui qui offre les coûts les plus bas, en prenant en compte le matériau adapté à notre projet.

### IV.5.1 : Calcul des pertes de charge

#### IV.5.1.1 : Pertes de charge linéaires

L'écoulement est toujours turbulent et les parois doivent être considérées comme rugueuses (au sens de la mécanique des fluides). De nombreuses études ont été menées pour déterminer la perte de charge en fonction du débit et de la section. Les pertes de charge sont essentiellement dues à la viscosité de l'eau et au frottement contre les parois.

Elles ont pour conséquence :

- Une chute de pression globale au bas d'un réseau gravitaire.
- Une dépense d'énergie supplémentaire de pompage en refoulement.

La formule de Hazen -Williams de donne :

$$\Delta H_1 = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} \quad (IV.2)$$

- $C_{HW}$  : Coefficient de Hazen Williams.
- D : diamètre intérieur de la conduite.
- L : la longueur de la conduite.

#### IV.5.1.2: Pertes de charge singulières

Les pertes de charge sont générées par des singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets et les branchements. Ces pertes sont estimées à 10 % à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \quad (IV.3)$$

#### IV.5.1.3: Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

Alors :

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l \quad (IV.4)$$

#### IV.5.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (IV.5)$$

- $H_g$ : la hauteur géométrique
- $\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration
- $\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

#### IV.5.3 : Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe (watt) , définie comme suit :

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV.6)$$

- $\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=80\%$ )
- $Q$  : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )
- $g$ : pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )

#### IV.5.3 : Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad (IV.7)$$

Avec :

- $t$  : c'est le temps de pompage par jour en (heures), dans notre cas  $t=20$  h
- $P$  : puissance de la pompe en (kW)

#### IV.5.3 : Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \quad (IV.8)$$

Avec :  $E$  : énergie consommée par la pompe en (KWh))

**Tableau IV.1:** Variation journalière des tarifs de l'énergie.[23]

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	1,615
Heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	9	0,853

Les heures de pompage seront pendant la période définit entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{1,615 * 11 + 0,853 * 9}{20}$$

$$e = 1,2721 \text{ DA/kwh}$$

#### IV.5.4 : Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = \text{Prc} * A \quad (\text{IV.9})$$

Avec : Prc : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.10})$$

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 \quad (\text{IV.11})$$

#### IV.6 : Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires

La formule de Hazen-Williams est couramment utilisée pour calculer la perte de charge due à la friction dans les conduites d'eau.

$$\Delta H_t = 1.1 \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} \quad (\text{IV.12})$$

- $\Delta H_t$ : Perte de charge totale (m).
- $C_{HW}$  : Coefficient de Hazen Williams.
- $L$  : Longueur équivalente de la conduite (m).

- Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;
- D : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

$$L = L_{ee} + L_g \tag{IV.13}$$

- L<sub>g</sub> : Longueur géométrique de la conduite (m)
- L<sub>ee</sub> : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)
- Dans le contexte des adductions d'eau, les pertes de charge singulières sont généralement estimées à environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \tag{IV.14}$$

Selon le type de matériau le coefficient de Hazen Williams donné dans le tableau IV.1

**Tableau IV.2:** Coefficient C pour différents types du tuyaux

Matériaux	C <sub>HW</sub>
Acier	110 – 120
Fonte	100 – 140
Plastique	150
Béton	90 – 130

Source :[5]

**Remarque**

Lorsque l'on opte pour des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité), leur dimensionnement s'effectue en prenant en compte le diamètre intérieur:

$$D_{int} = D_{ex} - 2 * e$$

D<sub>int</sub> : Diamètre intérieur de la conduite (mm)

D<sub>ex</sub> : Diamètre extérieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[4.87]{1.1 \times \left(\frac{3.592 \times Q}{C_{HW}}\right)^{1.852} \times \frac{L_{eq}}{\Delta H}} \tag{IV.15}$$

Pour notre étude, on prend : C<sub>HW</sub> = 150

**IV.7: La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale d'écoulement varie de 0,5 à 4 m/s. Et pour déterminer la vitesse d'écoulement dans une conduite gravitaire, on utilise l'équation de continuité :

$$Q = V * S = V * \frac{\pi * D^2}{4} \tag{IV.17}$$

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m) ;

**IV.8: Dimensionnement des conduites d'adduction**

**IV.8.1: Présentation des différents tronçons**

Pour calculer les débits à refouler, nous devons d'abord examiner le tableau des débits pompés pour chaque tronçon par jour. Ensuite, nous pouvons effectuer les calculs nécessaires.

**Tableau IV.3:** caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement.

Tronçons	Débit (l/s)	Longueur (m)	Hauteur géométrique (m)
SP0 - SP1	120	2484.41	127
SP1 - SPb	52.98	1173.60	115
SPb – R01	52.98	647.45	179
SP1 – SP1'	48.37	900.00	135
SP1' – SP2	48 .37	1388.30	137
SP2 – RT2	48.37	3002.03	120
SP3 – SP3'	48 .37	1959.86	127
SP3' – R02	48.37	2497.77	146

**IV.8.2: Détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement**

Dans notre projet, on a utilisé les matériaux PEHD de PN 16 et PN 20 bars. Le PN 16 est adapté aux zones à faible pression, tandis que le PN 20 convient aux zones avec une pression légèrement plus élevée. En utilisant le PN 16 pour les tronçons avec une pression plus basse, on économise sur les coûts tout en maintenant la qualité.

**A. Tronçon :** (station de pompage SP0 vers station pompage SP1) :

Q = 120 l/s, L = 2484.41 m, cote de départ = 621 m, cote d'arrivée = 748m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI : [1]

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.12} = 0.440 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Pour déterminer les frais d'exploitation, il est essentiel de calculer la Hauteur Manométrique Totale (HMT) pour chaque diamètre de tronçon. Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.4:** Calcul de la HMT du tronçon SP0 - SP1 (PEHD PN 20).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
125	2484,41	120	16,25	4193,89	4613,28	127	4740,28
160	2484,41	120	9,91	1258,41	1384,254	127	1511,25
200	2484,41	120	6,35	425,16	467,676	127	594,68
250	2484,41	120	4,05	142,70	156,969	127	283,97
315	2484,41	120	2,56	46,39	51,028	127	178,03
400	2484,41	120	1,59	14,49	15,943	127	142,94
500	2484,41	120	1,01	4,88	5,368	127	132,37
630	2484,41	120	0,64	1,58	1,742	127	128,74
710	2484,41	120	0,50	0,89	0,974	127	127,97
800	2484,41	120	0,40	0,49	0,544	127	127,54

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.5:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP0 – SP1.

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	7971,79	58194074,97	74022863,36
160	2541,50	18552927,16	23599323,34
200	1000,08	7300549,83	9286299,38
250	477,55	3486150,52	4434383,46
315	299,39	2185558,06	2780029,86
400	240,39	1754840,31	2232156,88
500	222,60	1625015,45	2067019,65
630	216,51	1580496,91	2010392,07
710	215,22	1571077,00	1998409,95
800	214,49	1565799,91	1991697,48

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.6 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP0 – SP1.

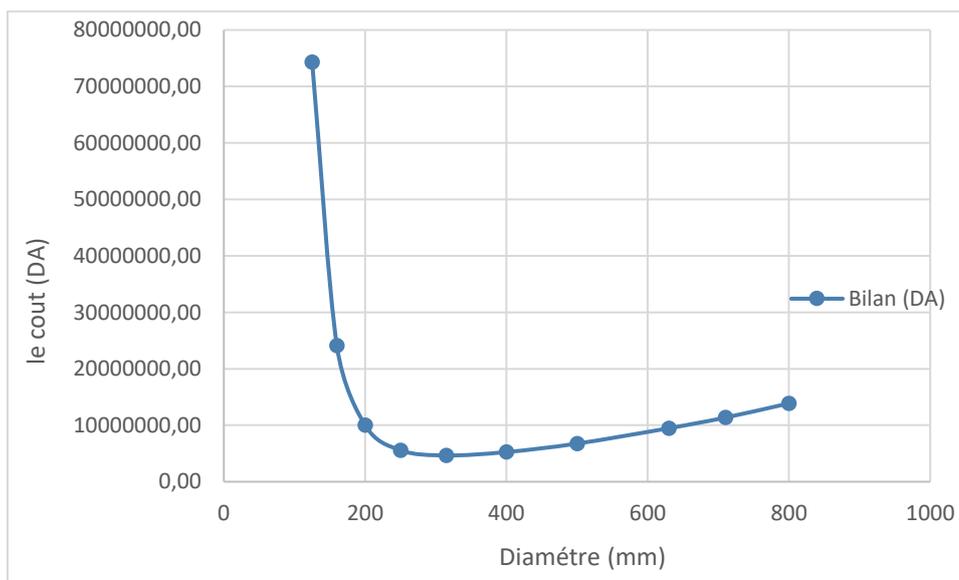
D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	2484,41	1326,11	293219,48
160	2484,41	2153,11	476079,51
200	2484,41	3345,54	739740,68
250	2484,41	5176,9	1144677,25
315	2484,41	8493,77	1878078,63
400	2484,41	13656,47	3019616,09
500	2484,41	21184,46	4684148,70
630	2484,41	33775,76	7468242,40

710	2484,41	42328,2	9359293,70
800	2484,41	53713,95	11876825,23

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

**Tableau IV.7:** Bilan du tronçon SP0 – SP1.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	293219,48	74022863,36	74316082,84
160	476079,51	23599323,34	24075402,86
200	739740,68	9286299,38	10026040,06
250	1144677,25	4434383,46	5579060,71
315	1878078,63	2780029,86	<b>4658108,49</b>
400	3019616,09	2232156,88	5251772,96
500	4684148,70	2067019,65	6751168,35
630	7468242,40	2010392,07	9478634,46
710	9359293,70	1998409,95	11357703,64
800	11876825,23	1991697,48	13868522,71



**Figure IV.1:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP0 – SP1).

En analysant la combinaison des coûts d'amortissement et d'exploitation, nous constatons que le diamètre économique de la section de refoulement (SP0 - SP1) est de **315 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **2,56 m/s**.

**B. Tronçon :** (station de pompage SP1 vers la station de pompage SPb).

En utilise PN 16 pour :

Q = 52.99 l/s, L= 1173.6 m, cote de départ = 748 m, cote d'arrivée =863 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.05299} = 0.292 \text{ m}$$

Les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.8:** Calcul de la HMT du tronçon SP1 – SPb (PEHD PN 16).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
125	1173,6	52,99	6,46	338,05	371,85	115	486,85
160	1173,6	52,99	4,17	116,45	128,10	115	243,10
200	1173,6	52,99	2,52	34,19	37,61	115	152,61
250	1173,6	52,99	1,61	11,51	12,66	115	127,66
315	1173,6	52,99	1,02	3,73	4,11	115	119,11
400	1173,6	52,99	0,63	1,17	1,28	115	116,28
500	1173,6	52,99	0,40	0,39	0,43	115	115,43
630	1173,6	52,99	0,25	0,13	0,14	115	115,14
710	1173,6	52,99	0,20	0,07	0,08	115	115,08
800	1173,6	52,99	0,16	0,04	0,04	115	115,04

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.9:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1– SPb.

D(mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
-------	----------------	--------	-----------

125	361,52	2639099,02	3356933,95
160	180,52	1317774,22	1676208,80
200	113,32	827245,03	1052255,68
250	94,79	691989,19	880210,25
315	88,44	645645,09	821260,55
400	86,35	630336,61	801788,17
500	85,72	625732,03	795931,14
630	85,50	624147,21	793915,26
710	85,45	623811,55	793488,29
800	85,43	623623,72	793249,37

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.10:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – SPb.

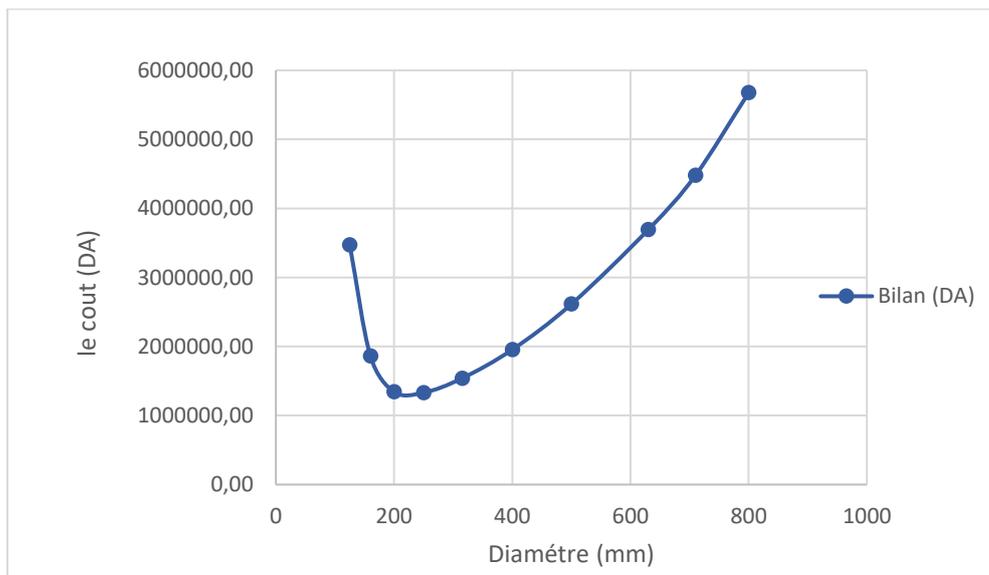
D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	1173,6	1095,18	114391,99
160	1173,6	1775,11	185410,95
200	1173,6	2775,18	289868,66
250	1173,6	4324,44	451689,49
315	1173,6	6877,53	718360,76
400	1173,6	11043,11	1153457,26
500	1173,6	17403,86	1817840,14
630	1173,6	27742,65	2897730,89
710	1173,6	35288,06	3685851,98
800	1173,6	46735,69	4881561,51

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

**Tableau IV.11:** Bilan du tronçon SP1 – SPb.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
-------	------------	-----------	------------

125	114391,99	3356933,95	3471325,94
160	185410,95	1676208,80	1861619,75
200	289868,66	1052255,68	<b>1331899,74</b>
250	451689,49	880210,25	1342124,34
315	718360,76	821260,55	1539621,31
400	1153457,26	801788,17	1955245,43
500	1817840,14	795931,14	2613771,28
630	2897730,89	793915,26	3691646,15
710	3685851,98	793488,29	4479340,27
800	4881561,51	793249,37	5674810,88



**Figure IV.2:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – R01).

En analysant la combinaison des coûts d'amortissement et d'exploitation, nous constatons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP0 – SP1) est **D = 200 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=2.52 m/s**.

**C.** Tronçon : (station de pompage SPb vers le réservoir R01).

➤ En utilise PN 20 avec :

Q = 52.99 l/s,      L= 647.45 m,      cote de départ = 863 m,      cote d'arrivée = 1042 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1,27 * \sqrt{0,05299} = 0,292 \text{ m}$$

Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.12:** Calcul de la HMT du tronçon SP1 – SP2 (PEHD PN 20).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
125	647,45	52,99	7,17	240,50	264,55	179	443,55
160	647,45	52,99	4,38	72,16	79,38	179	258,38
200	647,45	52,99	2,80	24,38	26,82	179	205,82
250	647,45	52,99	1,79	8,18	9,00	179	188,00
315	647,45	52,99	1,13	2,66	2,93	179	181,93
400	647,45	52,99	0,70	0,83	0,91	179	179,91
500	647,45	52,99	0,45	0,28	0,31	179	179,31
630	647,45	52,99	0,28	0,09	0,10	179	179,10
710	647,45	52,99	0,22	0,05	0,06	179	179,06
800	647,45	52,99	0,17	0,03	0,03	179	179,03

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.13:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SPb – R01.

D(mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	329,36	2404357,47	3058342,70
160	191,86	1400611,10	1781577,33
200	152,83	1115691,68	1419159,82
250	139,60	1019107,97	1296305,33
315	135,09	986175,90	1254415,74
400	133,60	975269,77	1240543,15
500	133,15	971982,50	1236361,74
630	132,99	970855,25	1234927,88

710	132,96	970616,73	1234624,49
800	132,94	970483,11	1234454,52

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.14:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPb – R01.

D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	647,45	1326,11	76414,50284
160	647,45	2153,11	124068,7652
200	647,45	3345,54	192780,2187
250	647,45	5176,9	298308,7675
315	647,45	8493,77	489436,9334
400	647,45	13656,47	786927,4536
500	647,45	21184,46	1220713,198
630	647,45	33775,76	1946262,307
710	647,45	42328,2	2439079,985
800	647,45	53713,95	3095161,627

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

**Tableau IV.15:** Bilan du tronçon SPb – R01.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	76414,50	3058342,70	3134757,21
160	124068,77	1781577,33	1905646,09
200	192780,22	1419159,82	1611940,04
250	298308,77	1296305,33	<b>1594614,10</b>
315	489436,93	1254415,74	1743852,68
400	786927,45	1240543,15	2027470,60
500	1220713,20	1236361,74	2457074,94
630	1946262,31	1234927,88	3181190,19

710	2439079,99	1234624,49	3673704,47
800	3095161,63	1234454,52	4329616,15

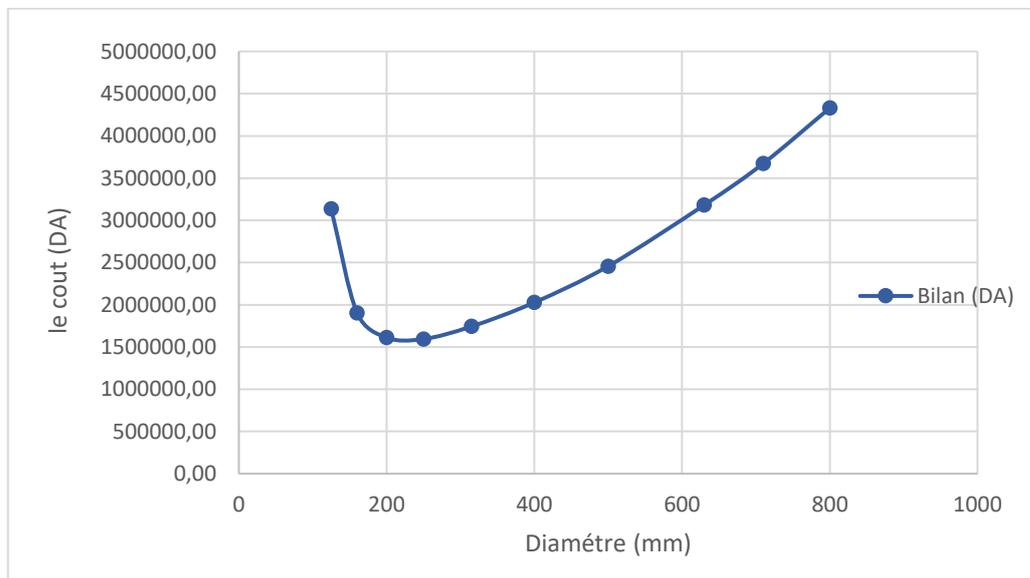


Figure IV.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SPb – R01).

En analysant la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SPb – R01) est **D = 250 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V= 1.79 m/s**.

**D.** Tronçon : (station de pompage SP1 vers la station de pompage SP1').

➤ En utilise PN 16 avec :

Q = 48.37 l/s, L= 900 m, cote de départ = 748 m, cote d'arrivée = 883 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.04837} = 0.279 \text{ m}$$

Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.16: Calcul de la HMT du tronçon SP1 – SP1' (PEHD PN 16).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
125	900	48,37	5,90	218,93	240,82	135	375,82

160	900	48,37	3,81	75,42	82,96	135	217,96
200	900	48,37	2,30	22,14	24,36	135	159,36
250	900	48,37	1,47	7,45	8,20	135	143,20
315	900	48,37	0,93	2,42	2,66	135	137,66
400	900	48,37	0,57	0,75	0,83	135	135,83
500	900	48,37	0,37	0,25	0,28	135	135,28
630	900	48,37	0,23	0,08	0,09	135	135,09
710	900	48,37	0,18	0,05	0,05	135	135,05
800	900	48,37	0,14	0,03	0,03	135	135,03

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.17:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 – SP1'.

D(mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	222,89	1627119,91	2069696,53
160	129,27	943657,57	1200332,42
200	94,51	689928,71	877589,32
250	84,93	619966,90	788597,90
315	81,64	595995,16	758105,85
400	80,56	588076,77	748033,66
500	80,23	585695,03	745004,07
630	80,12	584875,27	743961,35
710	80,10	584701,65	743740,49
800	80,08	584604,49	743616,91

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.18:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – SP1'.

D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
-------	--------------	--------------------	------------

125	900	1095,18	87723,918
160	900	1775,11	142186,311
200	900	2775,18	222291,918
250	900	4324,44	346387,644
315	900	6877,53	550890,153
400	900	11043,11	884553,111
500	900	17403,86	1394049,186
630	900	27742,65	2222186,265
710	900	35288,06	2826573,606
800	900	46735,69	3743528,769

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

**Tableau IV.19:** Bilan du tronçon SP1 – SP1'.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	87723,92	2069696,53	2157420,45
160	142186,31	1200332,42	1342518,73
200	222291,92	877589,32	1099881,23
250	346387,64	788597,90	<b>1134985,54</b>
315	550890,15	758105,85	1308996,00
400	884553,11	748033,66	1632586,77
500	1394049,19	745004,07	2139053,26
630	2222186,27	743961,35	2966147,61
710	2826573,61	743740,49	3570314,10
800	3743528,77	743616,91	4487145,68

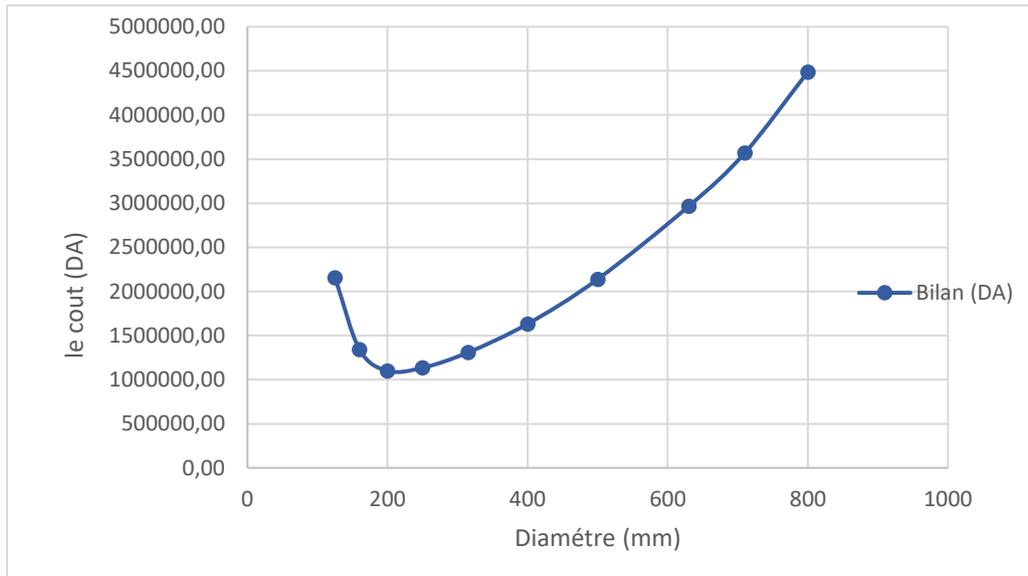


Figure IV.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – SP1').

Lorsque la HMT du diamètre économique est très proche que la pression de service de la conduite, on prend une HMT inférieure à la première HMT, donc selon la combinaison des frais de rentabilisation et d'exploitation, on remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – SP1') est **D = 250 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V= 1.47 m/s**.

E. Tronçon : (station de pompage SP1' vers la station de pompage SP2).

En utilise PN 20 avec :

Q = 48.37 l/s, L= 1388.3 m, cote de départ = 883 m, cote d'arrivée = 1020 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.04837} = 0.279 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.20: Calcul de la HMT du tronçon SP1' – SP2 (PEHD PN 20).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
125	1388,3	48,37	6,55	435,50	479,05	137	616,05
160	1388,3	48,37	3,99	130,68	143,74	137	280,74
200	1388,3	48,37	2,56	44,15	48,56	137	185,56

250	1388,3	48,37	1,63	14,82	16,30	137	153,30
315	1388,3	48,37	1,03	4,82	5,30	137	142,30
400	1388,3	48,37	0,64	1,51	1,66	137	138,66
500	1388,3	48,37	0,41	0,51	0,56	137	137,56
630	1388,3	48,37	0,26	0,16	0,18	137	137,18
710	1388,3	48,37	0,20	0,09	0,10	137	137,10
800	1388,3	48,37	0,16	0,05	0,06	137	137,06

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.21:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1' – SP2.

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	417,57	3048233,10	3877352,50
160	190,29	1389121,41	1766962,44
200	125,78	918172,62	1167915,57
250	103,91	758527,53	964847,02
315	96,45	704093,49	895606,92
400	93,98	686066,54	872676,64
500	93,24	680632,95	865765,11
630	92,98	678769,70	863395,06
710	92,93	678375,44	862893,57
800	92,90	678154,58	862612,63

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.22:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1' – SP2.

D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	1388,3	1326,11	163852,4277

160	1388,3	2153,11	266035,4726
200	1388,3	3345,54	413370,5732
250	1388,3	5176,9	639651,034
315	1388,3	8493,77	1049479,179
400	1388,3	13656,47	1687375,68
500	1388,3	21184,46	2617524,338
630	1388,3	33775,76	4173288,997
710	1388,3	42328,2	5230017,365
800	1388,3	53713,95	6636825,834

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

**Tableau IV.23:** Bilan du tronçon SP1' – SP2.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	163852,4277	3877352,5	4041204,928
160	266035,4726	1766962,438	2032997,911
200	413370,5732	1167915,574	1581286,147
250	639651,034	964847,0242	1604498,058
315	1049479,179	895606,9155	1945086,095
400	1687375,68	872676,6393	2560052,319
500	2617524,338	865765,1063	3483289,444
630	4173288,997	863395,0567	5036684,054
710	5230017,365	862893,5658	6092910,931
800	6636825,834	862612,6272	7499438,461

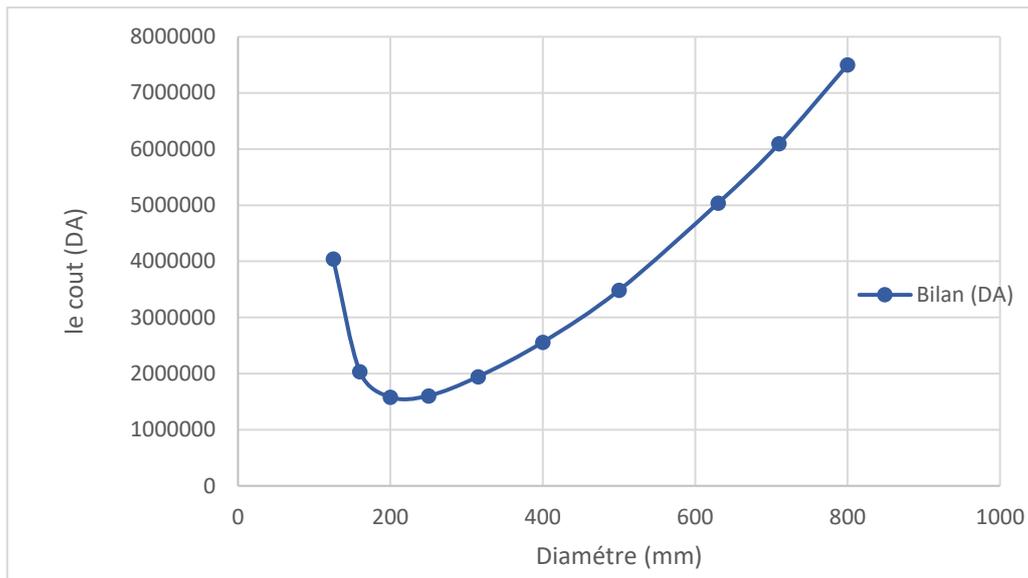


Figure IV.5: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1' – SP2).

En analysant la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, nous constatons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1' – SP2) est **D = 200 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V= 2.56 m/s**.

F. Tronçon : (station de pompage SP2 vers le réservoir tampon RT2).

En utilise PN 20 avec :

Q = 48.37 l/s, L= 3002.03 m, cote de départ = 1020 m, cote d'arrivée = 1140 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.04837} = 0.279 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV 24: Calcul de la HMT du tronçon SP2 – RT2 (PEHD PN 20).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
125	3002,03	48,37	6,55	941,72	1035,90	94	1129,90
160	3002,03	48,37	3,99	282,57	310,83	94	404,83
200	3002,03	48,37	2,56	95,47	105,02	94	199,02

250	3002,03	48,37	1,63	32,04	35,25	94	129,25
315	3002,03	48,37	1,03	10,42	11,46	94	105,46
400	3002,03	48,37	0,64	3,25	3,58	94	97,58
500	3002,03	48,37	0,41	1,10	1,21	94	95,21
630	3002,03	48,37	0,26	0,36	0,39	94	94,39
710	3002,03	48,37	0,20	0,20	0,22	94	94,22
800	3002,03	48,37	0,16	0,11	0,12	94	94,12

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.25:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2 – RT2.

D(mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	765,85	5590722,74	7111399,32
160	274,40	2003095,39	2547937,33
200	134,89	984725,87	1252571,31
250	87,60	639512,78	813460,25
315	71,48	521805,76	663736,93
400	66,14	482824,68	614153,00
500	64,53	471075,19	599207,65
630	63,98	467046,15	594082,70
710	63,86	466193,62	592998,29
800	63,80	465716,03	592390,79

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV. 26:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1' – SP2.

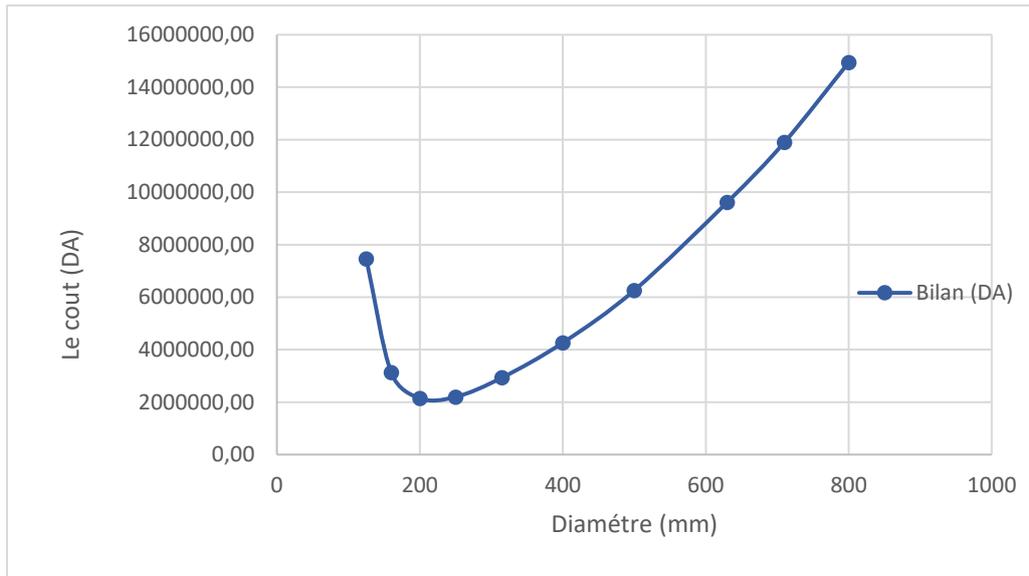
D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	3002,03	1326,11	354310,96
160	3002,03	2153,11	575269,37

200	3002,03	3345,54	893863,62
250	3002,03	5176,9	1383167,61
315	3002,03	8493,77	2269371,16
400	3002,03	13656,47	3648744,80
500	3002,03	21184,46	5660078,22
630	3002,03	33775,76	9024230,19
710	3002,03	42328,2	11309276,84
800	3002,03	53713,95	14351329,15

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

**Tableau IV.27:** Bilan du tronçon SP2 – RT2.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	354310,96	7111399,32	7465710,28
160	575269,37	2547937,33	3123206,71
200	893863,62	1252571,31	2146434,92
250	1383167,61	813460,25	<b>2196627,86</b>
315	2269371,16	663736,93	2933108,09
400	3648744,80	614153,00	4262897,80
500	5660078,22	599207,65	6259285,86
630	9024230,19	594082,70	9618312,89
710	11309276,84	592998,29	11902275,12
800	14351329,15	592390,79	14943719,94



**Figure IV.6:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 – RT2).

Lorsque la HMT du diamètre économique est très proche que la pression de service de la conduite, on prend une HMT inférieure à la première HMT, donc selon la combinaison des frais de rentabilisation et d'exploitation, on remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP2 – RT2) est **D = 250 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V= 1.63 m/s**.

**G.** Tronçon : (station de pompage SP3 vers la station de pompage SP3' ).

En utilise PN 20 avec :

Q = 48.37 l/s, L= 1059.86 m, cote de départ = 1115m, cote d'arrivée = 1242 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.04837} = 0.279 \text{ m}$$

Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.28:** Calcul de la HMT du tronçon SP3 – SP3' (PEHD PN 20).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
125	1959,86	48,37	6,55	614,80	676,28	127	803,280
160	1959,86	48,37	3,99	184,48	202,92	127	329,924
200	1959,86	48,37	2,56	62,33	68,56	127	195,559

250	1959,86	48,37	1,63	20,92	23,01	127	150,011
315	1959,86	48,37	1,03	6,80	7,48	127	134,480
400	1959,86	48,37	0,64	2,12	2,34	127	129,337
500	1959,86	48,37	0,41	0,72	0,79	127	127,787
630	1959,86	48,37	0,26	0,23	0,26	127	127,255
710	1959,86	48,37	0,20	0,13	0,14	127	127,143
800	1959,86	48,37	0,16	0,07	0,08	127	127,080

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.29:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3 – SP3'.

D(mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	544,47	3974624,34	5055722,16
160	223,62	1632460,09	2076489,24
200	132,55	967622,74	1230816,12
250	101,68	742252,13	944144,71
315	91,15	665407,70	846398,60
400	87,67	639959,10	814027,98
500	86,61	632288,51	804270,98
630	86,25	629658,17	800925,19
710	86,18	629101,60	800217,24
800	86,14	628789,81	799820,64

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.30:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3 – SP3'.

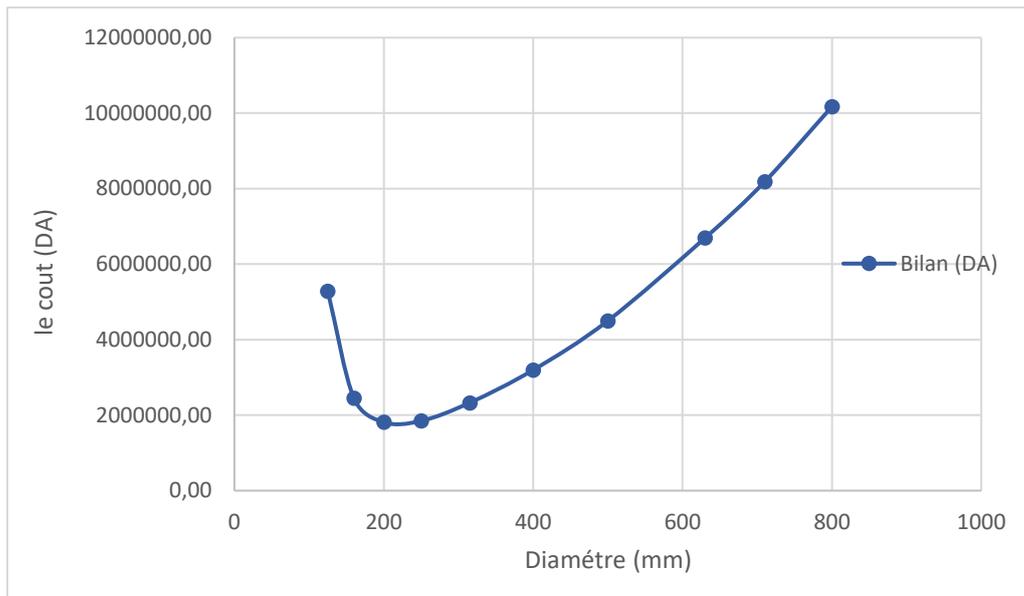
D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	1959,86	1326,11	231310,11

160	1959,86	2153,11	375561,68
200	1959,86	3345,54	583554,31
250	1959,86	5176,9	902993,93
315	1959,86	8493,77	1481547,41
400	1959,86	13656,47	2382064,47
500	1959,86	21184,46	3695153,24
630	1959,86	33775,76	5891422,73
710	1959,86	42328,2	7383203,80
800	1959,86	53713,95	9369192,16

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

**Tableau IV. 31:** Bilan du tronçon SP3 – SP3'.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	231310,11	5055722,16	5287032,27
160	375561,68	2076489,24	2452050,92
200	583554,31	1230816,12	<b>1814370,44</b>
250	902993,93	944144,71	1847138,64
315	1481547,41	846398,60	2327946,01
400	2382064,47	814027,98	3196092,45
500	3695153,24	804270,98	4499424,23
630	5891422,73	800925,19	6692347,92
710	7383203,80	800217,24	8183421,04
800	9369192,16	799820,64	10169012,80



**Figure IV.7:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3 – SP3').

En analysant la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1' – SP2) est **D = 200 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V= 2.56 m/s**.

**H.** Tronçon : (station de pompage SP3' vers le réservoir R02).

En utilise PN 20 avec :

Q = 48.37 l/s, L= 1388.3 m, cote de départ = 883 m, cote d'arrivée = 1020 m

Avant d'entamer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de ACHOUR et BENDJAOUI :

$$D = 1,27 * \sqrt{Q} = 1.27 * \sqrt{0.04837} = 0.279 \text{ m}$$

Voici les calculs des HMT pour différents diamètres, présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.32:** Calcul de la HMT du tronçon SP3' – RT2 (PEHD PN 20).

D(mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
125	2497,77	48,37	6,55	783,54	861,89	146	1007,89
160	2497,77	48,37	3,99	235,11	258,62	146	404,62
200	2497,77	48,37	2,56	79,43	87,38	146	233,38

250	2497,77	48,37	1,63	26,66	29,33	146	175,33
315	2497,77	48,37	1,03	8,67	9,53	146	155,53
400	2497,77	48,37	0,64	2,71	2,98	146	148,98
500	2497,77	48,37	0,41	0,91	1,00	146	147,00
630	2497,77	48,37	0,26	0,30	0,33	146	146,33
710	2497,77	48,37	0,20	0,17	0,18	146	146,18
800	2497,77	48,37	0,16	0,09	0,10	146	146,10

Les coûts d'exploitation en fonction des différents diamètres sont calculés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.33:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3' – R02.

D(mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Fexp (DA)
125	683,16	4987053,95	6343532,63
160	274,25	2002051,15	2546609,06
200	158,18	1154740,22	1468829,56
250	118,84	867513,60	1103477,31
315	105,42	769578,19	978903,46
400	100,98	737144,88	937648,29
500	99,64	727368,99	925213,36
630	99,18	724016,72	920949,26
710	99,08	723307,39	920047,00
800	99,03	722910,02	919541,55

Voici les calculs des frais d'amortissement pour les différents diamètres, tels que mentionnés dans le tableau :

**Tableau IV.34 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3' – R02.

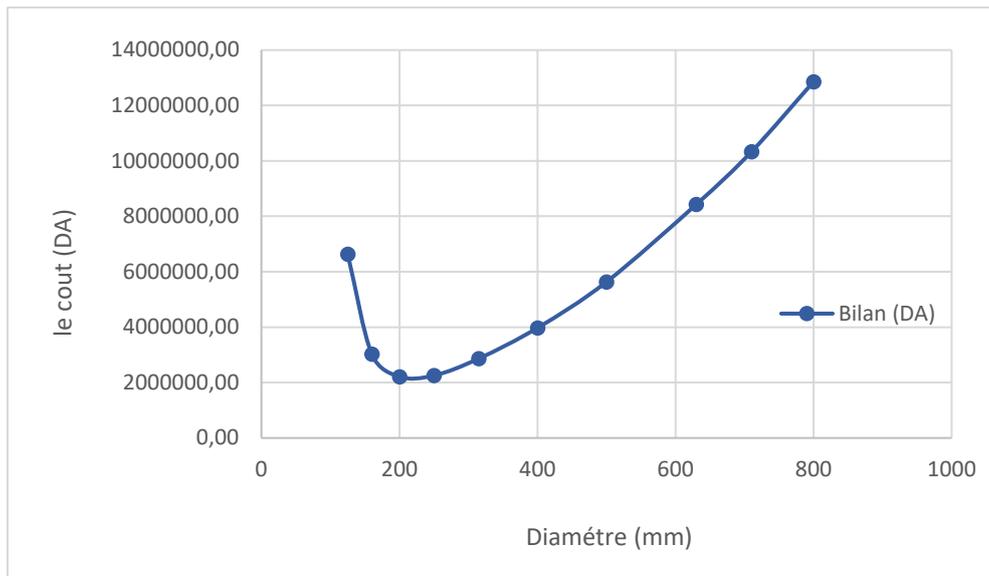
D(mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Famor (DA)
125	2497,77	1326,11	294796,28

160	2497,77	2153,11	478639,65
200	2497,77	3345,54	743718,66
250	2497,77	5176,9	1150832,79
315	2497,77	8493,77	1888178,07
400	2497,77	13656,47	3035854,18
500	2497,77	21184,46	4709337,87
630	2497,77	33775,76	7508403,12
710	2497,77	42328,2	9409623,62
800	2497,77	53713,95	11940693,27

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

**Tableau IV.35:** Bilan du tronçon SP3' – R02.

D(mm)	Famor (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
125	294796,28	6343532,63	6638328,91
160	478639,65	2546609,06	3025248,71
200	743718,66	1468829,56	2212548,22
250	1150832,79	1103477,31	<b>2254310,10</b>
315	1888178,07	978903,46	2867081,53
400	3035854,18	937648,29	3973502,47
500	4709337,87	925213,36	5634551,23
630	7508403,12	920949,26	8429352,39
710	9409623,62	920047,00	10329670,62
800	11940693,27	919541,55	12860234,82



**Figure IV.8:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3' – R02).

Lorsque la HMT du diamètre économique est dépassé la pression de service de la conduite, on prend une HMT inférieure à la première HMT, donc selon la combinaison des frais de rentabilisation et d'exploitation, on remarque que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP3' – R02) est **D = 250 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V= 1.63 m/s**.

#### IV.8.3 : Détermination des diamètres avantageux de l'adduction gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge, le diamètre avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval) et du débit d'eau demandé.

$$\Delta H_d = C_r - C_{tp} \quad (IV.18)$$

Avec :

$C_r$  : la côte du radier du réservoir tampon.

$C_{TP}$  : côte de trop plein du réservoir récepteur.

Il est essentiel de vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0,50 m/s et 4 m/s. Une vitesse inférieure à 0,50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air a du mal à s'acheminer vers les points hauts. D'autre part, des vitesses élevées peuvent entraîner des difficultés d'exploitation : augmentation du coup de bélier, risque de cavitation et bruits possibles, ainsi qu'une probabilité accrue de fuites.

Dans le calcul, nous nous basons sur l'hypothèse que la charge disponible ( $\Delta H_d$ ) est égale aux pertes de charge ( $\Delta H_t$ ) engendrées dans les canalisations.

Donc on peut écrire que :

$$\Delta H_d = \Delta H_t = 1.1 * \Delta H_{lin}$$

L'équation à un seul inconnu que vous mentionnez semble liée aux diamètres intérieurs dans le contexte des réseaux de distribution d'eau.

$$C_r - C_{tp} = 1.1 * \left(\frac{3.592 \times Q}{C_{HW}}\right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

Il est rare de soutirer un diamètre normalisé ou proche d'être normalisé lors du calcul d'une conduite gravitaire. Dans le cas contraire, on sera obligé de remplacer notre conduit par deux conduites en série des diamètres D1 et D2 dont le diamètre calculé est compris entre ces deux diamètres.

$$D_1 < D < D_2$$

Le tronçon du diamètre le plus grand D1 sera placé en amont à la raison de ne pas gaspiller les pertes de charge au départ. DN1 est associé à la longueur (Leq-X) et DN2 à la longueur X. en cherche X

$$\Delta H_d = \Delta H_t = 1.1 * \left(\frac{3.592 \times Q}{C_{HW}}\right)^{1.852} \times \frac{X}{D_2^{4.87}} \times + 1.1 \times 1.1 * \left(\frac{3.592 \times Q}{C_{HW}}\right)^{1.852} \times \frac{L-X}{D_1^{4.87}}$$

- DN1 et DN2 : des diamètres en série
- ΔHd: charge disponible du tronçon.
- ΔHt: perte de charge totale du tronçon;
- L : la longueur du tronçon ;
- X : longueur du tronçon ayant le deuxième diamètre ;
- Q : débit véhiculé par l'adduction (m3/s) ;
- C<sub>HW</sub>: Coefficient de Hazen Williams.

**A.** Tronçon (réservoir tampon Oum Rich RT1 vers réservoir maqam R0)

Calcul de la longueur équivalente de la conduite du réservoir tampon vers le réservoir Oum Rich est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV.36:** La longueur du premier tronçon gravitaire de l'adduction.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir tampon RT1	Réservoir Oum Rich R0	68085,22	74893,742

- **Les caractéristiques des différents points**

Les altitudes des différents points du tronçon sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.37:** Les altitudes des différents points du tronçon RT1 - R0.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon RT1	757
2	Réservoir R0	621

**Tableau IV.38:** Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction RT1 - R0.

Tronçon	Débit (l/s)	Pente hydraulique	Longueur eq (m)	$\Delta H_d$	Dcal (mm)
RT1 - R0	120	0,001762	74893,742	132	405

- **Normalisation de diamètre**

On cherche la valeur de (X), en supposant que la charge disponible du tronçon est égale à la perte de charge, et que (DN1) est associé à la longueur ((Leq - X)) et (DN2) à la longueur (X). Après calcul, on trouve que (X = 1972,61)

**Tableau IV.39:** Diamètre avantageux pour le premier tronçon de l'adduction RT1 - R0.

Tronçon	Débit de tronçon(l/s)	D normalisé (mm)	Leq (m)	Lg (m)	$\Delta H$ (m)	V(m/s)
RT1 – R0	120	400	1972.61	1793.28	0.79	1.43
		500	72921.13	66291.94	122.21	0.91

Alors on va avoir un diamètre de **500 mm** sur une longueur de **72921.13 m** suivi de **400 mm** sur une longueur de **1972.61 m**. Les deux conduites sont en PEHD PN 16

- **Les frais d'investissement:**

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

**Tableau IV.40:** Frais d'investissement de la conduite gravitaire RT1 – R0.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv</sub> (DA)
400	11043.11	1793.28	19803434.4
500	17403.86	66291.94	1153735570
Investissement			1173539005

**B.** Tronçon (réservoir tampon RT2 vers la station de pompage SP3).

Calcul de la longueur équivalente de la conduite du réservoir tampon RT2 vers la station de pompage SP3 est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV.41:** La longueur du tronçon gravitaire de l'adduction RT2 – SP3.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir tampon RT2	Station de pompage SP3	5532.85	6086.134

- **Les caractéristiques des différents points :**

Les altitudes des différents points du tronçon sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.42:** Les altitudes des différents points du tronçon RT2 – SP3.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon RT2	1140
2	Station de pompage SP3	1115

**Tableau IV.43:** Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction RT2 – SP3.

Tronçon	Débit (l/s)	Pente hydraulique	Longueur eq (m)	$\Delta H_d$	Dcal (mm)
RT2 – SP3	48.37	0,0034505	6086.14	21	0.250

• Normalisation de diamètre

On cherche la valeur de (X), en supposant que la charge disponible dans le tronçon est égale à la perte de charge. De plus, on considère que le diamètre nominal (DN1) est associé à la longueur ((Leq- X)) et (DN2) à la longueur (X). Après calcul on trouve que X= 1976.84m

**Tableau IV.44:** Diamètre avantageux pour le premier tronçon de l'adduction RT2 – SP3.

Tronçon	Débit de tronçon(l/s)	D normalisé (mm)	Leq (m)	Lg (m)	$\Delta H$ (m)	V(m/s)
RT2 – SP3	48.37	250	1976.84	1797.13	12.53	1.27
		315	4109.29	3735.72	8.47	0.80

Alors on va avoir un diamètre de **315 mm** sur une longueur de 4109.29m suivi de **250 mm** sur une longueur de 1976.84 m. Les deux conduites sont en PEHD PN 10.

• Les frais d'investissement:

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

**Tableau IV.45:** Frais d'investissement de la conduite gravitaire RT2 – SP3.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv</sub> (DA)
250	2 946,90	1797.13	5295954.77
315	4 721,74	3735.72	17639110.78
Investissement			22935065.55

C. Tronçon (réservoir Ouled Antar R02 vers le réservoir Ouled Hellal R03).

Calcul de la longueur équivalente de la conduite du réservoir Ouled Antar R02 vers le réservoir Ouled Hellal R03 est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV.46:** La longueur du tronçon gravitaire de l'adduction R02 – R03.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir R02	Réservoir R03	9380	10318

• **Les caractéristiques des différents points :**

Les altitudes des différents points du tronçon sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 47:** Les altitudes des différents points du tronçon R02 – R03

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir R02	1388
2	Réservoir R03	1303

**Tableau IV.48 :** Diamètre calculé pour le premier tronçon de l'adduction R02 – R03

Tronçon	Débit (l/s)	Pente hydraulique	Longueur eq (m)	$\Delta H_d$	Dcal (mm)
RT2 – SP3	29.42	0,00785036	6086.14	81	0.175

• **Normalisation de diamètre**

On cherche la valeur de X, en supposant que la charge disponible dans le tronçon est égale à la perte de charge. De plus, DN1 est associé à la longueur (Leq-X) et DN2 à la longueur X. Nous cherchons donc la valeur de X. Après calcul, nous trouvons que  $X = 237,56$  m.

**Tableau IV.49:** Diamètre avantageux pour le premier tronçon de l'adduction R02 - R03

Tronçon	Débit de tronçon(l/s)	D normalisé (mm)	Leq (m)	Lg (m)	$\Delta H$ (m)	V(m/s)
R02 – R03	29.42	160	237.56	215.96	5.23	1.89

		200	10080.44	9164 .04	75 .66	1.21
--	--	-----	----------	----------	--------	------

Alors on va avoir un diamètre de **200 mm** sur une longueur de 10080.44 m suivi de **160** sur 10080.44 une longueur de m. Les deux conduites sont en PEHD PN 10.

- **Les frais d'investissement**

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

**Tableau IV. 50:** Frais d'investissement de la conduite gravitaire R02 – R03

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv</sub> (DA)
160	1232.61	215.96	266196.01
200	1884.94	9164.04	17273663.19
Investissement			17539859.19

**IV.8.4 : Récapitulation des résultats de tout le réseau**

Voici le tableau résumant les résultats du calcul hydraulique pour le matériau de tuyauterie PEHD :

**Tableau IV.51:** Les tronçons de l'adduction.

Tronçon	La côte		Type d'écoulement	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	La vitesse (m/s)	Longueur(m)	Gamme de production
	Le départ	L'arrivée						
RT1- SP0	757	621	Gravitaire	120	400	1.43	1972.61	PEHD PN 16
					500	0.91	72921,13	PEHD PN 16
SP0 - SP1	621	748	Refoulement	120	315	2.55	2484.41	PEHD PN 20
SP1 - SPb	748	863	Refoulement	52,99	200	2.52	1173.6	PEHD PN 16
SPb - R01	863	1042	Refoulement	52,99	250	1,79	647.45	PEHD PN 20
SP1 - SP1'	748	883	Refoulement	48,37	250	1.47	900	PEHD PN 16

SP1'- SP2	883	1020	Refoulement	48,37	250	2.56	1388.30	PEHD PN 20
SP2 - RT2	1020	1140	Refoulement	48,37	250	1.63	3002.03	PEHD PN 20
RT2 - SP3	1140	1115	Gravitaire	48,37	250	1.27	1797.13	PEHD PN 10
				48,37	315	0.8	3735.72	PEHD PN 10
SP3- SP3'	1115	1242	Refoulement	48,37	200	2.56	1959.86	PEHD PN 20
SP3'- R02	1242	1388	Refoulement	48,37	250	1.63	2497.77	PEHD PN 20
R02 - R03	1388	1303	Gravitaire	29,42	160	1.89	215.96	PEHD PN 10
					200	0.21	9164.04	PEHD PN 10

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons étudié une adduction mixte, alternant entre l'adduction par refoulement et celle par gravité. Le dimensionnement des conduites de refoulement tient compte des études technico-économiques, en prenant en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation, ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres. En revanche, celui des conduites gravitaires est basé sur la charge disponible.

# Stockage

## Introduction

Le stockage de l'eau potable est un élément essentiel dans les systèmes d'alimentation en eau potable. L'objectif Donc de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et de les vérifier par rapport aux volumes existants, afin d'assurer le meilleur fonctionnement des réseaux.

### V.1: Le rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions multiples et de nature à la fois technique et économique. [10]

#### V.1.1: Fonction technique

- Régulation du débit : Le réservoir joue un rôle de régulateur de débit, permettant d'adapter la production d'eau à la consommation.
- Sécurité de l'approvisionnement : En cas d'incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (comme une pollution, une rupture de canalisation ou une interruption de l'alimentation en énergie), le réservoir assure la sécurité de l'approvisionnement.
- Régulation de la pression : La charge du réservoir conditionne la perte de charge sur le réseau, ce qui en fait un régulateur de pression.
- Simplification de l'exploitation : Le réservoir permet d'arrêter certaines installations pour l'entretien ou la réparation.
- Désinfection : Les réservoirs situés en aval immédiat d'une station de désinfection garantissent un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, assurant ainsi une désinfection adéquate avant la distribution.

#### V.1.2: Fonction économique

- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent entraîner des économies significatives sur les investissements nécessaires pour le réseau de distribution en réduisant le diamètre des canalisations principales (réservoir d'équilibre).
- Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures où le coût de l'énergie est plus faible.

## V.2 : Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants : [4]

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
  - Réservoirs métalliques
  - Réservoirs en maçonnerie
  - Réservoirs en béton armé
  - Réservoirs en plastique
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
  - Réservoirs enterrés
  - Réservoirs semi enterrés
  - Réservoirs surélevés
  - Même niveau: sur sol
- D'après la forme de la cuve
  - Réservoirs carrés.
  - Réservoirs circulaires.
  - Réservoirs rectangulaires.
- D'après la nature du liquide :
  - Réservoirs d'eau
  - Réservoirs à hydrocarbure (pétrole, essence)
- D'après le mode de couverture :
  - Réservoirs non couverts.
  - Réservoirs couverts.
- D'après des considérations esthétiques, ils peuvent :
  - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage.
  - Soit s'intégrer au paysage.

### **V.3: Emplacement du réservoir**

Le choix de l'emplacement des réservoirs doit garantir une alimentation en eau au point le plus défavorable. Il dépend de la topographie du lieu. Après une étude économique, on pourra déterminer le meilleur emplacement possible.

### **V.4: Choix du réservoir**

La classification dépendra naturellement de chaque cas. Il est préférable d'utiliser un réservoir enterré, semi-enterré ou surélevé avec une dalle légèrement enterrée. Le choix du réservoir dépendra des facteurs suivants :

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

### V.5: Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation

Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie. Cela signifie qu'il faut prendre en considération à la fois le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation, en tenant compte du jour de plus forte consommation ainsi que de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est également possible de réduire la capacité des réservoirs en calculant le volume minimum nécessaire pour assurer la continuité de la distribution. Dans certains cas, le réservoir peut même servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe. [3]

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

#### V.5.1 : Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera [3]

$$V_r = \frac{Q_{\max j} * R_{\max}}{100} \quad (V.1)$$

Avec :

$V_r$  : volume de régulation de réservoir (m<sup>3</sup>).

$R_{\max}$  : résidu maximal.

$Q_{\max j}$  : débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m<sup>3</sup>/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60m<sup>3</sup>/h, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m<sup>3</sup>. Le volume du réservoir serait

Donc :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (V.2)$$

### V.5.2 : Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le tracé des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. [3]

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

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

$$V_r = \frac{Q_{max j} * R_{max}}{100}$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

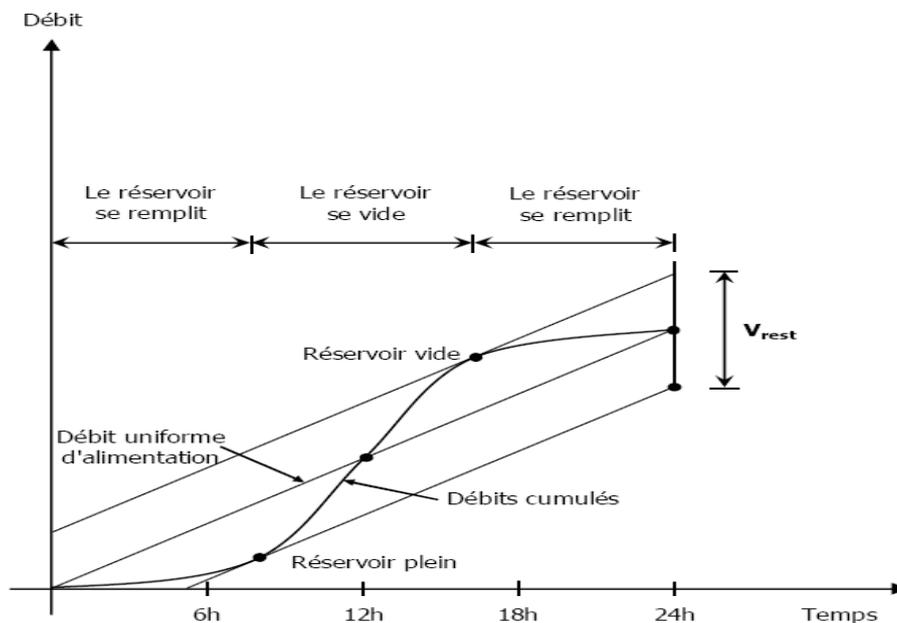


Figure V.1: Méthode graphique.

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs tampons et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

- **Les bâches de reprises** : Les bâches de reprises sont des réservoirs utilisés pour l'alimentation directe en eau des stations de pompage.
- **Les Réservoirs tampons** : Un réservoir tampon est un réservoir de charge qui assure la pression grâce à un écoulement gravitaire, généralement alimenté par refoulement. Son objectif est d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adduction situé en aval.
- **Réservoirs de stockage** : Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution. [3]
- **Brise charge** : N'est autre qu'un réservoir intermédiaire dans lequel une partie d'énergie que possède l'eau à son entrée se trouve brisée, La capacité du brise charge est déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne, l'objectif étant de maintenir le plein de la conduite aval. [3]

#### V.6 : Dimensionnement des réservoirs d'alimentation

Dans cette présente étude, quatre réservoirs terminaux doivent être prévus, et leurs capacités sont déterminées par la méthode analytique :

##### V.6.1 : Réservoir 2\*9000 m<sup>3</sup>

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de 2\*9000 est donnée dans le tableau suivant :

La fraction horaire du débit maximum journalier sont donnés à l'annexe V.1

**Tableau V.1:** Evaluation du volume résiduel du réservoir 2\*9000.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1,5	3,5		12
1-2	5	1,5	3,5		15,5
2-3	5	1,5	3,5		19
3-4	5	1,5	3,5		22,5
4-5	5	2,5	2,5		25
5-6	5	3,5	1,5		26,5
6-7	5	4,5	0,5		27
7-8	5	5,5		0,5	26,5

8-9	5	6,25		1,25	25,25
9-10	5	6,25		1,25	24
10-11	5	6,25		1,25	22,75
11-12	5	6,25		1,25	21,5
12-13	5	5		0	21,5
13-14	5	5		0	21,5
14-15	5	5,5		0,5	21
15-16	5	6		1	20
16-17	5	6		1	19
17-18	0	5,5		5,5	13,5
18-19	0	5		5	8,5
19-20	0	4,5		4,5	4
20-21	0	4		4	0
21-22	5	3	2		2
22-23	5	2	3		5
23-24	5	1,5	3,5		8,5
TOT	100	100	27	27	

#### V.6.1.1 : Calcul de la capacité du réservoir 2\*9000 m3

Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{10368 \cdot 27}{100}$

$$V_r = 2799,36 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera :  $V_t = 2799,36 + 120$

$$V_t = 2919,36 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 3000 \text{ m}^3$ .

#### V.6.2 : Réservoir Boghar m3

L'évaluation du volume résiduel du réservoir Boghar est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V.2:** Evaluation du volume résiduel du réservoir Boghar.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1,5	3,5		12
1-2	5	1,5	3,5		15,5
2-3	5	1,5	3,5		19
3-4	5	1,5	3,5		22,5
4-5	5	2,5	2,5		25
5-6	5	3,5	1,5		26,5
6-7	5	4,5	0,5		27
7-8	5	5,5		0,5	26,5

8-9	5	6,25		1,25	25,25
9-10	5	6,25		1,25	24
10-11	5	6,25		1,25	22,75
11-12	5	6,25		1,25	21,5
12-13	5	5		0	21,5
13-14	5	5		0	21,5
14-15	5	5,5		0,5	21
15-16	5	6		1	20
16-17	5	6		1	19
17-18	0	5,5		5,5	13,5
18-19	0	5		5	8,5
19-20	0	4,5		4,5	4
20-21	0	4		4	0
21-22	5	3	2		2
22-23	5	2	3		5
23-24	5	1,5	3,5		8,5
TOT	100	100	27	27	

### V.6.2.1 : Calcul de la capacité du réservoir Boghar

Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{4578 \times 27}{100}$

$$V_r = 1236,07 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera :  $V_t = 1236,07 + 120$

$$V_t = 1356,07 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 1500 \text{ m}^3$ .

### V.6.3 : Réservoir Ouled Antar

L'évaluation du volume résiduel du réservoir Boghar est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V. 3:** Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Antar.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	5	1	4		13
1 - 2	5	1	4		17
2 - 3	5	1	4		21
3 - 4	5	1	4		25
4 - 5	5	2	3		28
5 - 6	5	3	2		30

6 - 7	5	5	0		30
7 - 8	5	6,5		1,5	28,5
8 - 9	5	6,5		1,5	27
9 -10	5	5,5		0,5	26,5
10 - 11	5	4,5	0,5		27
11 -12	5	5,5		0,5	26,5
12 - 13	5	7		2	24,5
13 - 14	5	7		2	22,5
14 - 15	5	5,5		0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5		22,5
16 - 17	5	5	0		22,5
17- 18	0	6,5		6,5	16
18 - 19	0	6,5		6,5	9,5
19 - 20	0	5		5	4,5
20 - 21	0	4,5		4,5	0
21 - 22	5	3	2		2
22 - 23	5	2	3		5
23 - 24	5	1	4		9
Totale	100	100	31	31	

### V.6.3.1: Calcul de la capacité du réservoir Ouled Antar

Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{4178.77 \cdot 31}{100}$   $V_r = 1253.63 \text{ m}^3$

La capacité totale sera :  $V_t = 1253.63 + 120$   $V_t = 1373.63 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 1500 \text{ m}^3$ .

### V.6.4 : Réservoir Ouled Hellal

L'évaluation du volume résiduel du réservoir Boghar est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V.4:** Evaluation du volume résiduel du réservoir Ouled Hellal

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	1	3,17		9,67
0-2	4,17	1	3,17		12,83
0-3	4,17	1	3,17		16
0-4	4,17	1	3,17		19,17

0-5	4,17	2	2,17		21,33
0-6	4,17	3	1,17		22,5
0-7	4,17	5		0,83	21,67
0-8	4,17	6,5		2,33	19,33
0-9	4,17	6,5		2,33	17
0-10	4,17	5,5		1,33	15,67
0-11	4,17	4,5		0,33	15,33
0-12	4,17	5,5		1,33	14
0-13	4,17	7		2,83	11,17
13-14	4,17	7		2,83	8,33
14-15	4,17	5,5		1,33	7
15-16	4,17	4,5		0,33	6,67
16-17	4,17	5		0,83	5,83
17-18	4,17	6,5		2,33	3,5
18-19	4,17	6,5		2,33	1,17
19-20	4,17	5		0,83	0,33
20-21	4,17	4,5		0,33	0
21-22	4,167	3	1,167		1,167
22-23	4,167	2	2,167		3,33
23-24	4,167	1	3,167		6,5
TOT	100	100	22,5	22,5	

#### V.6.4.1: Calcul de la capacité du réservoir Ouled Hellal

Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{2542.26 \cdot 22.5}{100}$   $V_r = 572.01 \text{ m}^3$

La capacité totale sera :  $V_t = 572.01 + 120$   $V_t = 692.01 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 750 \text{ m}^3$ .

Les résultats de calcul par utilisation de la méthode analytique sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5:** Récapitulation de calcul des réservoirs pour l'horizon 2054.

Réservoirs	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	V calculé (m <sup>3</sup> )	V normalisé (m <sup>3</sup> )	V existant (m <sup>3</sup> )	V projeté (m <sup>3</sup> )
2 *9000	10368	2919,36	3000	18000	-
Boghar	4578,04	1356,07	1500	1000	500

Ouled Antar	4178,77	1373.63	1500	1000	500
Ouled Hellal	2542,26	692.01	750	500	250

### V.7: Forme des réservoirs de stockage

En ce qui concerne la forme des réservoirs de stockage, on opte pour la forme circulaire étant donné que nos volumes sont tous inférieurs à 10 000 m<sup>3</sup>. La hauteur de l'eau dans la cuve varie généralement entre 3 et 6 mètres. Cependant, les réservoirs de grande capacité dans les agglomérations importantes peuvent atteindre des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 mètres.

- Le Diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_n}{h}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}} \quad (\text{V.4})$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{V.5})$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{V.6})$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \quad (\text{V.7})$$

R : marge de sécurité

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad (\text{V.8})$$

**Tableau V.6:** Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs projetés de la zone d'étude.

Réservoir	Vn (m3)	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	D (m)	H (m)	H inc (m)
Boghar	500	4.6	109	12	5.1	1.104
Ouled Antar	500	4.6	109	12	5.1	1.104
Ouled Hellal	250	4.6	54	8	5.1	2.21

**V.7: Dimensionnement du réservoir tampon**

Le réservoir tampon est une structure qui reçoit les eaux pompées par refoulement et les transporte gravitairement vers les réservoirs de distribution. Il joue également le rôle de relais, permettant le transit du débit refoulé.

Heures	Refoulement (%)	Gravitaire (%)	Résiduel (%)	Cum de résidu
0-1	5	4,17	0,83	0,83
1-2	5	4,17	0,83	1,67
2-3	5	4,17	0,83	2,5
3-4	5	4,17	0,83	3,33
4-5	5	4,17	0,83	4,17
5-6	5	4,17	0,83	5
6-7	5	4,17	0,83	5,83
7-8	5	4,17	0,83	6,67
8-9	5	4,17	0,83	7,5
9-10	5	4,17	0,83	8,33
10-11	5	4,17	0,83	9,17
11-12	5	4,17	0,83	10
12-13	5	4,17	0,83	10,83
13-14	5	4,17	0,83	11,67
14-15	5	4,17	0,83	12,5
15-16	5	4,17	0,83	13,33
16-17	5	4,17	0,83	14,17
17-18	0	4,17	-4,17	10
18-19	0	4,17	-4,17	5,83
19-20	0	4,17	-4,17	1,67
20-21	0	4,17	-4,17	-2,5
21-22	5	4,17	0,83	-1,67
22-23	5	4,17	0,83	-0,83
23-24	5	4,17	0,83	0
Totale	100	100	0	

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_r = \frac{|R_{\max}| + |R_{\min}|}{100} Q_{\max j} \quad (\text{V.9})$$

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

#### V.8.1: réservoir tampon Oum riche RT1 :

$$V_r = \frac{|14.17| + |-2.5|}{100} * 10368 = 1209.6 \text{ m}^3$$

#### V.8.2: réservoir tampon RT2

$$V_r = \frac{|14.17| + |-2.5|}{100} * 6721.04 = 784.12 \text{ m}^3$$

**Tableau V.7:** Récapitulation de calcul des réservoirs tampons pour l'horizon 2054.

Réservoirs	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	V calculé (m <sup>3</sup> )	V normalisé (m <sup>3</sup> )	V existant (m <sup>3</sup> )	V projeté (m <sup>3</sup> )
RT1	10368	1209.6	1500	2*1000	-
RT2	6721.04	784.12	1000	500	500

**V.8.3: Forme des réservoirs tampons**

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme circulaire de la section.

- **Le diamètre D de la cuve**

On pose h=4.6 m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 4.6}} = 12 \text{ m} \Rightarrow D = 12 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{500}{4.6} = 109 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il est essentiel de prévoir un espace appelé "revenge" ou "matelas d'air" d'une épaisseur variant entre 0,25 et 1 mètre au-dessus du plan d'eau. On prend: R = **0.30 m**

$$\text{AN: } H = h + R = 4.6 + 0.3 = 4.9 \text{ m}$$

**V.9: Bâches de reprise pour différentes stations de pompage**

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. Cette bache de reprise est située à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes, afin de prévenir d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation. Dans notre cas, la bache de reprise joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, généralement estimé à un quart d'heure à 30 minutes. [3]

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{maxj} \cdot t}{T} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : débit maximal journalier total

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

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

**Tableau V.8:** Représentation des dimensions des bâches de reprise.

Bâche de reprise	Q max j (m <sup>3</sup> /j)	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	H(m)
SP0	10368	300	10	65.22	4.9
SP1	8756.8	250	9	54.38	4.9
SPb	4578.04	150	7	32.61	4.9
SP1'	4178.8	150	7	32.61	4.9
SP2	4178.8	150	7	32.61	4.9
SP3	4178.8	150	7	32.61	4.9
SP3'	4178.8	150	7	32.61	4.9

### Conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il est nécessaire de planifier de nouveaux réservoirs. Selon nos calculs, les volumes actuels sont insuffisants pour toutes les communes. Par conséquent, il est essentiel de projeter de nouveaux réservoirs afin de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2054.

# Pompage et protection anti-bélier

## Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques utilisées pour élever l'eau à une altitude supérieure. Cela se produit lorsque nous devons transporter des fluides depuis un point de départ vers un point d'arrivée en raison de contraintes topographiques. Le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas uniquement de la qualité des pompes ou des appareils qui la composent, mais aussi, dans une très large mesure, de la conception, de la réalisation et de l'exploitation de l'installation.

### VI.1 : Définition

Une pompe est un dispositif qui permet d'aspirer et de refouler un fluide. Ces machines sont conçues pour élever l'eau d'un point bas vers un point plus élevé en transformant l'énergie électrique en énergie hydraulique. Elles assurent un débit ( $Q$ ) à une hauteur ( $H$ ). En traversant la pompe, le liquide reçoit de l'énergie, ce qui lui permet de passer d'une zone de basse pression à une zone de haute pression. [12]

### VI.2 : Choix de variantes pour les stations de pompage

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont telles : [17]

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

### VI.3 : Choix du type de pompe

Les critères de sélection pour le choix du type de pompe sont les suivants : [17]

- Assurer le débit requis ( $Q_{app}$ ) et la hauteur manométrique totale (HMT) avec le meilleur rendement.

- Vérifier l'absence de cavitation.
- Opter pour un encombrement et un poids réduit.
- Privilégier une vitesse de rotation élevée.
- Minimiser la puissance absorbée.
- Préférer les pompes fabriquées en série.

#### VI.4 : Choix du nombre de pompes

Voici les critères de choix du nombre de pompes pour un système de distribution d'eau :

1. **Nombre de pompes minimal (n)** : Il est important de déterminer combien de pompes sont nécessaires pour répondre à la demande en eau. Cela dépend de la capacité requise du système et de la redondance souhaitée. Plusieurs pompes peuvent être utilisées en parallèle pour assurer une alimentation continue en cas de panne d'une pompe.
2. **Meilleur rendement** : Le choix du nombre de pompes doit tenir compte du rendement global du système. L'utilisation de plusieurs pompes peut permettre de répartir la charge et d'optimiser le rendement énergétique.
3. **Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale** : Le NPSH est un paramètre essentiel pour éviter la cavitation dans les pompes. Il est important de s'assurer que le nombre de pompes sélectionné permettra d'atteindre le NPSH requis pour un fonctionnement sans problèmes.
4. **Puissance absorbée minimale** : Le choix du nombre de pompes doit également prendre en compte la puissance électrique totale absorbée par le système. Il est important de dimensionner les pompes de manière à optimiser l'efficacité énergétique tout en répondant aux besoins en eau.

#### VI.5 : Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

La courbe caractéristique d'une conduite représente les variations de la perte de charge totale en fonction du débit pour une canalisation de diamètre (D) et de longueur (L). Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + \Delta H_t \quad (VI.1)$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$\Delta H_t$  : les pertes de charges totale (m) ;

$$\Delta H_t = 1.1 \times \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} \quad (\text{IV.2})$$

$C_{HW}$  : Coefficient de Hazen Williams ;

$D$  : diamètre intérieur de la conduite. ;

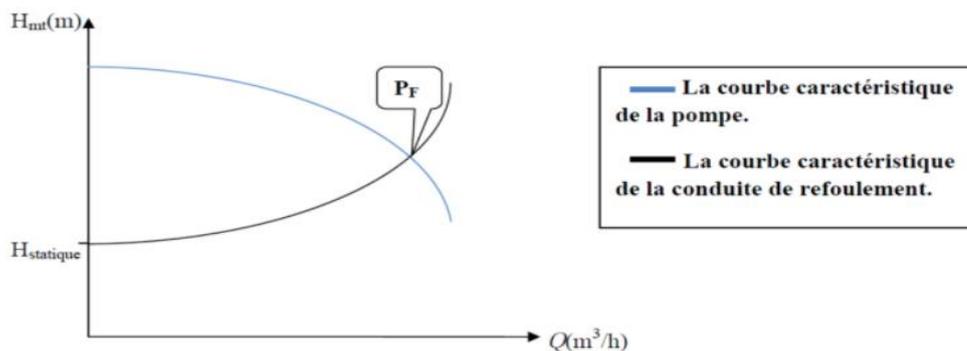
$L$  : Longueur de la conduite(m).

## VI.6 : Caractéristiques de la pompe

### VI.6.1 : Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe en fonctionnement (H-Q) et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement (Hc-Q).

La pompe fonctionnera de manière optimale si le point de fonctionnement se situe dans la zone non cavitationnelle et si le débit correspondant se trouve dans la plage de fonctionnement adéquate. [2]



**Figures VI.1:** Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.

### VI.7.2: Type et mode de réglage

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

**A. Débit disponible > Débit appelé:** Lorsque le débit pompé est supérieur à la demande, on peut corriger cet excès en utilisant l'un des modes de réglage suivants:

- **Réglage qualitatif** : Réduire la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable (par exemple, avec un moteur à vitesse variable).
- **Réglage quantitatif** (ou vannage) : Fermer partiellement le robinet vanne de refoulement.
- **Augmentation des pertes de charge** dans les conduites de refoulement : Cela peut être réalisé en augmentant les singularités telles que les diffuseurs, les rétrécissements brusques ou les coudes.
- **Diminution du temps de pompage** : Si le pompage s'effectue depuis un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (VI.3)$$

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

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

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

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

#### **B. Débit disponible < Débit appelé**

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

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

### VI.7.3 : Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui se produit dans les pompes lorsque le liquide est perturbé à l'entrée de la pompe en fonctionnement. Cela se produit lorsque, à température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau. En général, on considère que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. Cependant, en réalité, il peut s'agir de la création de bulles d'air dissous dans le liquide (surtout dans le cas de l'eau), ce que l'on appelle alors la cavitation apparente. Ce phénomène peut entraîner des problèmes de performance et d'usure des composants de la pompe. Pour éviter la cavitation, il est important de choisir des pompes appropriées, de surveiller les conditions de fonctionnement et de maintenir une pression adéquate à l'entrée de la pompe.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation. La condition suivante doit être vérifiée :

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

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

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

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

$r$  : marge de sécurité.

$$r = (0.3 - 0.5) \text{ m.}$$

On prend :  $r = 0.3 \text{ m.}$

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 opte pour une installation en charge au niveau de la station de pompage.

Alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

- Pour les installations en charge

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{v_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (VI.5)$$

- Pour les installations en aspiration

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_{at} - T_v - \frac{v_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (VI.6)$$

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

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

$$P_{at} = 10.33 - 0.00139 * H \quad (VI.7)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

**Tableau VI.1:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T <sub>v</sub> (m.c.e)	0.09	0.12	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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI.8)$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} : \text{elle sera estimé par } \Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 * Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}} \quad (VI.9)$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VI.10)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

$$D_a = (1,2 - 1,5) * d_a \quad (VI.11)$$

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration.

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

- **Calage de la pompe**

Le calage de la pompe consiste à déterminer précisément la position de l'axe de la pompe par rapport au niveau de l'eau d'aspiration. L'objectif est de garantir un fonctionnement sans risque de cavitation. La cavitation est un phénomène indésirable qui se

produit lorsque la pression de l'eau chute en dessous de la pression de vapeur, créant des bulles de vapeur qui peuvent endommager la pompe.

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (\text{VI.13})$$

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

- $\nabla_{axe}$  : niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;
- $\nabla_{min}$  : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;
- $r$  : marge de sécurité.  $r = (0.1 - 0.3) m$ .
- $C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;
- $h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;
- $i_{nc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

$r$  : marge de sécurité.  $r = (0.1 - 0.3) m$ .

## VI. 8 : Choix des pompes pour chaque refoulement

À l'aide d'un logiciel de sélection, on introduit le débit et la charge demandés, ainsi que le type de pompe souhaité (monocellulaire à axe horizontal, multicellulaire à axe horizontal, à axe vertical, etc.). Le logiciel nous fournit une gamme de pompes en fonction de la demande.

Le tableau suivant répertorie les débits, les hauteurs géométriques et les hauteurs manométriques des diamètres économiques choisis dans le chapitre IV du dimensionnement du système d'adduction. Ces valeurs sont utilisées pour calculer le refoulement de chaque cas.

**Tableau VI.2:** Les données du choix des pompes.

Départ	L'arrivée	Q (l/s)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
SP0	SP1	120	127	178.03
SP1	SPb	52.99	115	152.61
	SP1'	48.37	135	143
SPb	R01	52.99	179	188

SP1'	SP2	48.37	137	153
SP2	RT2	48.37	94	129
SP3	SP3'	48.37	127	196
SP3'	R02	48.37	146	175

### Remarque

La station de pompage "SP1" refoule l'eau vers deux destinations différentes : la station de pompage SPb et la station de pompage SP1'. Étant donné que les débits refoulés pour chaque destination sont différents, cela entraîne deux valeurs de hauteur manométrique totale (HMT) considérablement éloignées. Par conséquent, il est recommandé d'installer deux types de pompes (le type approprié pour chaque cas) dans la même station de pompage SP1.

#### VI.8.1 : Refoulement : la station de pompage SP0 vers la station de pompage SP1

- $Q = 120$  (l/s)
- $HMT = 178.03$  (m)
- $H_g = 127$  (m)

Voici un résumé des pompes adaptées aux caractéristiques de refoulement SP0 à SP1 :

**Tableau VI.3:**Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP0 – SP1.

N	Q app (l/s)	HMT (m)	H <sub>g</sub> (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	η(m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	120	178,03	127,00	/	/	/	/	/	/	/
2	60	178,03	127,00	Modèle 1	64,6	186	75,5	2900	161	5.23
3	40	178,03	127,00	Modèle 2	39.7	177	77.2	2900	88.9	4.38
4	30	178,03	127,00	Modèle 3	27.7	177	76.8	2900	68.7	3.4
5	24	178,03	127,00	Modèle 4	25.8	186	75.6	2900	61.9	3.98
6	20	178,03	127,00	Modèle 5	19.1	173	75.9	1450	42.6	1.92

### Choix du type de pompe

D'après le tableau (VI.3), on peut conclure que la variante avec cinq (05) pompes est la meilleure en termes de rendement, de puissance absorbée et de (NPSH)<sub>r</sub>.

### Conclusion

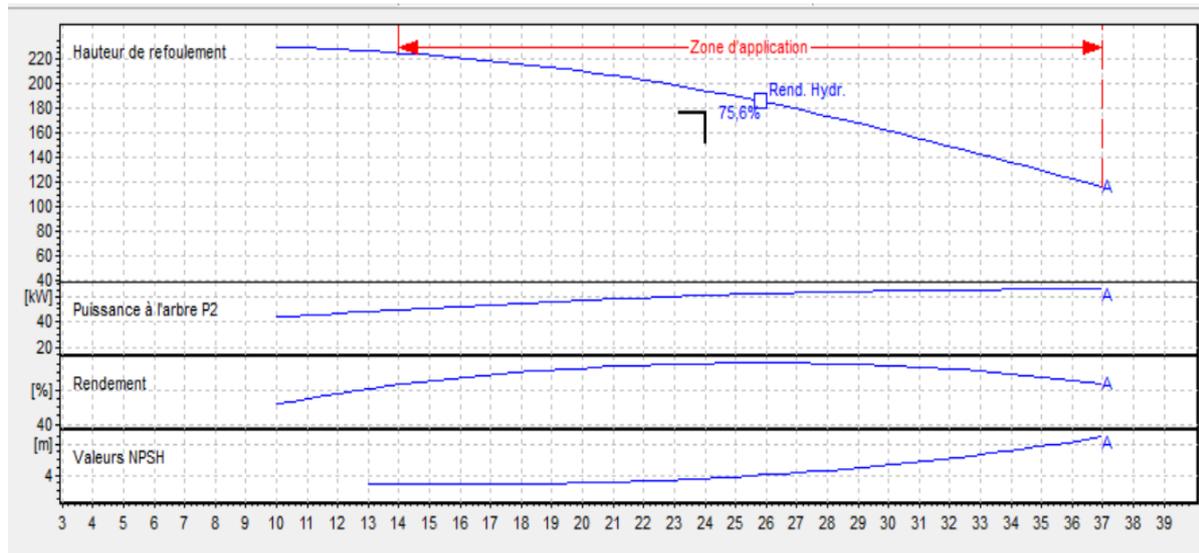
Nous choisissons le cinquième modèle, le PM80/4A du catalogue CAPRARI, avec six pompes principales et deux pompes de secours. Ces sept pompes sont identiques et seront installées en parallèle.

### Courbes caractéristiques des pompes choisies

Les courbes caractéristiques de la pompe sont les suivantes :

- Courbe [H-Q] : Elle représente la hauteur manométrique totale (H) en fonction du débit (Q).
- Courbe [P<sub>abs</sub> - Q] : Elle montre la puissance absorbée (P<sub>abs</sub>) en fonction du débit (Q).
- Courbe [ $\eta$  - Q] : Elle indique le rendement ( $\eta$ ) de la pompe en fonction du débit (Q).
- Courbe [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] : Elle représente la hauteur de refoulement net positive (NPSH)<sub>r</sub> requise en fonction du débit (Q).

Ces courbes ont été obtenues à partir du logiciel de pompage et sont illustrées dans la figure (VI.1) pour le quatrième type de pompe de la station de pompage mère SP0, qui assure le pompage vers SP1.



Figures VI.2: Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP0 – SP1.

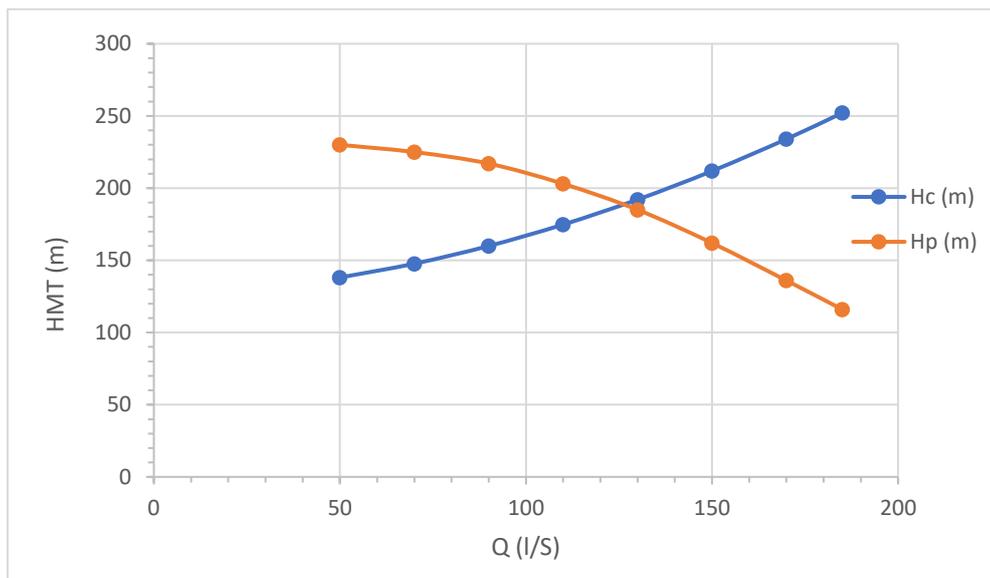
On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP0 et le SP1, la conduite a une longueur de 2484.41m et un diamètre de 315 mm.

Tableau VI.4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP0 – SP1.

Q (l/s)	Hg (m)	Leq (m)	Déc (mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc (m)
50	127	2732,85	315	11,09	138,09
70	127	2732,85	315	20,69	147,69
90	127	2732,85	315	32,95	159,95
110	127	2732,85	315	47,78	174,78
130	127	2732,85	315	65,10	192,10
150	127	2732,85	315	84,85	211,85
170	127	2732,85	315	106,99	233,99
185	127	2732,85	315	125,13	252,13

Le point de fonctionnement d'une pompe correspond à l'intersection entre les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite. Cette situation est illustrée dans la figure ci-dessous :

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.3:** Point du fonctionnement de la pompe (SP0 - SP1).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 130 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 188 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit au point de fonctionnement est supérieur au débit requis, et la hauteur manométrique au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique requise. Pour garantir le bon fonctionnement de notre pompe, nous calculons l'intervalle  $I_{fct}$  comme suit :

$$I_{fct} = [90 \% Q_{pf} ; 110 \% Q_{pf}] \tag{VI.15}$$

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

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 130 \text{ l/s}$ ,

$90\% Q_{pf} = 117 \text{ l/s}$ .

$110\% Q_{pf} = 143 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [117 ; 143]$

D'où :  $Q \text{ app} = 120 \text{ l/s} \in [117 ; 143]$  ; donc la pompe est réglée

**Conclusion**

La pompe que vous avez mentionnée semble être un bon choix. Si elle est bien calibrée et fonctionne dans des conditions optimales, elle devrait répondre à vos besoins. Cependant, si un surplus d'eau apparaît, vous pouvez envisager d'ajouter un vannage léger pour réguler le débit.

## Dimensionnement des équipements des pompes

### A. Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être positionnée sur une butée. Elle est dimensionnée de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex. C'est pourquoi il est impératif de respecter une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 100 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160 mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 1.9 \text{ m/s}$$

### C. Vérification de la condition de non-cavitation

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

La tension de vapeur de l'eau à une température de 20°C

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 3 m.

Dans votre cas, l'altitude de la station de pompage est de 621 m. Nous pouvons calculer la pression atmosphérique comme suit :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 9.47$$

$$P_{atm} = 9.47 \text{ m.c.e.}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10 m

On a installation en aspiration :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_{at} - T_v - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \Delta h_{asp}$$

$$\Delta H_{asp \text{ lin}} = 0.26 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.28 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 5.44 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 3.3 > 3$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation.

### Calage de la pompe

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{\min} = 621.5\text{m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 227.24\text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 227.24 m.NGA pour éviter la cavitation.

### VI.8.2 : Refoulement : la station de pompage SP1 vers la station de pompage SPb

- $Q = 52.99$  (l/s)
- $HMT = 152.61$  (m.c.e)
- $H_g = 115$  (m)

Voici un résumé des pompes adaptées aux caractéristiques de refoulement SP1 à SPb :

**Tableau VI.5:** Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP1 – SPb.

N	Q app (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	$\eta$ (m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	52,99	152,61	115	Modèle 1	60.6	164	75	2900	130	4.82
2	26,49	152,61	115	Modèle 2	27.7	156	75.6	2900	57.6	3.32
3	17,66	152,61	115	Modèle 3	18.8	157	75.9	1450	38.1	1.92
4	13,25	152,61	115	Modèle 4	14.6	161	74.3	1450	31.8	1.9
5	10,60	152,61	115	Modèle 5	10.9	154	72.6	1450	22.7	1.44
6	8,83	152,61	115	Modèle 6	9.72	161	70.6	1450	21.8	1.4

#### A. Choix du type de pompe :

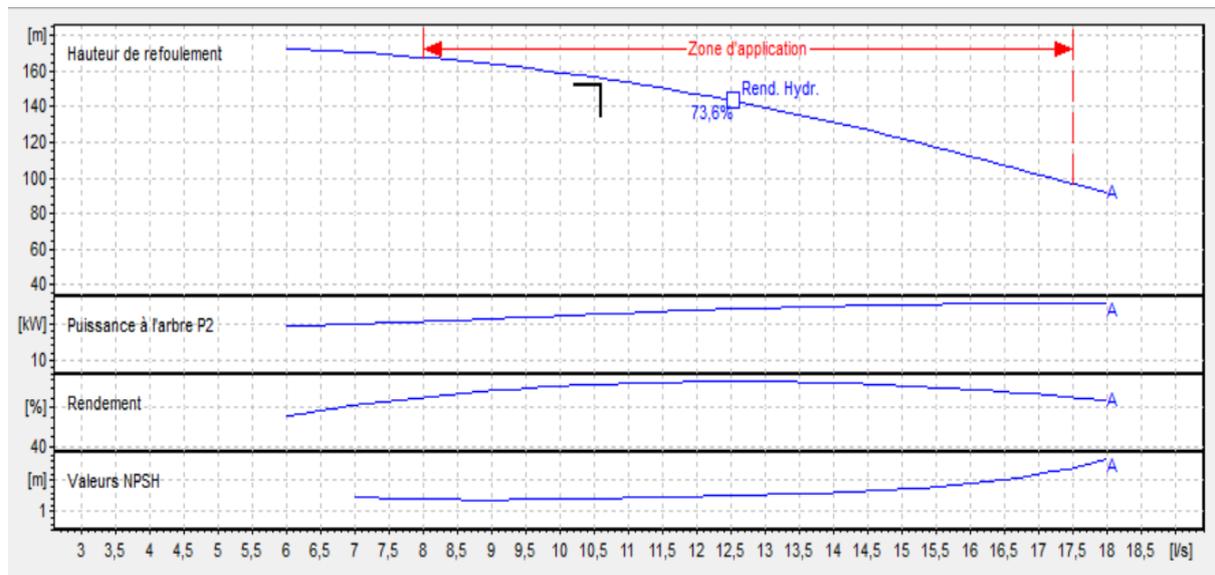
D'après le tableau (VI.6), il semble que la variante avec cinq (05) pompes soit la plus performante en termes d'efficacité, de puissance absorbée et de (NPSH)<sub>r</sub>.

#### Conclusion

Opter pour le modèle PM80/12 A du catalogue CAPRARI avec six (05) pompes principales et deux (02) pompes de secours est une excellente décision. Le fait que ces sept (07) pompes soient identiques et installées en parallèle devrait permettre une meilleure efficacité et une plus grande fiabilité.

**Courbes caractéristiques des pompes choisies**

Ces courbes sont obtenues à partir du logiciel de pompage et sont représentées dans la figure (VI.3) pour le quatrième type de pompe de la station de pompage SP1, qui assure le pompage



**Figures VI.4:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1 – SPb.

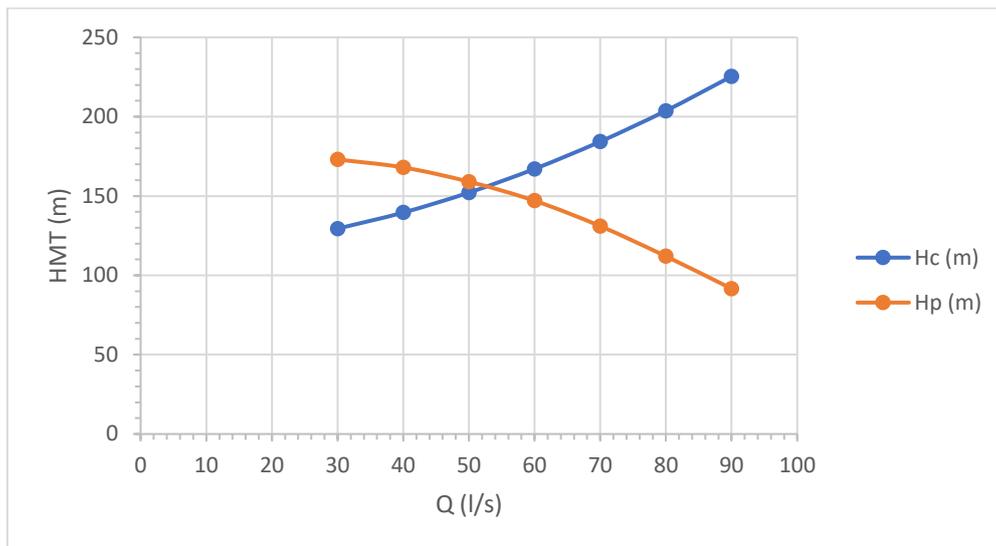
On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP1 et le SPb, la conduite a une longueur de 1173.6 m et un diamètre de 200 mm.

**Tableau VI.6:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 – SPb.

Q(l/s)	Hg	Leq (m)	Déc (mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc (m)
30	115	1290,96	200	14,43	129,43
40	115	1290,96	200	24,58	139,58
50	115	1290,96	200	37,15	152,15
60	115	1290,96	200	52,08	167,08
70	115	1290,96	200	69,28	184,28
80	115	1290,96	200	88,72	203,72

90	115	1290,96	200	110,35	225,35
----	-----	---------	-----	--------	--------

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.5:** Point du fonctionnement de la pompe (SP1 - SPb).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 53 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 157 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 53 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 47.7 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 58.3 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [47.7 ; 58.3]$

D'où :  $Q_{app} = 52.99 \text{ l/s} \in [47.7 ; 58.3]$  ; donc la pompe est réglée.

**Conclusion**

Cette pompe représente un bon choix, elle est callée et sensée de fonctionner en bon état, si un surplus apparait, on pourra on pourra faire un vannage léger.

**Dimensionnement des équipements des pompes**

**A. Conduite d'aspiration**

La conduite aspiration doit être positionné sur une butée. Il est dimensionné de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex. Pour cela, il est impératif de respecter une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 100 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse d'écoulement dans les conduites doit être vérifiée.

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.8 \text{ m/s}$$

- **Vérification de la condition de non-cavitation**

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)r de 1.5 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 748 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 9.29$$

$$P_{atm} = 9.29 \text{ m.c.e.}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.05 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.055 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 7.16 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 1.8 > 1.5$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation.

**Calage de la pompe**

On va déterminer la cote de l’axe de la pompe par rapport au niveau du plan d’eau à l’aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{\min} = 748.5 \text{ m}$$

La côte de l’axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 755.96 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 755.96 m.NGA pour éviter la cavitation.

**VI.8. 3 : Refoulement : la station de pompage SPb vers le réservoir R01**

- $Q = 52.99 \text{ (l/s)}$
- $HMT = 188 \text{ (m.c.e)}$
- $H_g = 179 \text{ (m)}$

On résume les pompes qui conviennent aux caractéristiques du refoulement SPb – R01 dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 :** Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SPb – R01.

N	Q app (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	$\eta$ (m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH)r (m)
1	52,99	188	179	Modèle 1	61.5	191	75.3	2900	158	4.9
2	26,49	188	179	Modèle 2	25.5	188	75.6	2900	61.7	3.91
3	17,66	188	179	Modèle 3	19.3	190	75.8	1450	47.1	1.92
4	13,25	188	179	Modèle 4	15.1	191	74.4	1450	38.2	1.9
5	10,60	188	179	Modèle 5	13.9	194	72.9	1450	36.6	1.89
6	8,83	188	179	Modèle 6	12.7	198	70.7	1450	35	1.89

**Choix du type de pompe**

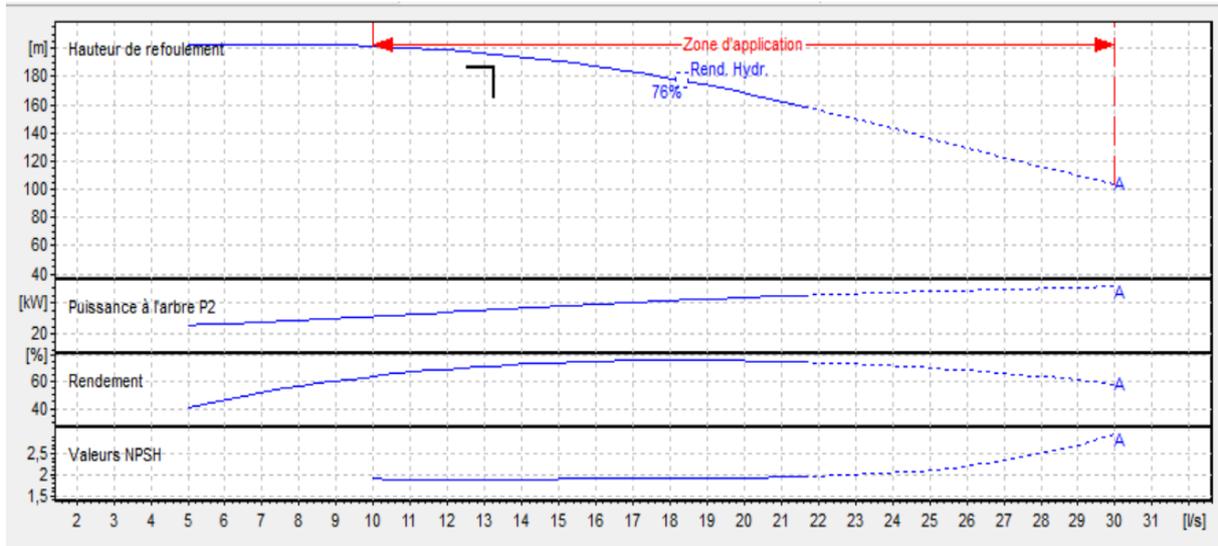
A partir du tableau (VI.7) on déduit que la variante de quatre (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et (NPSH)r.

**Conclusion**

On opte pour le quatrième model nommé ; PM100/10A du catalogue CAPRARI, avec un nombre de pompe de quatre (04) plus de deux (02) pompes de secours. Ces six (06) pompes sont identiques, elles seront installées en parallèles.

### Courbes caractéristiques des pompes choisies

Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (VI.6) pour le quatrième type de pompe de la station de pompage SPb qui assurent le pompage vers R01.



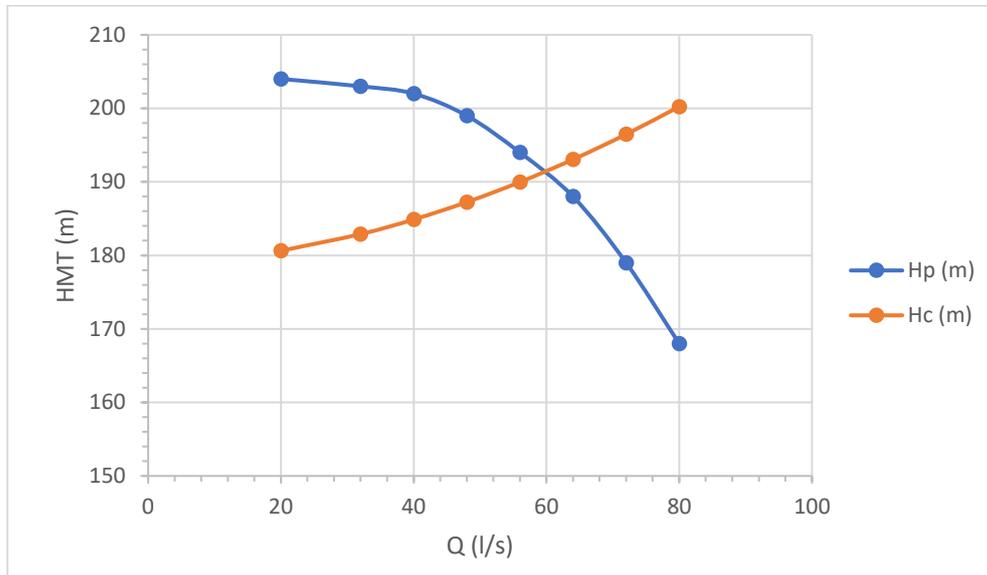
**Figures VI.6:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SPb – R01.

On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP1 et le SPb, la conduite a une longueur de 712.20 m et un diamètre de 250 mm.

**Tableau VI.8:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SPb – R01.

Q(l/s)	Hg	Leq (m)	Déc (mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc (m)
20	179	712,195	194,2	1,63	180,63
32	179	712,195	194,2	3,89	182,89
40	179	712,195	194,2	5,88	184,88
48	179	712,195	194,2	8,25	187,25
56	179	712,195	194,2	10,97	189,97
64	179	712,195	194,2	14,05	193,05
72	179	712,195	194,2	17,47	196,47
80	179	712,195	194,2	21,24	200,24

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.7:** Point du fonctionnement de la pompe (SPb – R01).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 60 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 191 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 53 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 54 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 66 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [54 ; 66]$

D'où :  $Q_{app} = 52.99 \text{ l/s}$  n'appartient pas à l'intervalle  $[54 ; 66]$ .

**Remarque :** quand la pompe est installée, on devrait la régler, mais dans notre projet les pompes sont aux choix donc on n'a pas besoin de régler la pompe, on change le type carrément

## Dimensionnement des équipements des pompes

### A. Conduite d'aspiration

La conduite aspiration doit être positionné sur une butée. Il est dimensionné de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex. Pour cela, il est impératif de respecter une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 125 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 125 = 188$  mm.

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.7 \text{ m/s}$$

### C. Vérification de la condition de non-cavitation :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 1.9 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 863 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 9.13$$

$$P_{atm} = 9.13 \text{ m.c.e}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^{\circ} = 20^{\circ} \text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.029 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.032 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.64 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 2.2 > 1.9$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

### Calage de la pompe

**Dans une installation d'aspiration, nous allons déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration.**

$$\nabla_{min} = 863.5 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$\nabla_{\text{axe}} = 867.08 \text{ m}$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 867.08 m.NGA pour éviter la cavitation

**VI.8.4 : Refoulement : la station de pompage SP1 vers la station de pompage SP1’**

- $Q = 48.37 \text{ (l/s)}$
- $HMT = 143 \text{ (m.c.e)}$
- $H_g = 135 \text{ (m)}$

Dans le tableau ci-dessous, nous résumons les pompes adaptées aux caractéristiques du refoulement SP1 – SP1’ :

**Tableau VI.9:** Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP1 – SP1’.

N	Q app (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	$\eta$ (m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH)r (m)
1	48,37	143	135	Modèle 1	43.1	141	76	1450	78.9	2.09
2	24,18	143	135	Modèle 2	24.7	143	75.5	2900	45.9	3.73
3	16,12	143	135	Modèle 3	17.6	144	75.9	1450	32.9	1.91
4	12,09	143	135	Modèle 4	14.5	147	74.2	1450	28.8	1.9
5	9,67	143	135	Modèle 5	10.4	144	71.8	1450	20.5	1.42
6	8,06	143	135	Modèle 6	9.81	147	70.8	1450	20.1	1.4

**Choix du type de pompe**

À partir du tableau (VI.9), nous pouvons conclure que la variante comportant cinq (05) pompes est la meilleure en termes de rendement, de puissance absorbée et de (NPSH)r.

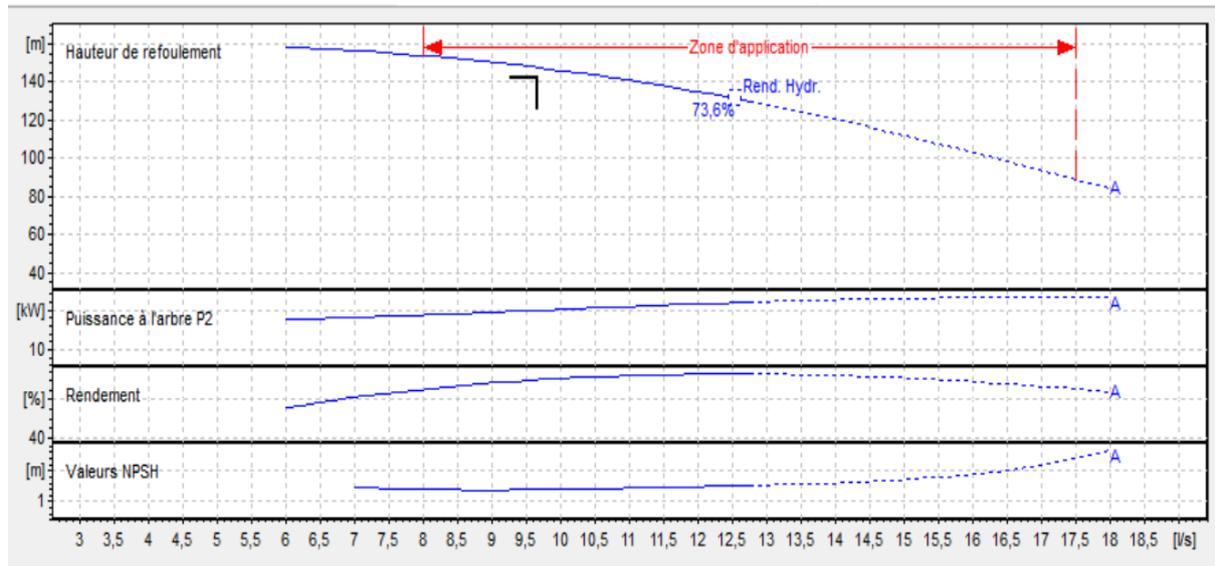
Conclusion

On opte pour le cinquième modèle nommé PM80/11 A du catalogue CAPRARI, avec un nombre de six (05) pompes principales et deux (02) pompes de secours. Ces sept (07) pompes sont identiques et seront installées en parallèle.

**A. Courbes caractéristiques des pompes choisis**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont : [H-Q] - [Pabs - Q] - [ $\eta$ -Q] - [(NPSH) r - Q].

Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (VI.5) pour le cinquième type de pompe de la station de pompage SP1 qui assurent le pompage vers SP1'.



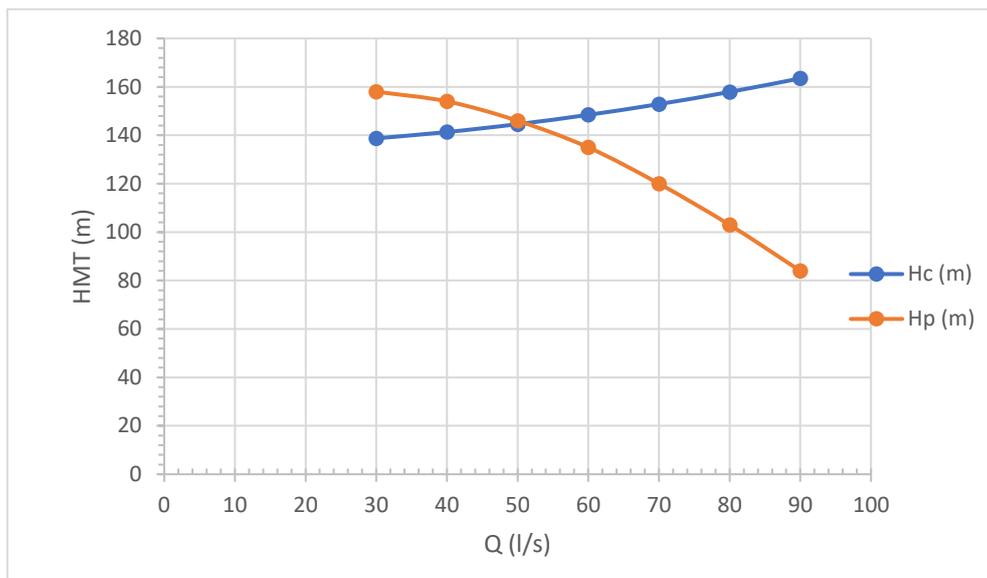
**Figures VI.8:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1 – SP1'.

On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP1 et le SP1', la conduite a une longueur de 990 m et un diamètre de 250 mm.

**Tableau VI.10:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 – SP1'.

Q(l/s)	Hg	Leq (m)	Déc (mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc (m)
30	135	990	250	3,72	138,72
40	135	990	250	6,34	141,34
50	135	990	250	9,59	144,59
60	135	990	250	13,44	148,44
70	135	990	250	17,88	152,88
80	135	990	250	22,90	157,90
90	135	990	250	28,48	163,48

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.9:** Point du fonctionnement de la pompe (SP1 – SP1’).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 50 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 146 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 53 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 45 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 55 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [45 ; 55]$

D'où :  $Q_{app} = 48.37 \text{ l/s} \in [45 ; 55]$  ; donc la pompe est réglée

### Conclusion

Cette pompe est un bon choix. Elle est calibrée et censée fonctionner en bon état. Si un surplus apparaît, nous pourrions effectuer un vannage léger.

## Dimensionnement des équipements des pompes

### A. Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée. Elle est dimensionnée de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex. C'est pourquoi il est impératif de respecter une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 100 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.8 \text{ m/s}$$

### C. Vérification de la condition de non-cavitation

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 1.5 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 621 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 9.29$$

$$P_{atm} = 9.29 \text{ m.c.e}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ=20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.047 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.052 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 7.18 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 1.79 > 1.5$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

- **Calage de la pompe**

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{min} = 748.5 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 751.87 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 751.87 m.NGA pour éviter la cavitation

**VI.8.5 : Refoulement : la station de pompage SP1' vers la station de pompage SP2**

- $Q = 48.37$  (l/s)
- $HMT = 153.3$  (m.c.e)
- $H_g = 137$  (m)

Voici un résumé des pompes adaptées aux caractéristiques de refoulement SP1' et SP2 :

**Tableau VI.11** : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP1' – SP2

N	Q app (l/s)	HMT (m)	H <sub>g</sub> (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e )	η(m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	48,37	153,300	137	Modèle 1	47.7	174	74.5	2900	109	6.17
2	24,18	153,300	137	Modèle 2	26.4	183	75.6	2900	62.4	4.14
3	16,12	153,300	137	Modèle 3	17.4	182	75.8	1450	40.9	1.91
4	12,09	153,300	137	Modèle 4	12.5	177	73	2900	29.6	2.7
5	9,67	153,300	137	Modèle 5	10.1	156	71.9	2900	24.6	2.26
6	8,06	153,300	137	Modèle 6	9.09	185	71.2	2900	23.4	2.19

**Choix du type de pompe**

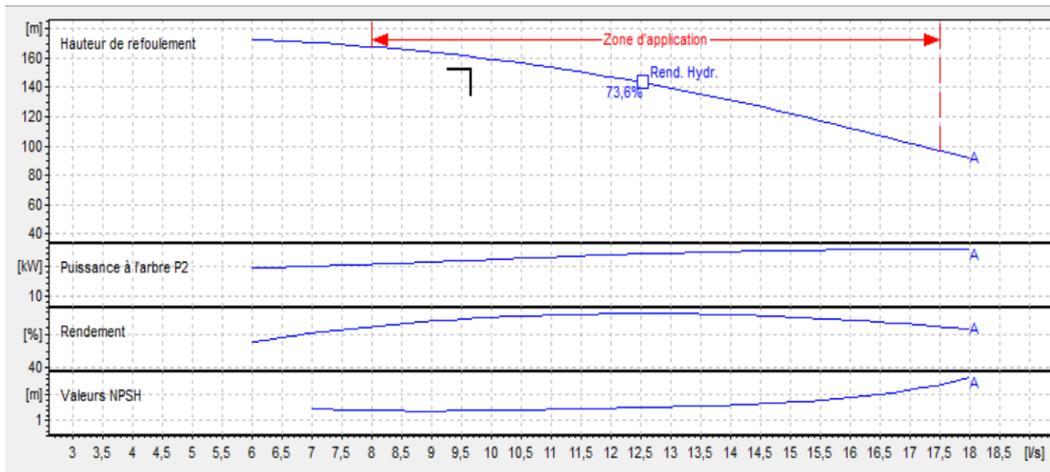
D'après le tableau (VI.11), il semble que la variante avec cinq pompes soit la plus performante en termes d'efficacité, de puissance absorbée et de (NPSH)<sub>r</sub>.

**Conclusion**

Le modèle HVU35/4A+40 du catalogue CAPRARI semble être un excellent choix. Avec six pompes principales et deux pompes de secours, vous avez une configuration robuste pour votre système de pompage.

**Courbes caractéristiques des pompes choisis**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont : [H-Q] - [P<sub>abs</sub> - Q] - [η-Q] - [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]. Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (VI10) pour le quatrième type de pompe de la station de pompage SP1' qui assurent le pompage vers SP2.



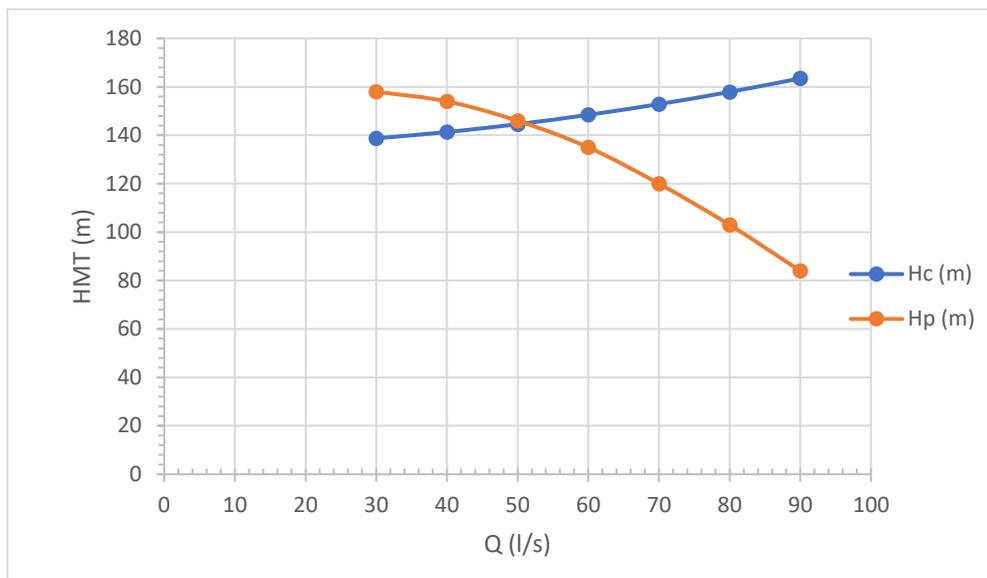
**Figures VI.11:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP1' – SP2.

On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP1' et le SP2, la conduite a une longueur de 1527.13 m et un diamètre de 250 mm.

**Tableau VI.12:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1' – SP2.

Q(l/s)	Hg	Leq (m)	Déc (mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc (m)
25	137	1527,13	194,2	5,28	142,28
35	137	1527,13	194,2	9,85	146,85
45	137	1527,13	194,2	15,69	152,69
55	137	1527,13	194,2	22,75	159,75
65	137	1527,13	194,2	31,00	168,00
75	137	1527,13	194,2	40,41	177,41

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.12:** Point du fonctionnement de la pompe (SP1' – SP2).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 49 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 181 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 48.37 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 44.1 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 53.9 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [44.1 ; 53.9]$

D'où :  $Q_{app} = 48.37 \text{ l/s} \in [44.1 ; 53.9]$  ; donc la pompe est réglée.

### Conclusion

Cette pompe est un choix judicieux. Elle est bien calibrée et censée fonctionner en bon état. Si un surplus apparaît, on peut effectuer un réglage léger.

### Dimensionnement des équipements des pompes

#### A. Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être positionnée contre une butée. Elle doit être dimensionnée de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex. Pour cela, il est impératif de respecter une vitesse d'aspiration admissible.

$Da = (1,2-1,5) da$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 80 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $D_a = 1,5 \times 80 = 120 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée.

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.8 \text{ m/s}$$

### C. Vérification de la condition de non-cavitation

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 883 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 9.10$$

$$P_{atm} = 9.10 \text{ m.c.e}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.047 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.052 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.48 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 2.3 > 2$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation.

### Calage de la pompe

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{min} = 883.5 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 886.17 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 886.17 m.NGA pour éviter la cavitation

**VI.8.6 : Refoulement : la station de pompage SP2 vers le réservoir tampon RT2**

- $Q = 48.37$  (l/s)
- $HMT = 129$  (m.c.e)
- $H_g = 94$  (m)

On résume les pompes qui conviennent aux caractéristiques du refoulement SP2 – RT2 dans le tableau suivant :

**Tableau VI.13:** Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP2 – RT2.

N	Q app (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	$\eta$ (m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH)r (m)
1	48,37	129	94	Modèle 1	48.8	130	73.8	1450	84.4	2.64
2	24,18	129	94	Modèle 2	22.6	125	75.4	2900	36.6	4.42
3	16,12	129	94	Modèle 3	16.4	130	75.4	1450	27.8	1.9
4	12,09	129	94	Modèle 4	12.5	131	73.6	1450	21.9	1.51
5	9,67	129	94	Modèle 5	9.98	131	71.5	2900	18	2.25
6	8,06	129	94	Modèle 6	8.96	137	70.5	2900	17	2.18

**A. Choix du type de pompe :**

D'après le tableau (VI.13), on peut conclure que la variante avec cinq (05) pompes est la meilleure en termes d'efficacité, de puissance absorbée et de (NPSH)r.

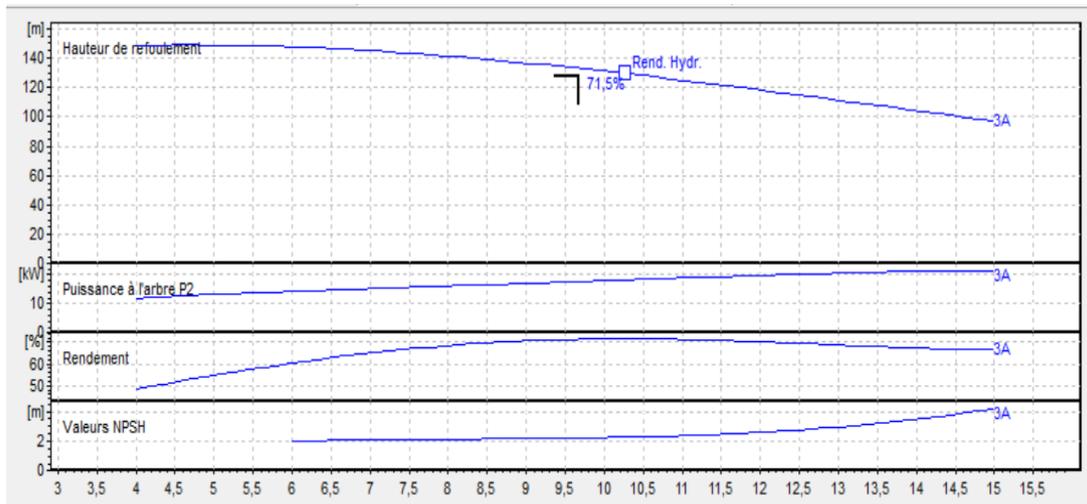
**Conclusion :**

On opte pour le cinquième modèle nommé HVU35/3A+30 du catalogue CAPRARI, avec un nombre de six (05) pompes principales et deux (02) pompes de secours. Ces sept (07) pompes sont identiques et seront installées en parallèle.

**Courbes caractéristiques des pompes choisies :**

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :  $[H-Q]$  -  $[P_{abs} - Q]$  -  $[\eta-Q]$  -  $[(NPSH)_r - Q]$ .

Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (VI.5) pour le cinquième type de pompe de la station de pompage SP1' qui assurent le pompage vers SP2.



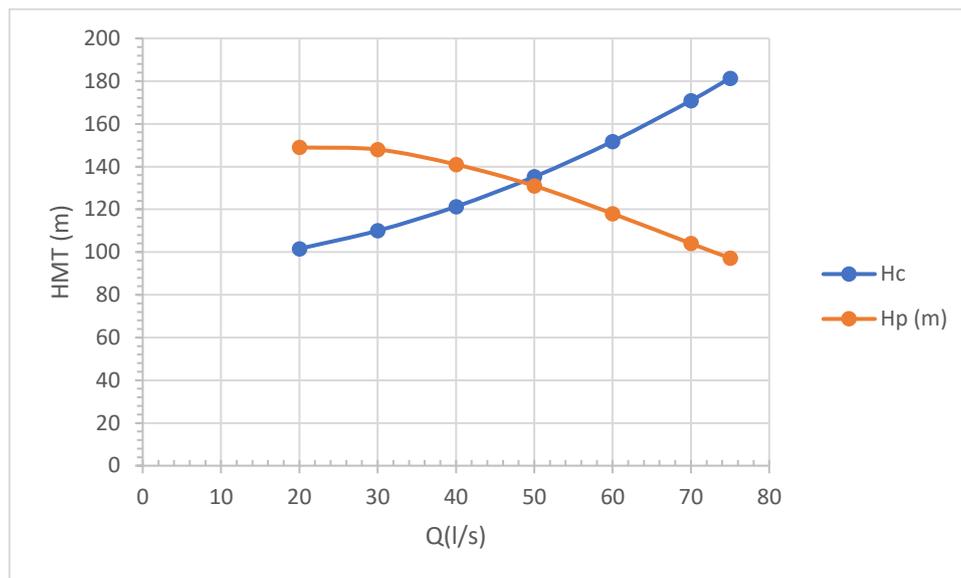
**Figures VI.13:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP2– RT2.

On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP1' et le SP2, la conduite a une longueur de 3302.23 m et un diamètre de 250 mm.

**Tableau VI.14:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2 – RT2.

Q(l/s)	Hg (m)	Leq (m)	D(mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc
20	94	3302,23	194,2	7,56	101,56
30	94	3302,23	194,2	16,01	110,01
40	94	3302,23	194,2	27,28	121,28
50	94	3302,23	194,2	41,23	135,23
60	94	3302,23	194,2	57,80	151,80
70	94	3302,23	194,2	76,89	170,89
75	94	3302,23	194,2	87,37	181,37

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.14:** Point du fonctionnement de la pompe (SP2 – RT2).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 50 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 132 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 53 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 45 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 55 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [45 ; 55]$

D'où :  $Q_{app} = 48.37 \text{ l/s} \in [45 ; 55]$  ; donc la pompe est réglée

**Conclusion** : Cette pompe constitue un bon choix : elle est bien dimensionnée et devrait fonctionner en bon état. Si un surplus de débit apparaît, vous pourrez effectuer un réglage léger.

## Dimensionnement des équipements des pompes

### A. Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être positionnée sur une butée. La dimension de la conduite d'aspiration est calculée de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex. C'est pourquoi il est impératif de respecter une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da$$

$da$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel un adapté est égale à 85 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 85 = 127 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.8 \text{ m/s}$$

### C. Vérification de la condition de non-cavitation

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 1020 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 8.91$$

$$P_{atm} = 8.91 \text{ m.c.e}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.048 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.29 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 3.3 > 3$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

### Calage de la pompe

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{min} = 1020.5 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1022.5 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 1022.5 m.NGA pour éviter la cavitation.

**VI .8.7 : Refoulement : la station de pompage SP3 vers la station de pompage SP3' :**

- $Q = 48.37$  (l/s)
- $HMT = 196$  (m.c.e)
- $H_g = 127$  (m)

On résume les pompes qui conviennent aux caractéristiques du refoulement SP3 – SP3' dans le tableau suivant:

**Tableau VI.15:** Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP3–SP3'.

N	Q app (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	$\eta$ (m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	48,37	196	127	Modèle 1	48.4	196	73.8	1450	126	2.59
2	24,18	196	127	Modèle 2	28.2	220	75.5	2900	80.7	3.33
3	16,12	196	127	Modèle 3	16.9	202	75.7	1450	44.3	1.91
4	12,09	196	127	Modèle 4	13.1	208	72.4	2900	37.3	2.9
5	9,67	196	127	Modèle 5	10.9	214	71.2	2900	31.9	2.36
6	8,06	196	127	Modèle 6	8.15	197	70.4	2900	22.2	2.12

### Choix du type de pompe

D'après le tableau (VI.15), on peut conclure que la configuration à six (06) pompes est la plus performante en termes d'efficacité, de puissance absorbée et de (NPSH)<sub>r</sub>.

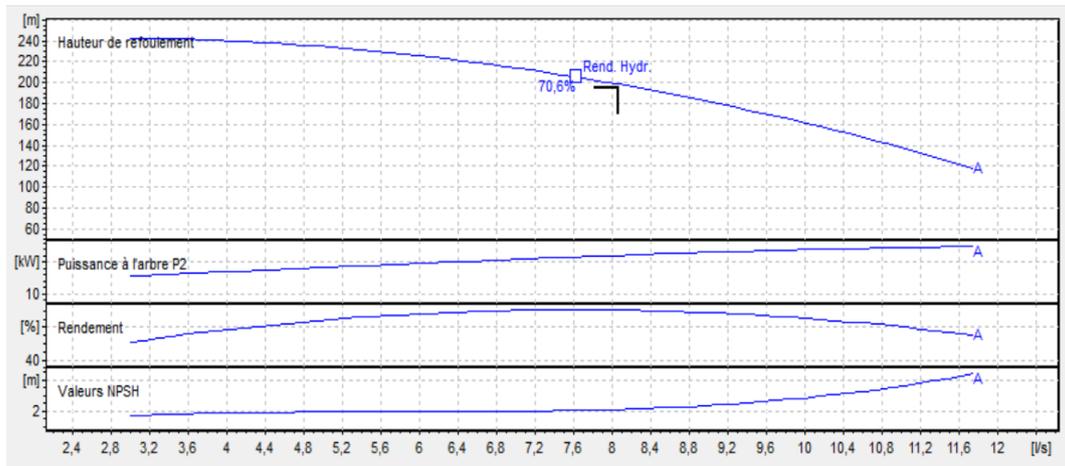
### Conclusion

Le modèle HMU40-2/7A de CAPRARI semble être un excellent choix. Avec six pompes principales et deux pompes de secours

### Courbes caractéristiques des pompes choisis

Les courbes caractéristiques de la pompe sont : [H-Q] - [Pabs - Q] - [ $\eta$ -Q] - [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (VI.5) pour le quatrième type de pompe de la station de pompage SP3 qui assurent le pompage vers SP3'.



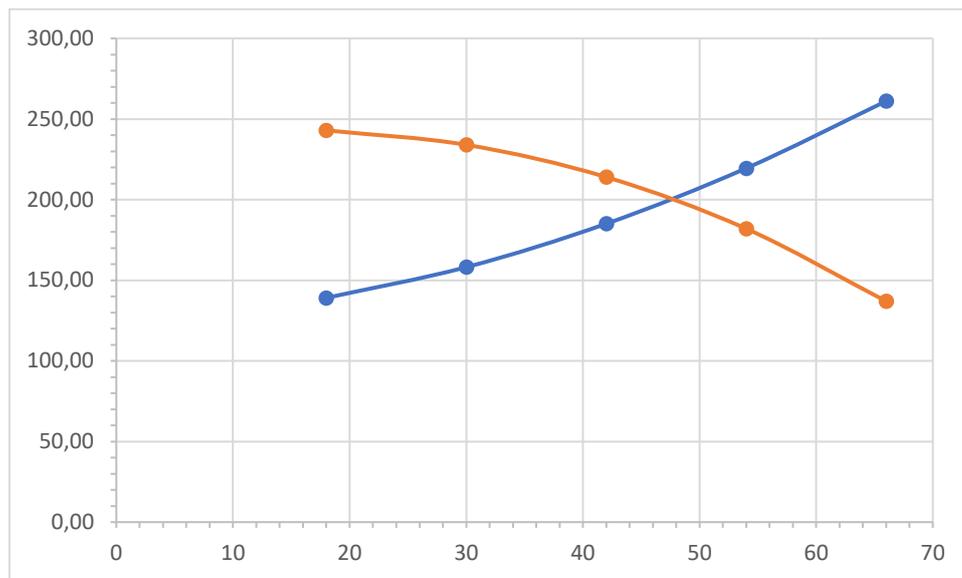
**Figures VI.15:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP3 – SP3’.

On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP3 et le SP3’, la conduite a une longueur de 2155.85 m et un diamètre de 250 mm.

**Tableau VI.16:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3 – SP3’.

Q(l/s)	Hg (m)	Leq (m)	D(mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc
15	127	2155,85	155,2	12,09	139,09
25	127	2155,85	155,2	31,14	158,14
35	127	2155,85	155,2	58,07	185,07
45	127	2155,85	155,2	92,49	219,49
55	127	2155,85	155,2	134,12	261,12

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.16 :** Point du fonctionnement de la pompe (SP3 – SP3’).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 48 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 200 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 53 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 43.2 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 52.8 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [43.2 ; 52.8]$

D'où :  $Q_{app} = 48.37 \text{ l/s} \in [43.2 ; 52.8]$  ; donc la pompe est réglée.

**Conclusion :** cette pompe représente un bon choix, elle est callée et sensée de fonctionner en bon état, si un surplus apparaît, on pourra faire un vannage léger.

## Dimensionnement des équipements des pompes

### A. Conduite d'aspiration

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

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

$Da = (1,2-1,5) da$

$da$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 85 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 85 = 127 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

### B. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.7 \text{ m/s}$$

### C. Vérification de la condition de non-cavitation

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 1115 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 8.78$$

$$P_{atm} = 8.78 \text{ m.c.e}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ=20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.034 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.037 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 6.18 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 2.3 > 2$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

### Calage de la pompe

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{min} = 621.5 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1118.74 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 1118.74 m.NGA pour éviter la cavitation

### VI. 8.8 : Refoulement : la station de pompage SP3' vers la station de pompage R02

$$\text{➤ } Q = 48.37 \text{ (l/s)}$$

- HMT = 175 (m.c.e)
- Hg = 146 (m)

Voici un résumé des pompes adaptées aux caractéristiques de refoulement SP3' et R02 :

**Tableau VI.17:** Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre du refoulement SP3' – R02

N	Q app (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HMT (m.c.e)	$\eta$ (m)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	48,37	175	146	Modèle 1	47.6	174	74.4	2900	109	6.2PM
2	24,18	175	146	Modèle 2	26.7	181	75.5	2900	62.5	4.21
3	16,12	175	146	Modèle 3	17.7	180	75.9	1450	41.2	1.91
4	12,09	175	146	Modèle 4	12.5	177	73.1	2900	29.7	2.72
5	9,67	175	146	Modèle 5	10.9	178	71.5	2900	18	2.25
6	8,06	175	146	Modèle 6	8.96	137	72	2900	24.7	2.27

#### Choix du type de pompe :

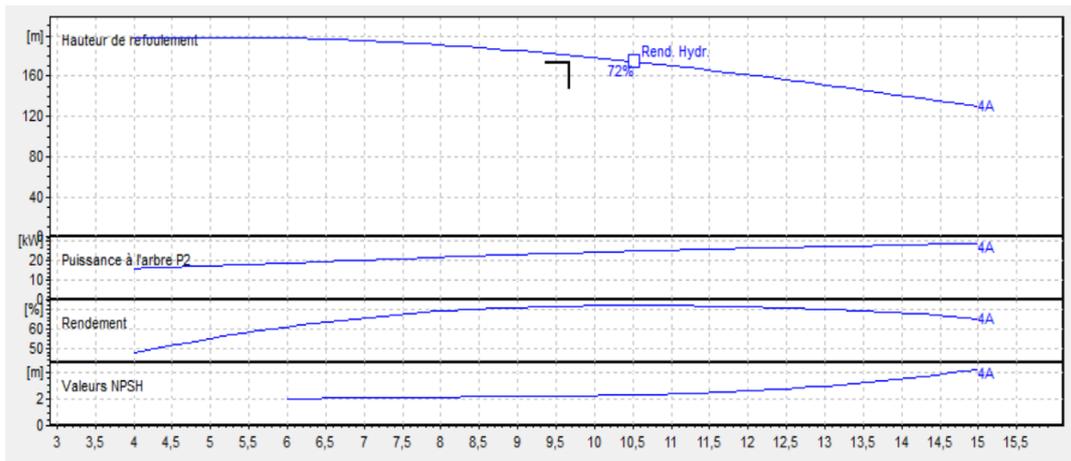
A partir du tableau (VI.17) on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et (NPSH)<sub>r</sub>.

#### Conclusion

Le modèle HVU35/4A+40 du catalogue CAPRARI semble être un excellent choix. Avec six pompes principales et deux pompes de secours,

#### Courbes caractéristiques des pompes choisis

Elles sont retirées à partir du logiciel de pompage, et sont représentées par la figure (VI.5) pour le quatrième type de pompe de la station de pompage SP1' qui assurent le pompage vers SP2.



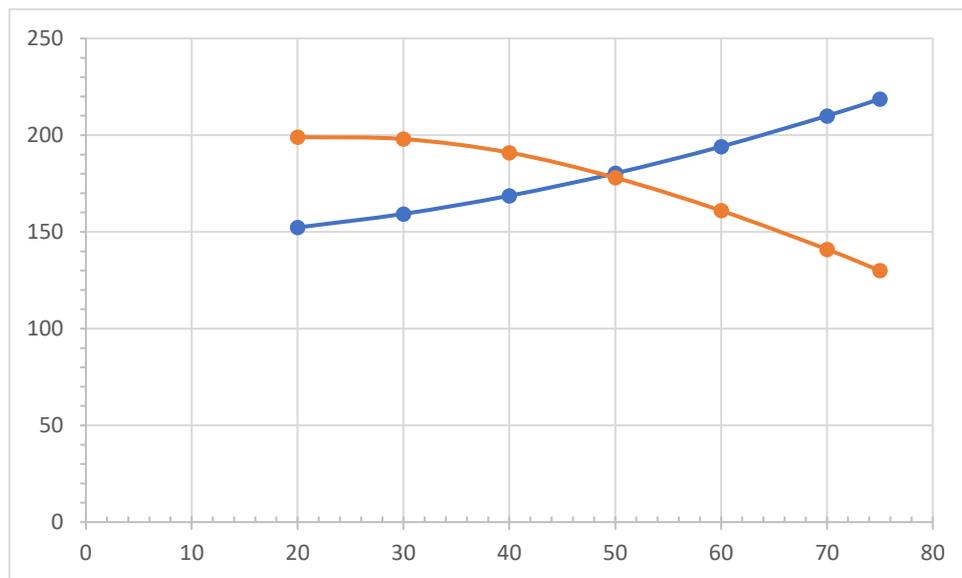
**Figures VI.17:** Les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP3' – R02.

On calcule la courbe caractéristique de la conduite qui assure le refoulement entre la SP3' et le R02, la conduite a une longueur de 2747.55 m et un diamètre de 250 mm.

**Tableau VI.18:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3' – R02.

Q(l/s)	Hg (m)	Leq (m)	D(mm)	$\Delta H_t$ (m)	Hc
20	146	2747,55	194,2	6,29	152,29
30	146	2747,55	194,2	13,32	159,32
40	146	2747,55	194,2	22,69	168,69
50	146	2747,55	194,2	34,31	180,31
60	146	2747,55	194,2	48,09	194,09
70	146	2747,55	194,2	63,98	209,98
80	146	2747,55	194,2	72,70	218,70

La courbe caractéristique de la pompe est spécifique au modèle choisi et provient du catalogue de la pompe.



**Figures VI.18:** Point du fonctionnement de la pompe (SP3' – RT2).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 50 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 180 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas, on a :  $Q_{pf} = 53 \text{ l/s}$ ,

90%  $Q_{pf} = 45 \text{ l/s}$ .

110%  $Q_{pf} = 55 \text{ l/s}$ .

L'intervalle est donc :  $I_{fct} = [45 ; 55]$

D'où :  $Q_{app} = 48.37 \text{ l/s} \in [45 ; 55]$  ; donc la pompe est réglée

**Conclusion** : Cette pompe est un bon choix. Elle est bien calibrée et censée fonctionner en bon état. Si un surplus apparaît, on pourra effectuer un léger réglage.

## Dimensionnement des équipements des pompes

### A. Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être positionnée contre une butée. Il est dimensionné de manière à éviter la cavitation et la formation de vortex.

$$Da = (1,2-1,5) da$$

$da$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après un logiciel adapté est égale à 85 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :  $Da = 1,5 * 85 = 128 \text{ mm}$ .

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

**B. Vérification de la vitesse**

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée.

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = 0.8 \text{ m/s}$$

**C. Vérification de la condition de non-cavitation**

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

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

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 1242 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 8.60$$

$$P_{atm} = 9.47 \text{ m.c.e}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ=20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \left( \frac{3.592 \times Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

L : la longueur de la conduite d'aspiration égale à 10m

On a installation en aspiration :

$$\Delta H_{asp}^{lin} = 0.048 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 5.98 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 2.3 > 2$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

**Calage de la pompe**

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

$$\nabla_{min} = 1242.5 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1244.67 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 1244.67 NGA pour éviter la cavitation

## VI.9: Protection des conduites contre le coup de bélier

### VI.9.1 : Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui affecte les conduites d'eau en fonctionnement. Il se manifeste sous la forme d'une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique. Cette onde se propage dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui la contient. Sa vitesse de propagation, également appelée célérité, est caractéristique. De plus, elle se réfléchit sur les obstacles, notamment aux extrémités de la conduite.

### VI.9.2 : Les causes de Coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes : [8]

- L'ouverture ou la fermeture brusquement des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

### VI.9.3 : Les conséquences de Coup 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).[8]

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

#### a) Cas de surpression :

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

#### b) Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e, il se produira

une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

### c) Fatigue des conduites

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

#### VI.9.4 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires, tout comme les conduites en refoulement, sont exposées aux effets néfastes du coup de bélier et de la surpression. Ces phénomènes sont provoqués par le choc des particules liquides contre la paroi d'une vanne. Lorsque l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation, la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité  $C$  (m/s). Cette déformation se propage également en amont de la conduite, ce qui constitue un danger pour celle-ci. Pour protéger une conduite gravitaire contre le coup de bélier, la seule solution consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne qui la contrôle.

Lorsqu'on utilise deux diamètres en série et pour calculer le coup de bélier, on calcule le diamètre équivalent.

**Tableau VI.19:** Caractéristiques des conduites gravitaires.

Tronçon	e (mm)	D <sub>équi</sub> (mm)	L (m)	Hg (m)	V (m/s)
RT1 – R0	45.4	404,70	74893.74	132	0.93
RT2 – SP3	18.7	249.70	6086.14	21	0.99
R02 – R03	11.9	174.43	10318	81	1.23

La protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite, et la valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD [11]

$$b = \frac{2 * L * V}{g * T} \quad (VI-16)$$

**A.** Tronçon (Réservoir Oum Rich RT1 vers réservoir maqam R0)

**Tableau VI 20:** la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps.

T(min)	b(m)	Hs (m)	Hd (m)
--------	------	--------	--------

5	47,50	179,50	84,50
20	11,88	143,88	120,12
30	7,92	139,92	124,08
40	5,94	137,94	126,06
50	4,75	136,75	127,25
60	3,96	135,96	128,04

Pour une longueur de 74893,742 m, et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 20 min, les valeurs de surpression et de dépression sont vérifiées.

- $b = 11.88$  m.
- $H_s = 143.88$  m < 160 m.c.e
- $H_d = 120.12$  m > 0.3 m.c.e

Donc la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier est vérifiée pour une durée minimale de fermeture du robinet vanne de 20 min.

Le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

#### B. Tronçon (Réservoir tampon RT2 vers la station de pompage SP3)

**Tableau VI.21:** la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps.

T (min)	B(m)	Hs (m)	Hd (m)
5	4,09	25,09	16,91
20	1,02	22,02	19,98
30	0,68	21,68	20,32
40	0,51	21,51	20,49
50	0,41	21,41	20,59
60	0,34	21,34	20,66

Pour une longueur de 6086,135 m, et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 20 min, les valeurs de surpression et de dépression sont vérifiées.

- $b = 1.02$  m.
- $H_s = 22.02$  m < 100 m.c.e

- $H_d = 19.89 \text{ m} > 0.3 \text{ m.c.e}$

Donc la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier est vérifiée pour une durée minimale de fermeture du robinet vanne de 20 min.

Le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

### C. Tronçon (Réservoir Ouled Antar R02 vers le réservoir Ouled Hellal R03)

**Tableau VI.22:** la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps.

T (min)	B(m)	Hs (m)	Hd (m)
5	8.62	89.62	72.38
20	2.16	83.16	78.84
30	1.44	82.44	79.56
40	1.08	82.08	79.92
50	0.86	81.86	80.14
60	0.72	81.72	80.28

Pour une longueur de 10318 m, et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 20 min, les valeurs de surpression et de dépression sont vérifiées.

- $b = 2.16 \text{ m}$ .
- $H_s = 83.16 \text{ m} < 100 \text{ m.c.e}$
- $H_d = 78.84 \text{ m} > 0.3 \text{ m.c.e}$

Donc la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier est vérifiée pour une durée minimale de fermeture du robinet vanne de 20 min.

Le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

### VI.9.5 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

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

#### A. Réservoirs d'air

Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression. L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

- Avantages:
  - Bon fonctionnement;
  - Bonne sécurité;
  - Pas de pertes d'eau
- Inconvénients:
  - Possibilités d'installation limitées.
  - Ouvrage coûteux
  - (hauteur généralement très développée).

### **B. Cheminée d'équilibre**

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

- Avantages:
  - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ;
  - Importante durée de vie;
  - Indépendante d'une installation électrique;
  - Pas de pertes d'eau.
- Inconvénients:
  - Possibilités d'installation limitées.
  - Ouvrage coûteux
  - (hauteur généralement très développée).

### **C. Soupape de décharge**

Utilisé comme protection contre la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger en exploitation normale, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et 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.

➤ Avantages:

- Coût limité
- Entretien et réglage facile
- Ne consomme pas d'énergie
- Indépendant d'une installation électrique.

➤ Inconvénients:

- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.
- Coût élevé.

#### **D. Volant d'inertie**

Utilisé comme protection contre les dépressions. Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

➤ Avantages:

- Dispositif économique
- Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent

➤ Inconvénients:

- Consommation d'énergie supplémentaire.
- Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.
- Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.

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

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression (le terrain de cette étude est très accidenté).
- Simple à l'installer et facile à contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement (les hauteurs des tronçons dépassent les 100m).

### VI. 9.7 Calcul des réservoirs d'air

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

#### VI. 9.7.1: Méthode De PUECH ET MEUNIER

L'étude comparative faite par MM. PUECH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que les résultats sont compris dans une fourchette de précision égale à 10%, une précision suffisante pour faire un dimensionnement industriel.

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé, des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Elle est donnée par la formule publiée par B. SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)r E_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}} \quad (\text{VI.17})$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- K : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2,07 \cdot 10^9$  pascal
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup>
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m)
- r : Rayon intérieur de la conduite (m)
- $\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;  $\nu_m = 0,46$  (PEHD)
- $\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $\nu_s = 0,33$

- $E_m$  : Le module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m=3*10^9$  Pascal ;  $E_s$  : Module de Young du sol considéré  $E_s =2*10^8$  Pascal.

Dans ce projet les conduites sont en PEHD, et pour ce type de conduite, le diamètre normalisé est égal au diamètre extérieur.

**Tableau VI .23:** calcul de la Célérité d'onde pour les différents diamètres.

Tronçon	Dint (mm)	r(m)	e(m)	C (m/s)
SP0 - SP1	244,6	0.122	0.0352	722,04
SP1 - SPb	163,6	0.082	0.0182	669,71
SPb - R01	194,2	0.096	0.0279	721,68
SP1 - SP1'	204,6	0.102	0.0227	669,19
SP1'- SP2	155,2	0.078	0.0224	722,66
SP2 - RT2	194,2	0.097	0.0279	721,68
SP3- SP3'	155,2	0.078	0.0224	722,66
SP3'- R02	194,2	0.097	0.0279	721,68

Les conduites risquent d'avoir des dépressions et des surpressions.

### VI. 9.7.2: Protection contre la dépression

Pour la protection contre le phénomène transitoire, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUCH et MEUNIER. [14]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

$K$  : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VI.18)$$

$H_0$  : pression statique absolue (m)

$$H_0 = H_g + 10 \quad (VI.19)$$

$H_{abs}$ : la pression de service absolue (m)

$$H_{abs} = HMT + 10 \quad (VI.20)$$

$A$  : caractérise la conduite de refoulement ;

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} \tag{VI.21}$$

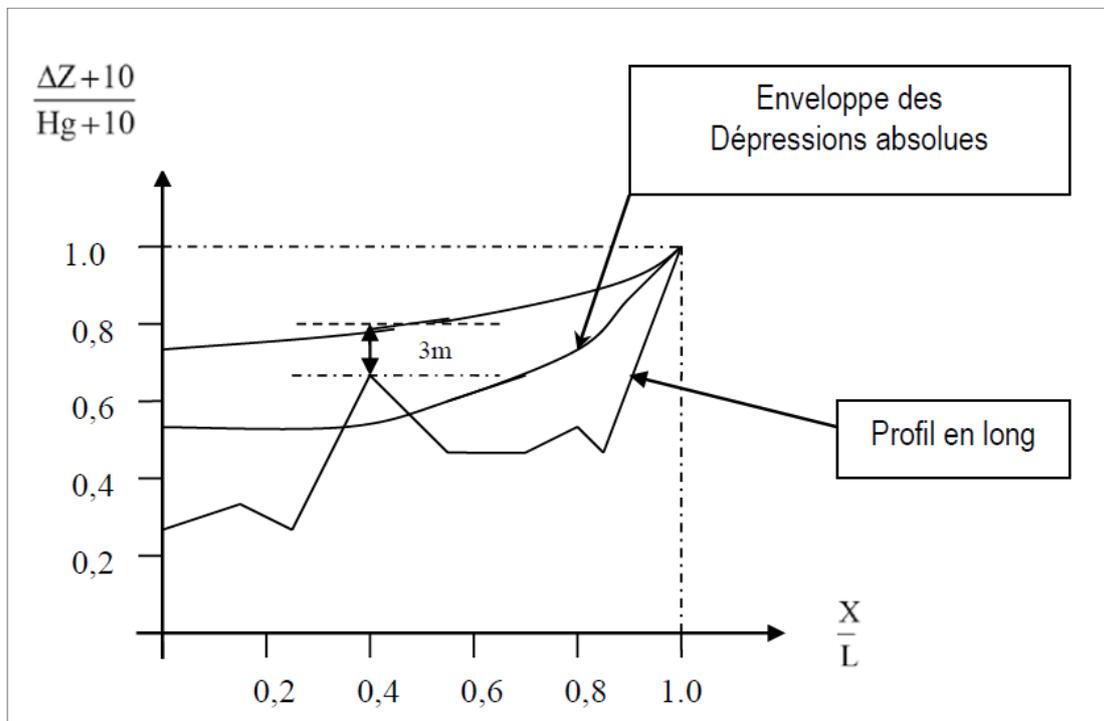
- $V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;
- $C$  : Célérité (C) en (m/s) ;

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

$$B = \frac{U_{cdt} * V_0}{g * H_{abs} * U_0} \tag{VI.22}$$

- $U_{cdt}$  : volume de la conduite :  $V_{cdt} = L.S$
- $L$  : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;
- $S$  : section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;
- $U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposerons la famille de courbe  $B$  au profil en long absolu de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de  $B$  permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.17).



Figures VI.19: Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

Après l'obtention du B ; Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{L * S * V_0^2}{g * H_{abs} * B} \quad (VI.23)$$

Le volume d'air maximum est assimilé à la pression minimale, Sur le graphique obtenu, on peut obtenir la valeur de  $P_{min} / H_0$ .

Avec l'évolution du volume d'air, nous aurons :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2} \quad (VI.24)$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1,2}$$

- $U_{max}$  étant le volume d'air en fin de détente,
- $P_{min}$ : pression minimale (m),
- $H_{abs}$  : la pression de service absolue (m),

### VI. 9.7.3: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction

Les caractéristiques des tronçons par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI 24:** Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction (Refoulement).

Tronçon	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)	HMT (m)
SP0 - SP1	315	0,047	2,56	2484,41	127	178,03
SP1 - SPb	250	0,021	2,52	1173,6	115	152,61
SPb - R01	250	0,030	1,79	647,45	179	188,00
SP1 - SP1'	250	0,033	1,47	900	135	143,20
SP1' - SP2	200	0,019	2,56	1388,3	137	185,56
SP2 - RT2	250	0,030	1,63	3002,03	94	129,25
SP3 - SP3'	200	0,019	2,56	1959,86	127	195,56
SP3' - R02	250	0,030	1,63	2497,77	146,00	175,33

### VI. 9.7.4: Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.25:** Détermination des valeurs K pour chaque tronçon.

Tronçon	D (mm)	Hg (m)	HMT (m)	H0 (m)	Habs (m)	K	K pris
SP0 -SP1	315	127	178,03	137	188,03	0,37	0,4
SP1 - SPb	250	115	152,61	125	162,61	0,31	0,4
SPb – R01	250	179	188,00	189	198,00	0,05	0,1
SP1 – SP1'	250	135	143,20	145	153,20	0,06	0,1
SP1' – SP2	200	137	185,56	147	195,56	0,33	0,4
SP2 – RT2	250	94	129,25	104	139,25	0,34	0,4
SP3 – SP3'	200	127	195,56	137	205,56	0,50	0,6
SP3' – R02	250	146,00	175,33	156	185,33	0,19	0,2

**Tableau VI.26:** Détermination des valeurs A pour chaque tronçon.

Tronçon	D (mm)	Hg (m)	HMT (m)	H0	Habs	Acal	A pris
SP0 -SP1	315	127	178,03	137	188,03	1,37	1
SP1 - SPb	250	115	152,61	125	162,61	1,38	1
SPb – R01	250	179	188,00	189	198,00	0,70	1
SP1 – SP1'	250	135	143,20	145	153,20	0,69	1
SP1' – SP2	200	137	185,56	147	195,56	1,28	1
SP2 – RT2	250	94	129,25	104	139,25	1,16	1
SP3 – SP3'	200	127	195,56	137	205,56	1,38	1
SP3' – R02	250	146,00	175,33	156	185,33	0,77	1

**VI. 9.7.5 : Détermination de la famille des courbes B de chaque tronçon**

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER, les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI. 27:** Détermination du B pour le tronçon SP0 -SP1 (Voir annexe VI -1).

Cotes (m)	621	651	688,7	717,5	724,6	739	748
L (m)	0	700	1350	1800	1900	2250	2484,42
$\Delta Z +10/H0$	0,07	0,29	0,57	0,78	0,83	0,93	1
X/L	0	0,28	0,54	0,72	0,76	0,91	1

**Tableau VI.28 :** Détermination du B pour le tronçon SP1 -SPb (Voir annexe VI -2).

Cotes (m)	748	774,4	804	827	831,7	843	863
L (m)	0	200	350	500	700	800	1173,6
$\Delta Z +10/H0$	0,08	0,29	0,42	0,71	0,75	0,84	1
X/L	0	0,17	0,30	0,43	0,60	0,68	1

**Tableau VI.28:** Détermination du B pour le tronçon SPb – R01 (Voir annexe VI -3).

Cotes (m)	863	913,44	955,2	1007	1011	1029	1042
L (m)	0	176,4	326,4	526,4	576,4	626,4	647,45
$\Delta Z +10/H0$	0,05	0,32	0,54	0,81	0,84	0,93	1
X/L	0,00	0,27	0,50	0,81	0,89	0,97	1

**Tableau VI.29:** Détermination du B pour le tronçon SP1 - SP1' (Voir annexe VI -4).

Cotes (m)	748	787,4	824	846	853	864	883
L (m)	0	150	300	600	650	750	900
$\Delta Z +10/H0$	0,07	0,34	0,59	0,74	0,79	0,87	1
X/L	0,00	0,17	0,33	0,67	0,72	0,83	1

**Tableau VI.30:** Détermination du B pour le tronçon SP1' - SP2 (Voir annexe VI -5).

Cotes (m)	883	896,5	903	956	978	1009	1020
L (m)	0	200	250	600	800	1150	1388,3
$\Delta Z +10/H0$	0,07	0,16	0,20	0,56	0,71	0,93	1
X/L	0,00	0,14	0,18	0,43	0,58	0,83	1

**Tableau VI.31:** Détermination du B pour le tronçon SP2 – RT2 (Voir annexe VI -6).

Cotes (m)	1020	1030,5	1050	1075,75	1090	1108	1140
L (m)	0	200	550	1150	2250	2600	3002,03
$\Delta Z +10/H0$	0,10	0,20	0,38	0,63	0,77	0,94	1
X/L	0,00	0,07	0,18	0,38	0,75	0,87	1

**Tableau VI.32:** Détermination du B pour le tronçon SP3 - SP3' (Voir annexe VI -7).

Cotes (m)	1115	1140,6	1150	1162,4	1180	1206	1242
L (m)	0	700	900	1085	1330	1855	1959,86
$\Delta Z +10/H0$	0,07	0,26	0,33	0,42	0,55	0,74	1
X/L	0,00	0,36	0,46	0,55	0,68	0,95	1

**Tableau VI.33:** Détermination du B pour le tronçon SP3' – R02 (Voir annexe VI -8).

Cotes (m)	1242	1251	1272	1316	1344	1360	1388
L (m)	0	2625	2975	3360	3920	4165	2497,77
$\Delta Z +10/H0$	0,07	0,13	0,27	0,57	0,76	0,87	1
X/L	0,00	0,27	0,41	0,56	0,78	0,88	1,00

**VI. 9.7.6 : Calcul des volumes d'air**

De l'abaque on choisit les courbes de B adéquate pour chaque tronçon, et on obtient les valeurs de  $P_{min}$  associés, tel que :

$$\frac{\Delta H+10}{H0+10} = \frac{P_{min}}{H_g+10} \quad (VI.26)$$

Le volume du réservoir d'air donné par la formule (VI.23) suivante

$$U_0 = \frac{L * S * V_0^2}{g * H_{abs} * B}$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation (VI.24) suivante

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1,2}$$

**Tableau VI.34:** Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

Tronçon	L (m)	Dint (m)	S (m <sup>2</sup> )	V0 (m/s)	G	Habs (m)	B	U0 (m)
SP0 - SP1	2484,41	244,6	0,05	2,56	9,81	188,03	0,2	2,06
SP1 – SPb	1173,6	163,6	0,02	2,52	9,81	162,61	0,2	0,49
SPb - R01	647,45	194,2	0,03	1,79	9,81	198,00	0,4	0,16
SP1 - SP1'	900	204,6	0,03	1,47	9,81	153,20	0,4	0,11
SP1'- SP2	1388,3	155,2	0,02	2,56	9,81	195,56	0,2	0,45
SP2 - RT2	3002,03	194,2	0,03	1,63	9,81	139,25	0,2	0,87
SP3- SP3'	1959,86	155,2	0,02	2,56	9,81	205,56	1	0,60
SP3'- R02	2497,77	194,2	0,03	1,63	9,81	185,33	0,4	0,54

**Tableau VI.35:** Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.

Tronçon	U0 (m)	Pmin/H0	H0	Pmin	Habs	Habs/Pmin	Umax
---------	--------	---------	----	------	------	-----------	------

SP0 - SP1	2,06	0,83	137	113,71	188,03	1,65	3,14
SP1 – SPb	0,49	0,84	125	105	162,61	1,55	0,71
SPb - R01	0,16	0,84	189	158,76	198,00	1,25	0,19
SP1 - SP1'	0,11	0,93	145	134,85	153,20	1,14	0,12
SP1'- SP2	0,45	0,87	147	127,89	195,56	1,53	0,64
SP2 - RT2	0,87	0,63	104	65,52	139,25	2,13	1,63
SP3- SP3'	0,60	0,74	137	101,38	205,56	2,03	1,08
SP3'- R02	0,54	0,87	156	135,72	185,33	1,37	0,70

Alors pour protéger l'installation contre les dépressions, il faut prévoir un ballon anti-bélier

**Tableau VI.36:** Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon Annex (VI-9).

Tronçon	U <sub>max</sub> (m3)	$\tau$ (l)	V normalisé (l)
SP0 - SP1	3,14	3924,75	4000
SP1 - SPb	0,71	884,66	1000
SPb - R01	0,19	237,49	300
SP1 - SP1'	0,12	148,16	200
SP1'- SP2	0,64	797,14	1000
SP2 - RT2	1,63	2034,16	2500
SP3- SP3'	1,08	1354,37	1500
SP3'- R02	0,70	879,58	1000

### Conclusion

Tout au long de ce chapitre, nous avons abordé les principes fondamentaux pour la conception optimale des stations de pompage. Ensuite, nous avons examiné en détail les composants hydrauliques essentiels à leur fonctionnement. Nous avons choisi d'utiliser des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal, motorisées, afin d'assurer un fonctionnement optimal tout en prenant en compte l'effet de la cavitation. Enfin, pour protéger nos stations contre les coups de bélier, nous avons appliqué la méthode de PEUCH et MENIER pour calculer les volumes des réservoirs d'air dans les tronçons de refoulement. Pour les

tronçons à écoulement gravitaire, nous avons adopté la loi de fermeture de la vanne, en calculant les valeurs maximales de surpression et de dépression à l'aide de la formule de MICHAUD.

# Management de projet

## **Introduction**

L'objectif essentiel de ce chapitre est de contribuer à l'organisation des travaux en décrivant les choix d'équipements et la séquence des tâches qui ont un impact sur le coût et le délai d'exécution du projet. Le management de projet est une étape cruciale, caractérisée par les étapes suivantes :

### **VII.1 : Travaux de l'adduction**

#### **VII.1.1 : Implantation du tracé des tranchées sur le terrain**

Pour matérialiser l'axe de la tranchée sur le terrain, on place des jalons en ligne droite, espacés de cinquante mètres (50 m). Ce travail consiste à mesurer leurs distances sur le plan à l'aide de repères fixes ou de bornes. De cette manière, la direction des axes et leurs extrémités sont clairement déterminées.

#### **VII.1.2 : Nivellement de la plate-forme de pose**

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Son objectif est de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude de plusieurs points. Toutes les hauteurs sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain présente des obstacles, on effectue le nivellement par cheminement et par un calcul simple pour déterminer la hauteur de chaque point.

#### **VII.1.3 : Excavation des tranchées**

Cette opération se divise en deux étapes :

- Enlèvement de la couche végétale Pour la réalisation de cette opération, nous optons Pour un bulldozer ou un angledozer.
- Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1.2m pour :
  - ✓ Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
  - ✓ Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
  - ✓ Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ La profondeur de la tranchée (h) ;
- ✓ La largeur de la tranchée (b).

#### **VII.1.3.1 : La profondeur (H)**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante.

$$H = D + h + h_1 \quad (\text{VII.1})$$

#### **VII.1.3.2 : Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \quad (\text{VII.2})$$

#### **VII.1.3.3 : Section de la tranchée**

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$St = B \times h \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm on prend  $h=1\text{m}$  ;
- $h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,1 \text{ m}$ .
- b : largeur de la tranchée (m) ;

#### **VII.1.3.4: Le coefficient de foisonnement (Cf)**

Le coefficient de foisonnement permet d'évaluer le volume apparent foisonné ( $V_f$ ) d'un terrain déplacé en fonction du volume du déblai ( $V_d$ ), Égale à 1,25.

$$V_f = C_f \times V_d \quad (\text{VII.4})$$

#### **VII.1.4: Pose de la canalisation**

##### **VII.1.4.1: Le Principe de pose des canalisations**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

##### **VII.1.4 .2 : Aménagement du lit de pose**

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable), permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins 10cm.

$$V_s = b \times e \times L \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

- $V_s$  : Volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;
- $e$  : Epaisseur du lit de sable,  $e = 10$  cm ;
- $L$  : Longueur de la tranchée (m).

##### **VII.1.4 .3 : Epreuve de joint et de canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints est effectué avant le remblaiement à l'aide d'une pompe d'essai. Cette procédure consiste à remplir la conduite avec de l'eau sous une pression équivalente à 1,5 fois la pression de service à laquelle la conduite sera soumise pendant son fonctionnement. L'épreuve doit durer environ 30 minutes, et la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bars.

### VII.1.5: Remblaiement des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, en utilisant la terre des déblais.

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable

$$V_r = C_c * V_f - V_s - V_c \quad (\text{VII.6})$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII.7})$$

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

- $V_r$  : volume du remblai
- $C_c$  : Le coefficient de compactage, Égale à 0,9.
- $V_d$  : volume foisonné
- $V_c$  : volume occupé par la conduite.
- $S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;
- $D$  : diamètre de la conduite (m).

### VII.1.6 : Détermination du volume des travaux de l'adduction :

En appliquant les formules VIII.1 VIII.2 VIII.3 VIII.5 VIII.6 VIII.7 VII.8 on trouve les résultats suivants :

**Tableau VII. 1:** Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction.

Tronçon	Diamètres (mm)	Longueur(m)	H (m)	B(m)	Vd (m3)	Vs (m3)	Vc (m3)	Vr (m3)
RT1- SP0	400	1793,28	1,50	1,00	3227,91	179,33	225,24	2823,35
	500	66291,94	1,60	1,10	140008,57	7292,11	13009,79	119706,66
SP0 - SP1	315	2484,41	1,42	0,92	3859,95	227,32	193,51	3439,12
SP1 - SPb	200	1173,60	1,30	0,80	1464,65	93,89	36,85	1333,91
SPb - R01	250	647,45	1,35	0,85	891,54	55,03	31,77	804,74
SP1 - SP1'	250	900,00	1,35	0,85	1239,30	76,50	44,16	1118,64
SP1'- SP2	250	1388,30	1,35	0,85	1911,69	118,01	68,11	1725,57
SP2 - RT2	250	3002,03	1,35	0,85	4133,80	255,17	147,29	3731,34

RT2 - SP3	250	1797,13	1,35	0,85	2474,64	152,76	88,17	2233,72
	315	3735,72	1,42	0,92	5804,08	341,82	290,98	5171,28
SP3- SP3'	200	1959,86	1,30	0,80	2445,91	156,79	61,54	2227,58
SP3'- R02	250	2497,77	1,35	0,85	3439,43	212,31	122,55	3104,57
R02 - R03	160	215,96	1,26	0,76	248,17	16,41	4,34	227,41
	200	9164,04	1,30	0,80	11436,72	733,12	287,75	10415,85

### VII.1.7 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction

Le tableau suivant résume le volume des travaux à entreprendre pour la réalisation de notre adduction :

**Tableau VII.2:** volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	182586,35
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	9910,57
3	Pose de conduite	m <sup>3</sup>	14612,05
4	Remblais	m <sup>3</sup>	158063,73

### VII.2 : Calcul du temps d'exécution

Les engins ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{ex}} = \frac{V}{V_{\text{pelle}}} \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

- $T_{\text{ex}}$ : temps d'exécution (j);
- $V$ : volume à enlever (m<sup>3</sup>);
- $V_{\text{pelle}}$ : vitesse de production de la pelle (m<sup>3</sup>/j).

Il est déterminé comme suit :

$$V_{\text{pelle}} = R \times N \quad (\text{VII.10})$$

Avec :

- R: rendement d'exploitation de la pelle.
- N: nombre de cycle de l'excavateur

### VII.2.1 : Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction :

Pour un godet de capacité  $G = 1.5 \text{ m}^3$ , on a le rendement :

$$V_{\text{pelle}} = 1.2 * 8 * 0.8 * \frac{60}{2} = 28,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si nous prenons une durée de travail de 8 heures par jour  $V' = 230,4 \text{ m}^3 / \text{j}$ .

En appliquant la formule VII.9 et en se basant sur les données du Tableau VII.1 on trouve les résultats suivants :

**Tableau VII.4:** Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.

Opération	Durée (j)
Excavation de la tranchée	200
Pose de conduite	105
Remblais	130
Compactage	87

### VII.3: Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- Sans retard;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

#### VII.3.1 : Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant

**Tableau VII.5** temps de réalisation des opérations de réseau d'adduction.

Notation	Opération	Durée (j)
EX1	Exécution des tranchées (RT1 - SP1)	130
EX2	Exécution des tranchées (SP1 - R01)	18
EX3	Exécution des tranchées (SP1 - R03)	52
PC1	Pose de canalisation (RT1 - SP1)	60
PC2	Pose de canalisation (SP1 - R01)	13
PC3	Pose de canalisation (SP1 - R03)	32
R1	Remblayage des tranchées (RT1- SP1)	72
R2	Remblayage des tranchées (SP1- R01)	17
R3	Remblayage des tranchées (SP1- R03)	41
C1	Compactage des tranchées (RT1- SP1)	58
C2	Compactage des tranchées (SP1- R01)	9
C3	Compactage des tranchées (SP1- R03)	20

**VII.3.2 : Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)**

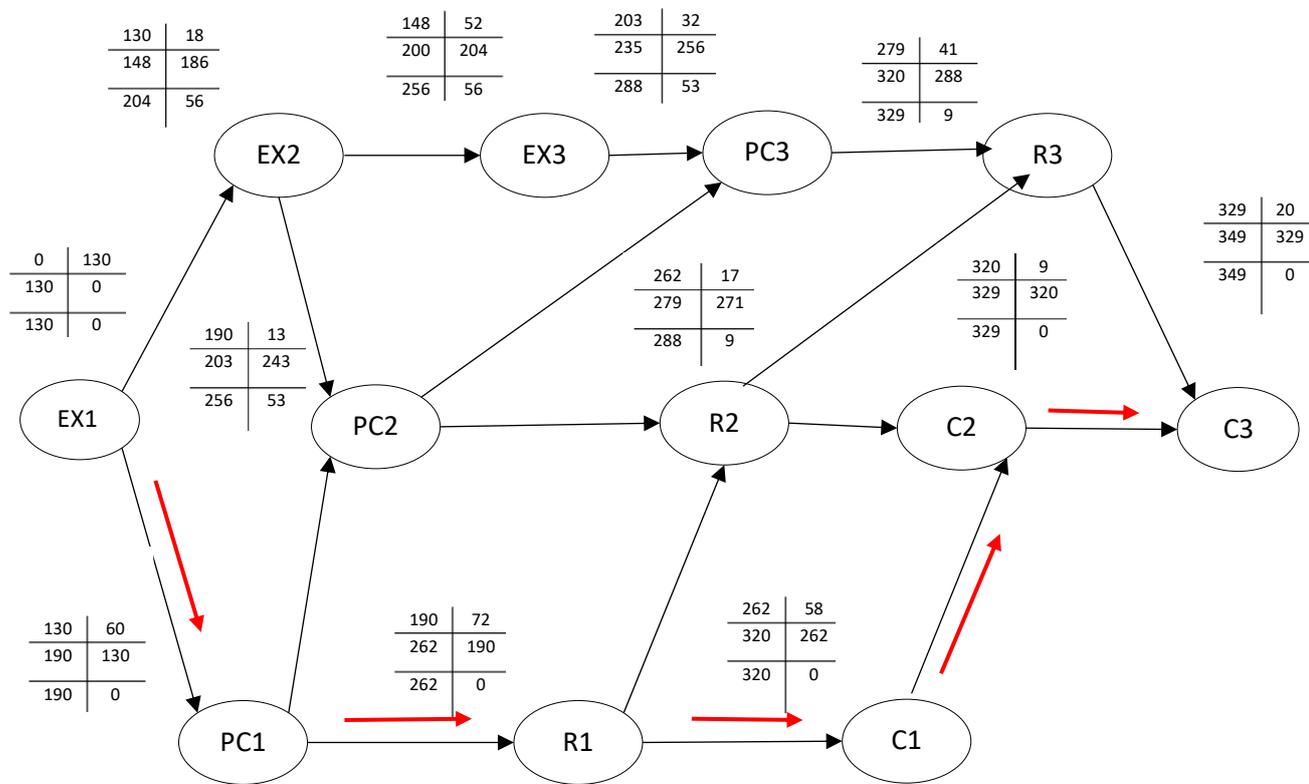
On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le Tableau VII.6

**Tableau VII.6:** Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opérations	Succède	Précédé
EX1	EX2, PC1	-
EX2	EX3, PC2	EX1
EX3	PC3	EX2
PC1	PC2, R1	EX1
PC2	PC3, R2	EX2, PC1
PC3	R3	EX3, PC2
R1	R2, C1	PC1
R2	R3, C2	PC2, R1
R3	C3	PC3, R2

C1	C2	R1
C2	C3	R2, C1
C3	-	R3, C2

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.



Figures VII .1: Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l’adduction.

Les flèches rouge portées sur la figure représentent le chemin critique du réseau.

→: Chemin critique.

En conclusion : Le temps de réalisation de l’adduction du projet est de 349 jours.

#### **VII.4 : Choix des engins de terrassement**

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

##### **VII.4.1 : Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement adaptés à tous les types de sols, y compris les sols durs tels que les marnes compactes et les conglomérats. Elles sont utilisées pour charger les roches découpées et pour l'exploitation des carrières.

##### **VII.4.2 : Bulldozer**

Un bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenilles ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet de rabaisser ou de relever. Si la lame est en position basse, l'engin effectue un terrassement par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couches d'épaisseur de 20 à 30 cm également. La position haute est utilisée pour le transport. Les bulldozers sont utilisés pour diverses tâches, telles que le nivellement des terrains, le décapage de la terre végétale, le régaling des terres, le déboisement, le poussage des décapeuses, le tirage des charrues et le ripage.

##### **VII.4.3 : Chargeur**

Ce tracteur à pneus est équipé d'un godet de chargement et de déchargement à l'avant. Il sera utilisé pour remblayer les fouilles, les tranchées et les tranchées après la pose des conduites.

#### VII.4.4 : Compacteur (vibrateur de sol)

Cet engin, peu encombrant, est composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre, munis d'un guidon. Il est utilisé pour compacter les remblais des surfaces étroites, telles que les fouilles des fondations, les espaces entre les ceintures inférieures des bâtiments et les tranchées.

#### VII.5: Evaluation du projet :

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de pose des canalisations.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le cout total du projet.

##### VII.5.1 : Devis estimatif d'établissement du projet

**Tableau VII .6:** Devis estimatif de l'établissement du projet.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement				
Déblais	m <sup>3</sup>		500	91293177,00
Pose de lit du sable	m <sup>3</sup>		1200	11892688,83
Remblaiement	m <sup>3</sup>		400	63225493,08
Coût de canalisation				
Conduite				167667251,32
Station de pompage				
Génie civile				2520000000
Equipements				756000000
Ouvrage de stockage				
Génie civile + équipements				3500000000

##### VII.5.2 : Devis global

Cette évaluation consiste à déterminer le coût global de projet.

**Tableau VII.7:** Devis estimatif global.

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	166411358,91
Conduites	167667251,32

Station de pompage	3276000000
Ouvrage de stockage	3500000000
Totale HT	7110078610,22
TVA 19%	1350914936
TOTALE TTC	8460993546,17

### Conclusion

A partir de ce travail, on a conclu que l'organisation de chantier est une opération très importante avant le commencement de nos travaux car elle nous donne :

- La durée de réalisation de ce projet est de **11 mois et 14 jours**.
- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser : Bulldozer, Pelle, Compacteur.

# Conclusion générale

## **Conclusion générale**

À travers ce mémoire de fin d'études, nous avons tout d'abord dressé un aperçu général de l'ancien système d'alimentation en eau potable des trois communes (Ouled Antar, Ouled Hellal et Boghar). Notre étude a pris en compte le besoin essentiel en eau dans cette zone d'étude, avec une perspective de 30 ans. Pour répondre à l'objectif de cette étude, qui est la conception d'un système d'adduction pour cette zone, nous avons présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau, ce qui nous a permis de déterminer un débit à satisfaire de 8756,81 m<sup>3</sup>/jour.

En ce qui concerne le tracé, nous avons suivi la route car le terrain est accidenté. Ensuite, nous avons conçu des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité). Les ouvrages de stockage ont été dimensionnés en fonction des besoins en eau estimés à l'horizon, et nous avons prévu un réservoir de stockage.

Pour le pompage, nous avons installé sept stations de pompage afin de maintenir une pression inférieure à la pression nominale de 20 bars. Nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal, capables de supporter des charges élevées.

Enfin, pour protéger les conduites de refoulement contre les coups de bélier, nous avons prévu des réservoirs d'air.

La réalisation du projet nécessite, selon nos calculs, un devis estimé à 8460993546,17DA, avec un délai de 349 jours.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A. Bedjaoui, B. Achour, M.T. Bouziane.** (2005). Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement. *Courrier du Savoir* – N°06, pp.141-145.
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p,349.
- [3] **ANDRE DUPONT** « HYRAULIQUE URBAINE », Tome II.1981 Eyrolles (Paris)
- [4] **B. SALAH** « Polycopie d’Alimentation en Eau Potable », troisième année second cycle.
- [5] **Caractéristiques techniques générales polyéthylène**
- [6] **CARTE D’ETAT MAJOR**
- [7] **DHW**
- [8] **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI.** - Guide de l’alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales. - Paris : EYROLLES, 1985.
- [9] **H. GODART** « Adduction et distribution d’eau », p.10, 16,21.
- [10] **J. BONNIN** « Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, Paris 1986, p108
- [11] **Michaud**
- [12] **PAM ADDUCTION D’EAU** : « tuyaux et raccords en fonte ductile pour l’adduction d’eau potable et l’irrigation », Edition 05.2003
- [13] **PATW MEDEA 2010**
- [14] **PEUCH et MEUNIER.**
- [15] **PND**
- [16] **PNE**
- [17] **Pompe et station de pompage, E.N.S.H. Blida,** cours 2016/2017.
- [18] **Sonelgaz**

# ANNEXES

**Annexe III.1 : Tableau des prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après entreprise KOUG.C.**

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

**Remarque :** les prix mentionnés ci-dessus est les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

**Annexe III.2 : Tableau du mètre linéaire des conduites en PEHD d'après entreprise CHIALLI.**

**TUBE PEHD 10 Bars (PE 80)**

Référence	DESIGNATION	Px ML HT
		Paieiment
		Cash
110030201	Tube PEHD PE80 Ø20	32,42
110030251	Tube PEHD PE80 Ø25	41,61

**TUBE PEHD 10 Bars (PE 100) ANNEE 2018**

110070321	Tube PEHD PE100 Ø32	54,65
110070401	Tube PEHD PE100 Ø40	79,57
110070501	Tube PEHD PE100 Ø50	124,04
110070631	Tube PEHD PE100 Ø63	195,57
110070751	Tube PEHD PE100 Ø75	273,26
110070901	Tube PEHD PE100 Ø90	401,85
110071101	Tube PEHD PE100 Ø110	587,77
110071251	Tube PEHD PE100 Ø125	748,51
110071601	Tube PEHD PE100 Ø160	1 232,61
110072001	Tube PEHD PE100 Ø200	1 884,94
110072501	Tube PEHD PE100 Ø250	2 946,90
110073151	Tube PEHD PE100 Ø315	4 721,74
110074001	Tube PEHD PE100 Ø400	7 609,70
110075001	Tube PEHD PE100 Ø500	11 714,20
110076301	Tube PEHD PE100 Ø630	18 771,49
110077101	Tube PEHD PE100 Ø710	23 953,74
110078001	Tube PEHD PE100 Ø800	30 552,92

### TUBE PEHD 16 Bars (PE100)

Référence	DESIGNATION	Px ML HT
		Paie <del>ment</del>
		Cash
110080201	Tube PEHD PE100 Ø20	32,42
110080251	Tube PEHD PE100 Ø25	46,88
110080321	Tube PEHD PE100 Ø32	75,82
110080401	Tube PEHD PE100 Ø40	116,80
110080501	Tube PEHD PE100 Ø50	184,05
110080631	Tube PEHD PE100 Ø63	283,97
110080751	Tube PEHD PE100 Ø75	396,76
110080901	Tube PEHD PE100 Ø90	571,97
110081101	Tube PEHD PE100 Ø110	855,40
110081251	Tube PEHD PE100 Ø125	1 095,18
110081601	Tube PEHD PE100 Ø160	1 775,11
110082001	Tube PEHD PE100 Ø200	2 775,18
110082501	Tube PEHD PE100 Ø250	4 324,44
110083151	Tube PEHD PE100 Ø315	6 877,53
110084001	Tube PEHD PE100 Ø400	11 043,11
110085001	Tube PEHD PE100 Ø500	17 403,86
110086301	Tube PEHD PE100 Ø630	27 742,65
110087101	Tube PEHD PE100 Ø710	35 288,06
110088001	Tube PEHD PE100 Ø800	46 735,69

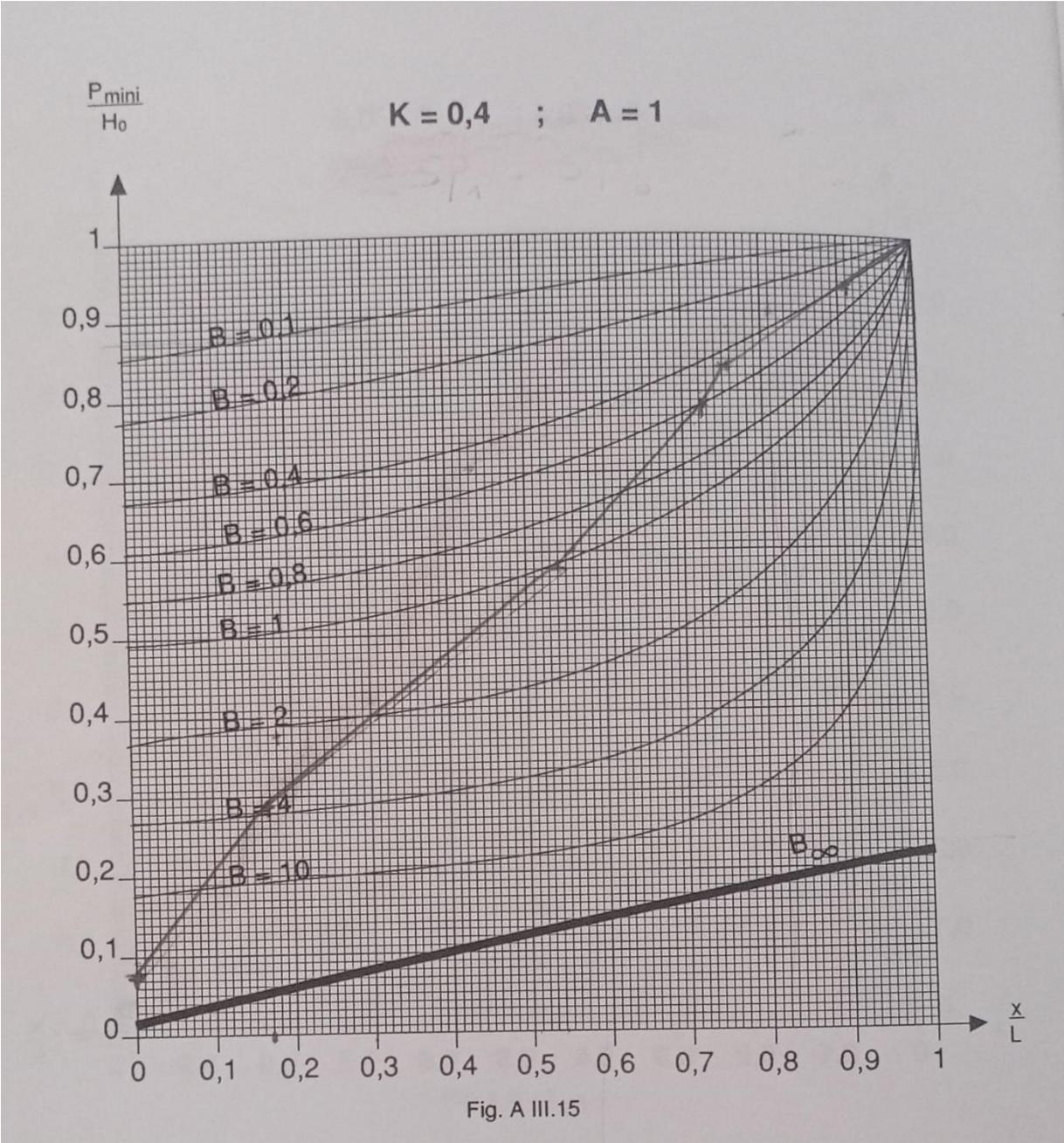
### TUBE PEHD 20 Bars (PE100)

Référence	DESIGNATION	Px ML HT
		Paieiment
		Cash
110220201	Tube PEHD PE100 Ø20	35,63
110220251	Tube PEHD PE100 Ø25	56,79
110220321	Tube PEHD PE100 Ø32	87,87
110220401	Tube PEHD PE100 Ø40	137,16
110220501	Tube PEHD PE100 Ø50	212,44
110220631	Tube PEHD PE100 Ø63	339,16
110220751	Tube PEHD PE100 Ø75	476,86
110090901	Tube PEHD PE100 Ø90	681,00
110091101	Tube PEHD PE100 Ø110	1 021,50
110091251	Tube PEHD PE100 Ø125	1 326,11
110091601	Tube PEHD PE100 Ø160	2 153,11
110092001	Tube PEHD PE100 Ø200	3 345,54
110092501	Tube PEHD PE100 Ø250	5 176,90
110093151	Tube PEHD PE100 Ø315	8 493,77
110094001	Tube PEHD PE100 Ø400	13 656,47
110095001	Tube PEHD PE100 Ø500	21 184,46
110096301	Tube PEHD PE100 Ø630	33 775,76
110097101	Tube PEHD PE100 Ø710	42 328,20
110098001	Tube PEHD PE100 Ø800	53 713,95

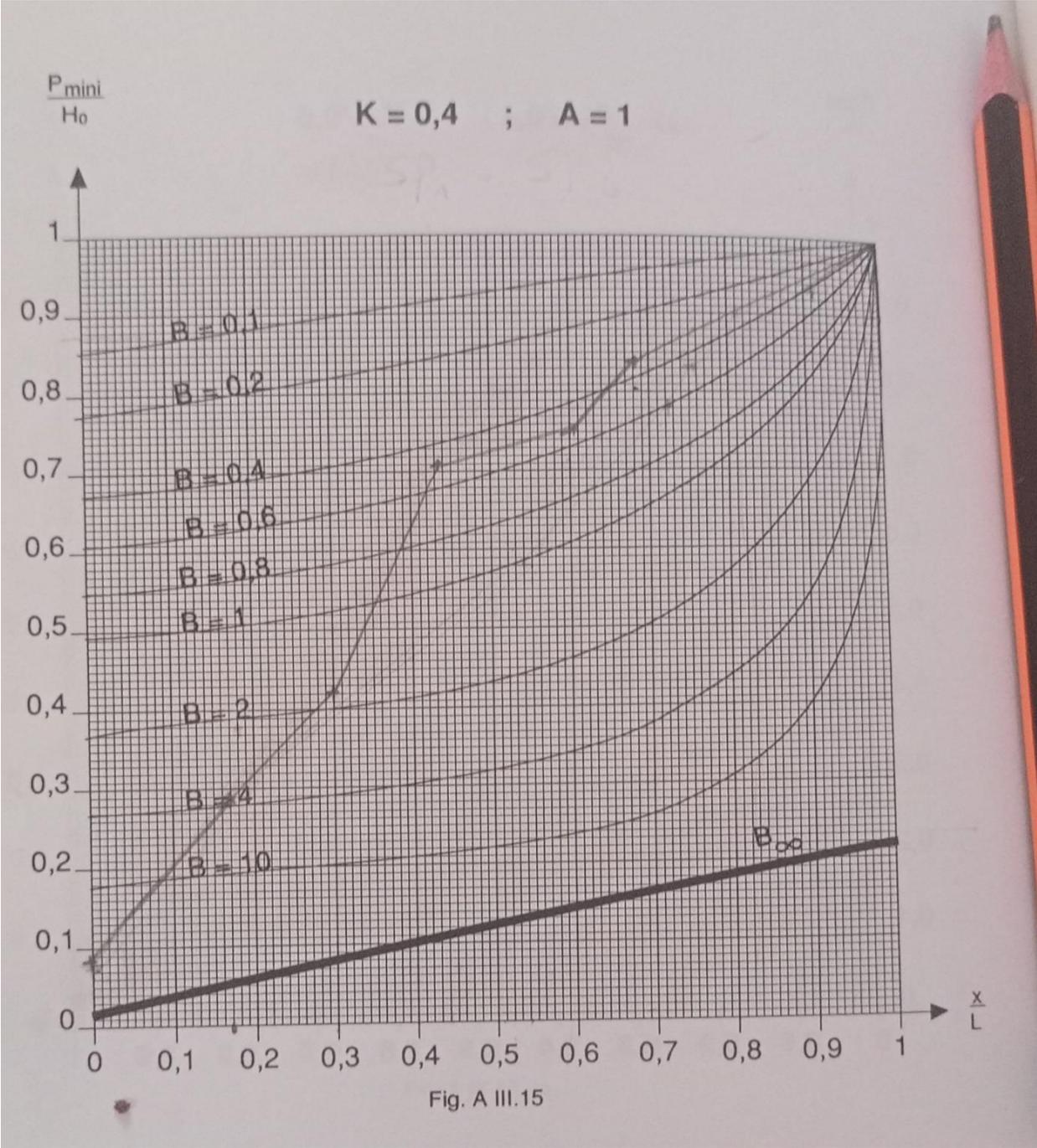
**Annexe V.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier**

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type Rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe VI.1 : coefficient B du tronçon du refoulement SP0 – SP1



Annexe VI.2 : coefficient B du tronçon du refoulement SP1 – SPb



Annexe VI.3 : coefficient B du tronçon du refoulement SPb – R01

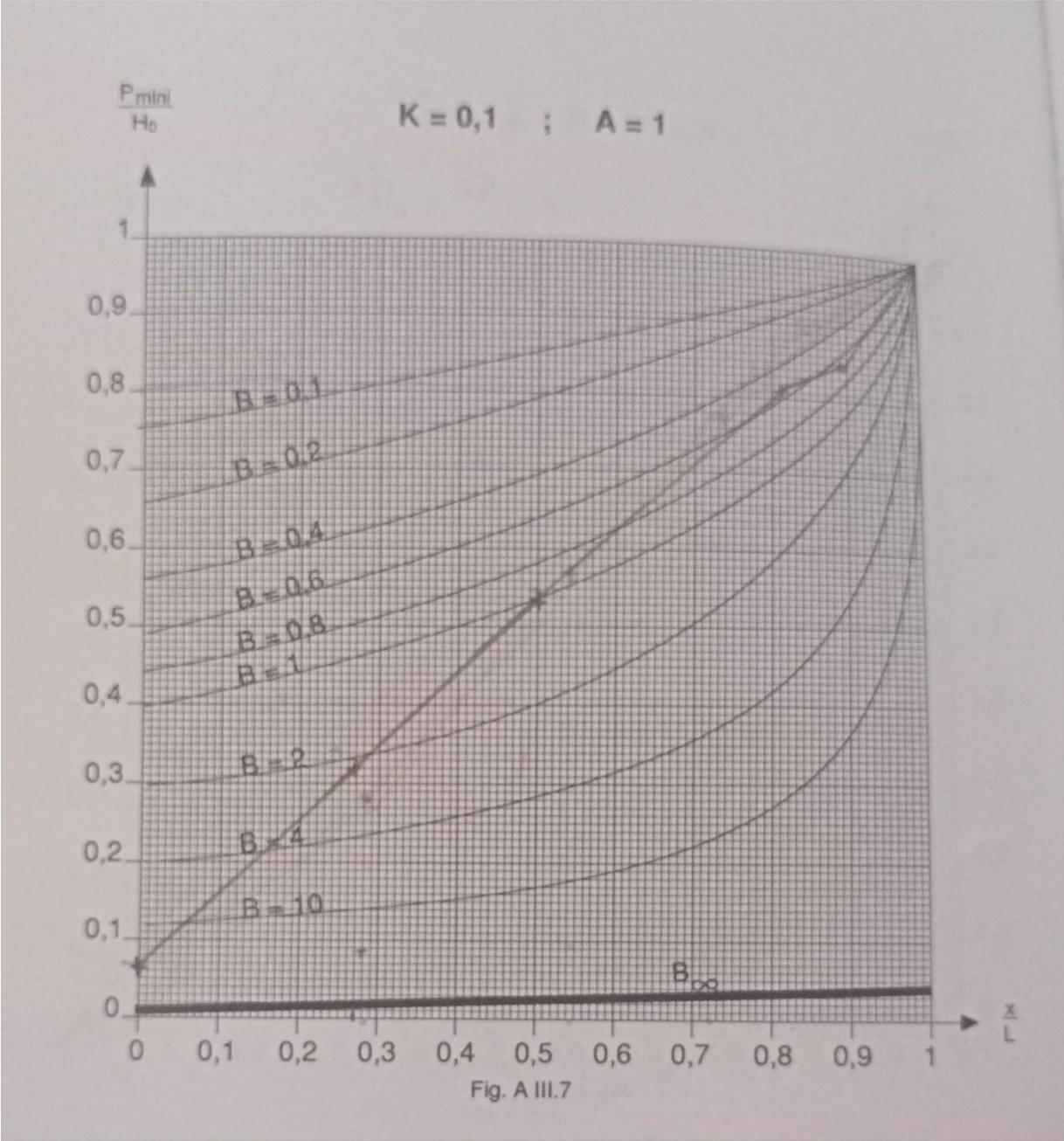
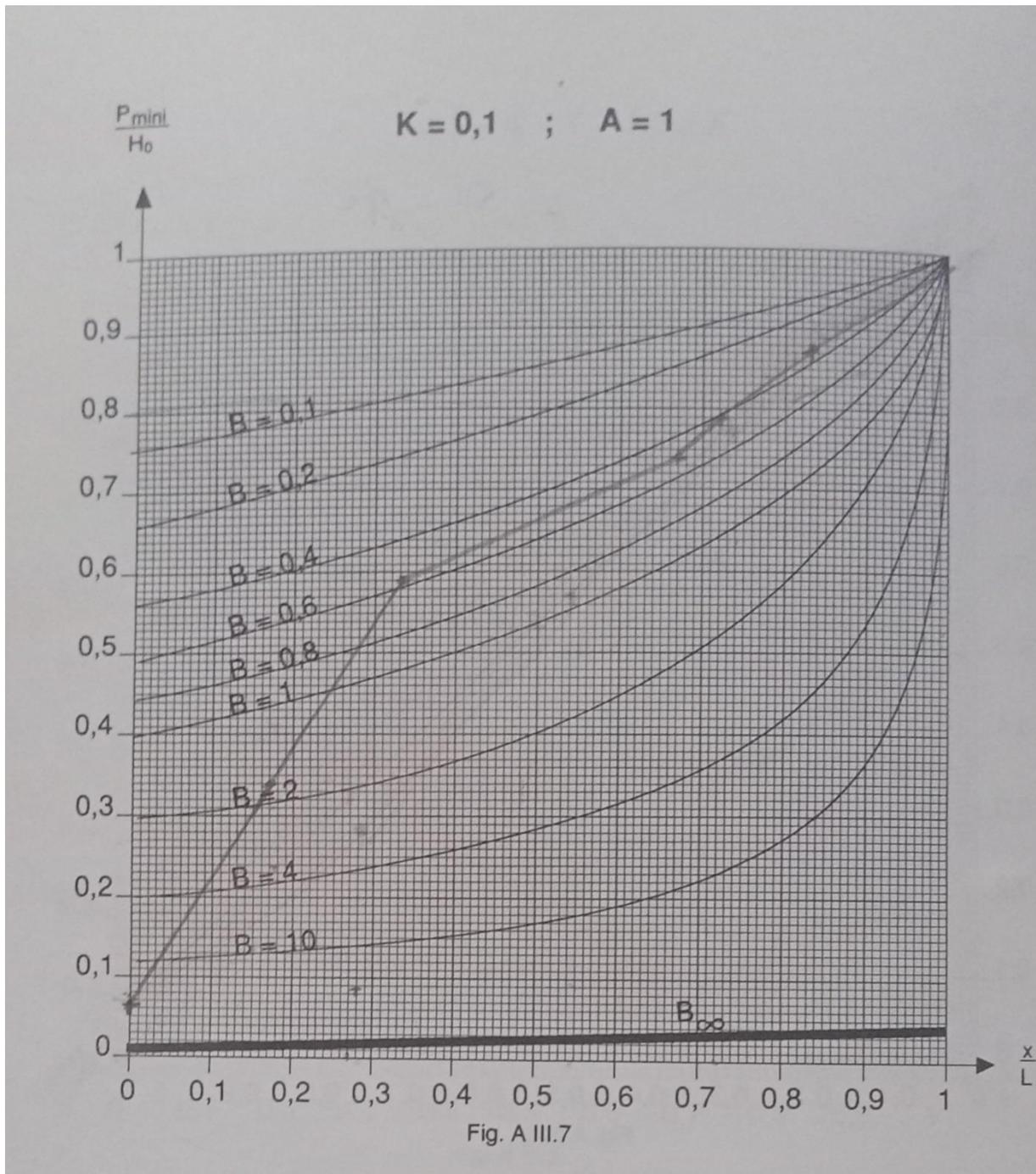
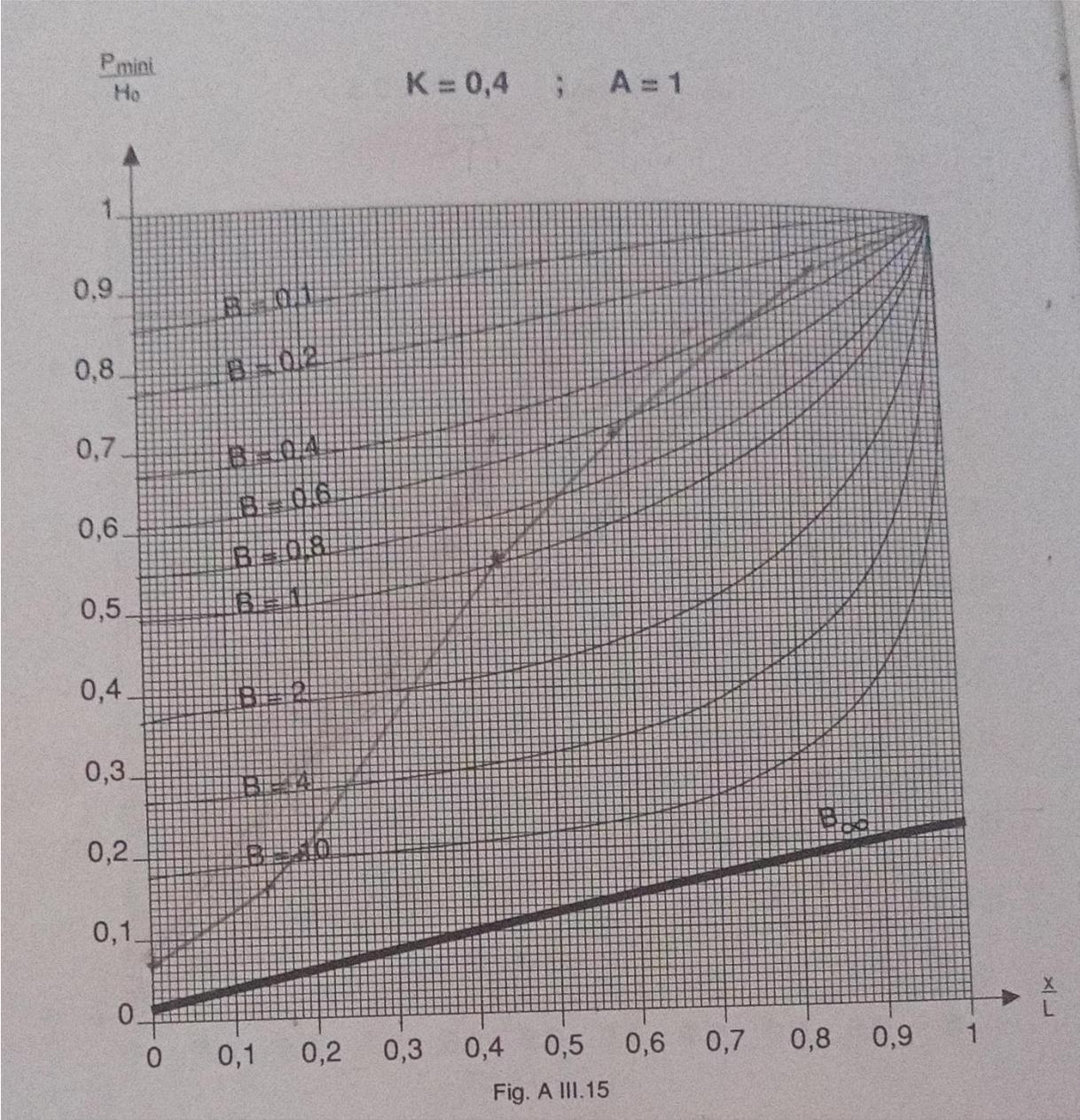


Fig. A III.7

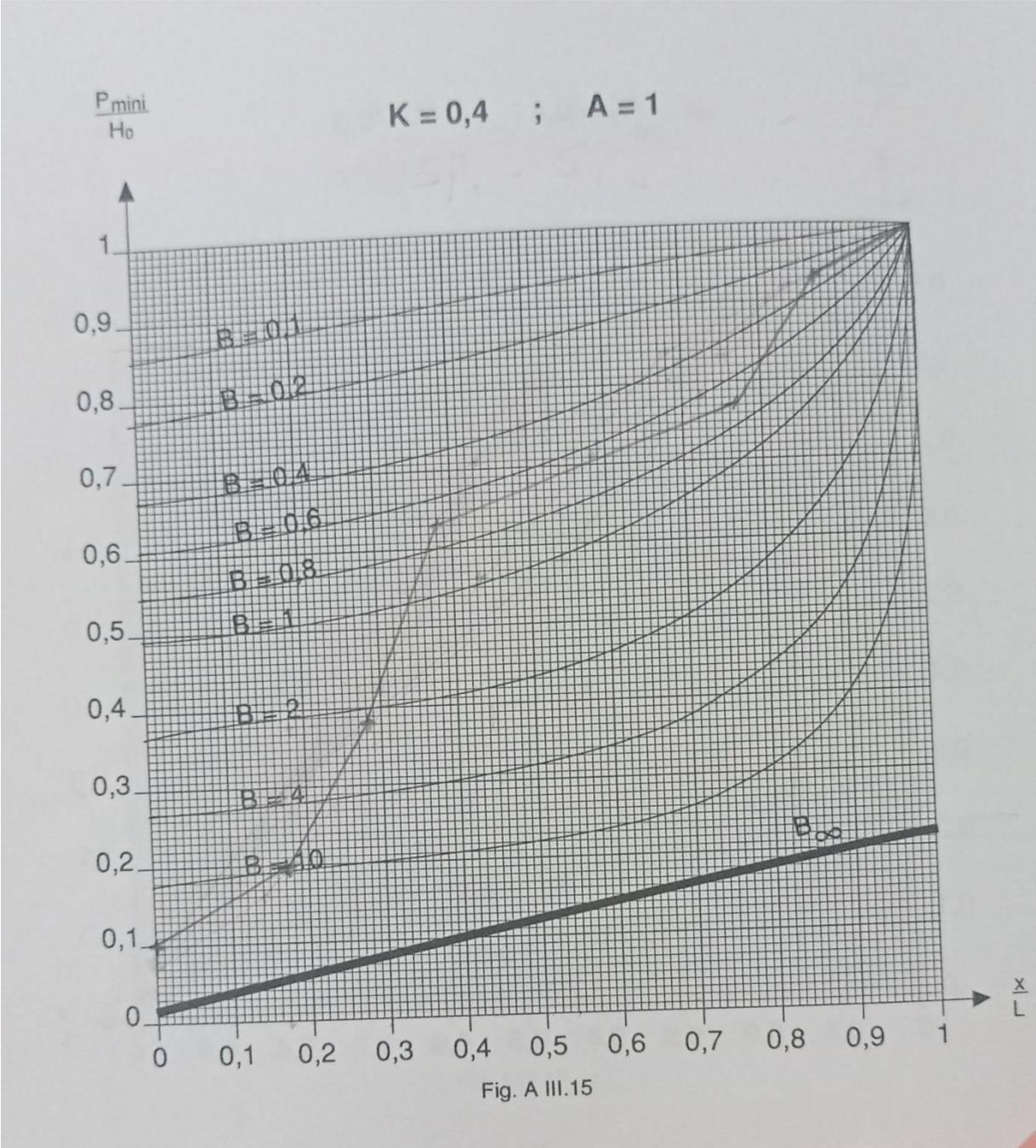
**Annexe VI.4 : coefficient B du tronçon du refoulement SP1 – SP1'**



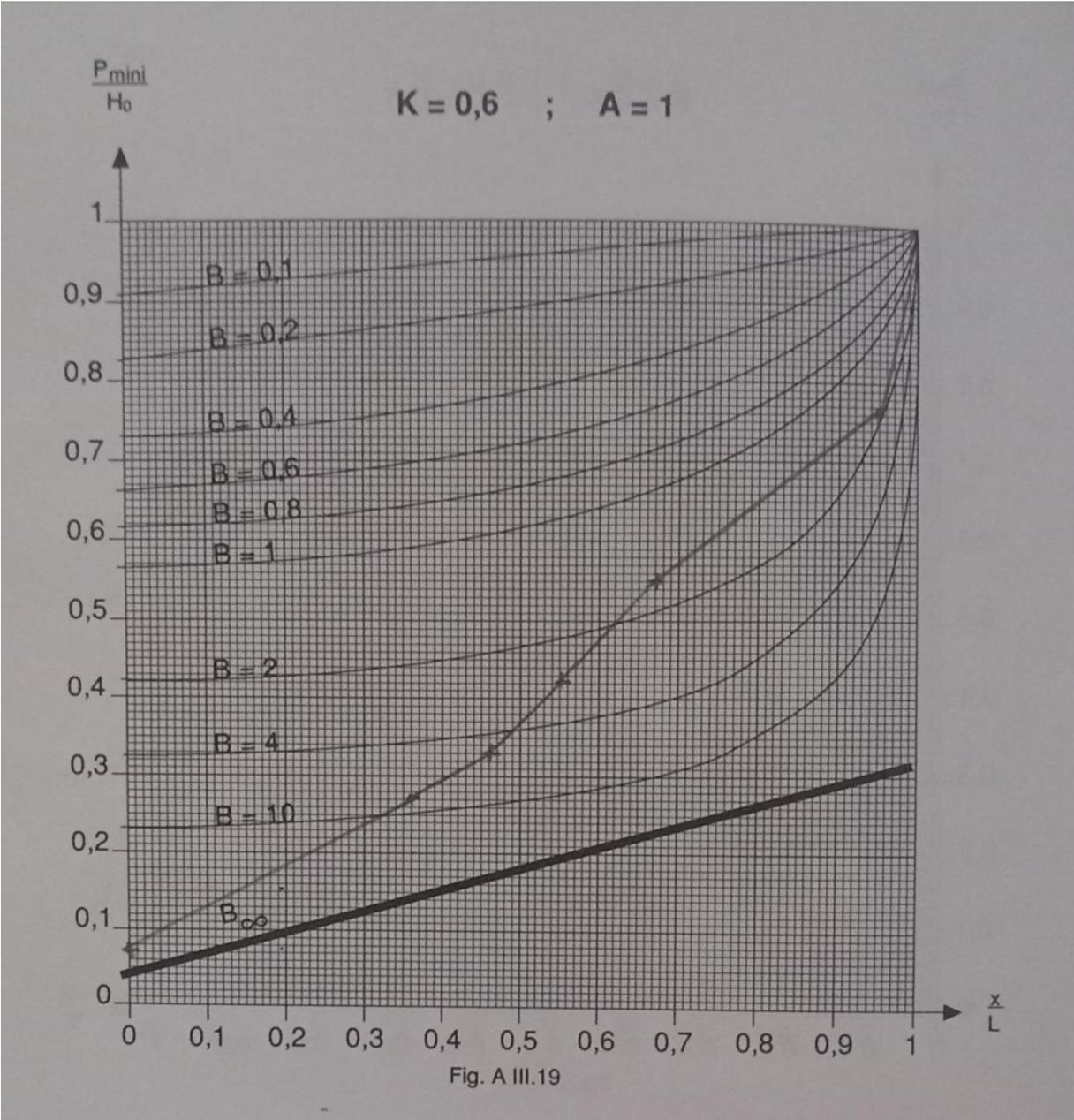
Annexe VI.5 : coefficient B du tronçon du refoulement SP1' - SP2



**Annexe VI.6 : coefficient B du tronçon du refoulement SP2 – RT2**



**Annexe VI.7 : coefficient B du tronçon du refoulement SP3 – SP3'**



**Annexe VI.8** : coefficient B du tronçon du refoulement SP3' - R02

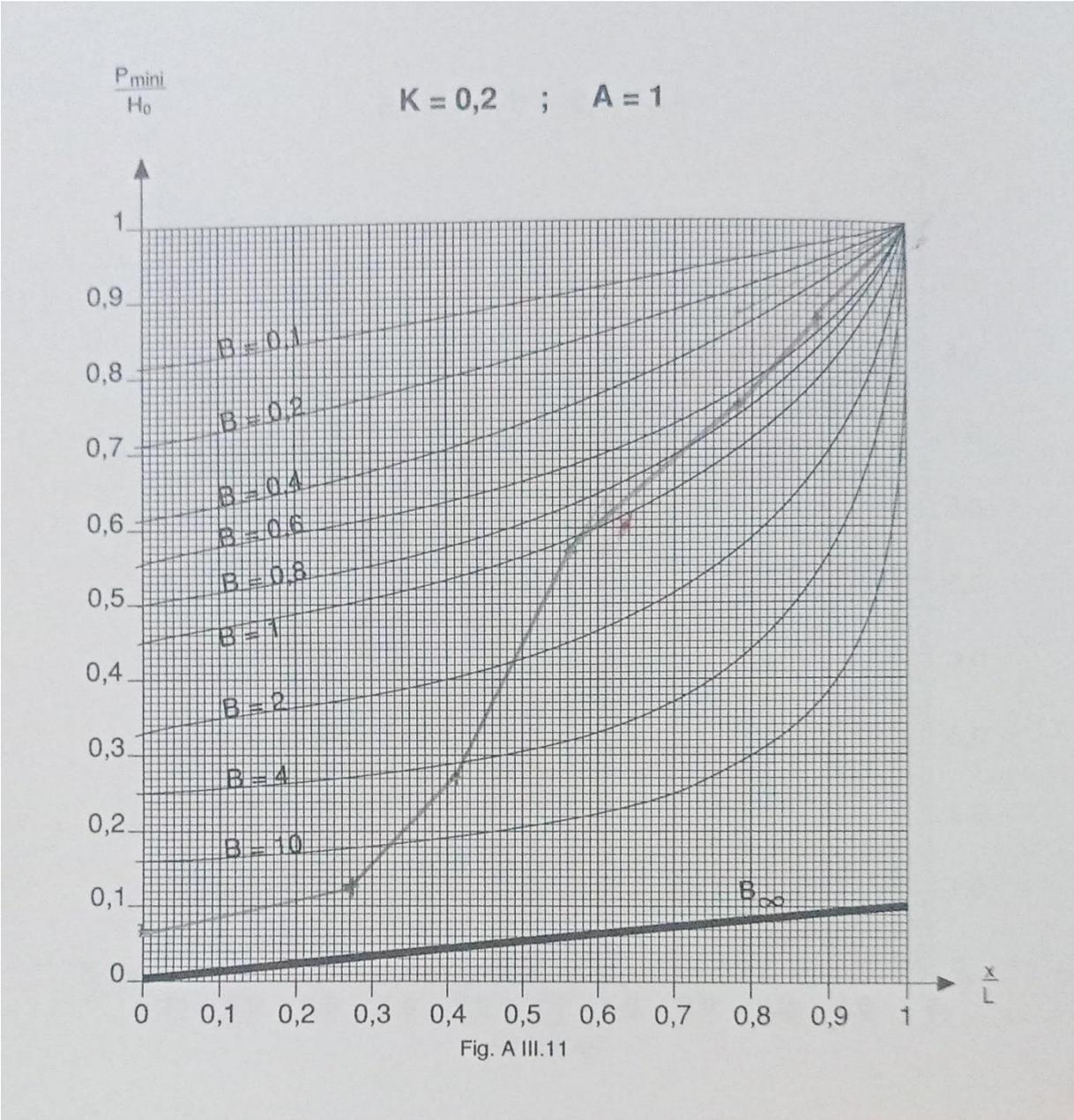


Fig. A III.11

## Gamme *eaux claires*

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

# Hydrochoc

type CAR\* - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier **Hydrochoc** est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP



### PEINTURE

**Interne.** Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.  
**Externe.** Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.



### VESSIE

Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



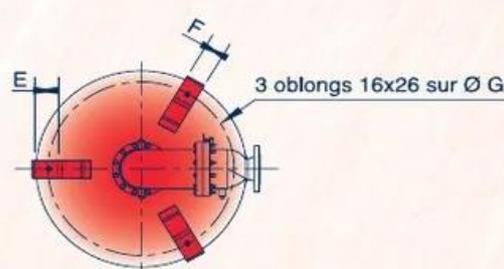
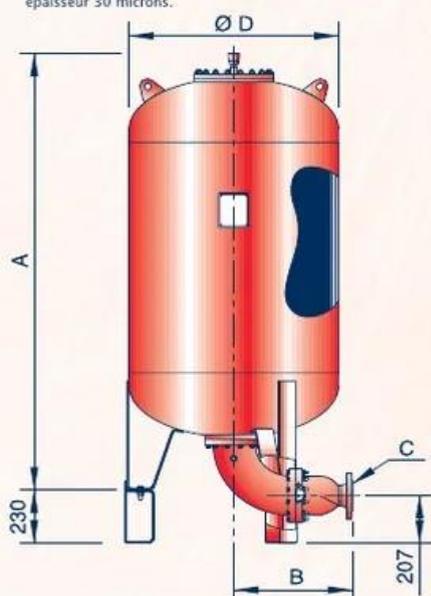
### GARANTIE

"Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."



### EMBALLAGE

Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie C	B	Pds sortie (KG)
DN50	476	32
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

### Gamme 10/15 bars

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-10/15-VF	100	783	630	54	50	560	71
HC-200-10/15-VF	200	1093	630	54	50	560	93
HC-300-10/15-VF	300	1418	630	54	50	560	116
HC-500-10/15-VF	500	2068	630	54	50	560	163
HC-750-10/15-VF	750	1863	850	80	80	755	261
HC-1000-10/15-VF	1000	2363	850	80	80	755	330
HC-1500-10/15-VF	1500	2414	1000	80	100	905	444
HC-2000-10/15-VF	2000	3114	1000	80	100	905	557

\*CAR : Clapet Anti-Retour avec shunt incorporé réglable

**CHARLATTE**  
réservoirs  
FAYAT GROUP

**motralec**

4 rue Lavoisier - ZA Lavoisier - 95223 HERBLAY CEDEX  
Tel. : 01.39.97.85.10 / Fax. : 01.39.97.88.48  
Demande de prix / e-mail : [service-commercial@motralec.com](mailto:service-commercial@motralec.com)  
[www.motralec.com](http://www.motralec.com)