



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Laboratoire de Recherches des Sciences de l'Eau

Département hydraulique

Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme

D'ingénieur d'Etat en hydraulique

Thème :

Etude de raccordement de la station dessalement de souk tleta aux communes de la wilaya de Tlemcen

Dirigé par :

S.BENZIADA

A.TEMMAR

Réalisé et présenté par :

REZIG Omar

SEGHIR OUALI Samir

Soutenu le 15/06/2015 devant le jury suivant :

Pr. A.KETTAB

Pr. S.BENMAMAR

N. NEBACHE

A.GHESMIA

S.BENZIADA

Président

Examineur

Examineur

Examineur

Promoteur

Promotion 2015

ENP, 10 Avenue Hassan Badi BP. 186 EL HARRACH, ALGER

Remerciements

Merci à notre bon Dieu, notre guide, notre force, notre bonheur, et la raison de notre existante. C'est lui qui nous a fait comprendre le but de cette vie, et qui nous a donné le pouvoir d'aimer les gens et d'apprécier les choses. Merci d'être là dans les moments les plus difficiles.

Tout d'abord, on remercie Monsieur S.BENZIADA et Monsieur A.TEMMAR d'avoir être nos promoteurs et surtout de travailler avec eux. On est très reconnaissant pour leur disponibilité, pour leur écoute, ainsi que pour leur confiance pour bien mener ce travail.

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'entreprise Stucky ENHYD, dont on remercie monsieur N.SMAKDJI de nous avoir accepté et ouvrir les portes de son entreprise pour notre stage de fin d'étude et aussi mademoiselle S.BENMAMER d'avoir été disponible pour les difficultés rencontrées ainsi que son encouragement dans le travail et surtout les moments d'écoutes et de besoins.

Nous tenons aussi à remercier tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation particulièrement ceux du département d'Hydraulique de l'école polytechnique, de m'avoir donné la chance d'apprendre, et de nous faire partager leurs savoirs, sans eux je ne serai jamais arrivé à ce stade.

Nous remercions toutes personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail de près ou de loin.

Dédicaces

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut. . .
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect,
la reconnaissance. . Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce projet
de fin d'étude....*

A mes chers parents

*Autant de phrases et d'expressions aussi éloquents soient-elles ne
sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vous avez su
m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la
confiance en soi face aux difficultés de la vie.*

*Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je
ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous
décevoir. Que Dieu, vous préserve, vous accordent santé, et bonheur.*

A mes sœurs : imane et fadoua et mon cher frère : imade

*Merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour
dévoué et votre tendresse.*

*A mes camarades de promotion et amis : Miliani, Mahmoud,
Marouene, Sidemed, Omar, Amine, Hamza et Mustapha .*

A tous les membres de la famille Seghir ouali et Touhari loin

*Et à tout ceux qui on collaboré de prés ou de loin a l'élaboration de ce
travail*

*SEGHIR OUALI
Samir*

Dédicaces

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut. . .
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect,
la reconnaissance. . Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce projet
de fin d'étude....*

A mes chers parents

*Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne
sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vous avez su
m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la
confiance en soi face aux difficultés de la vie.*

*Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je
ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous
décevoir. Que Dieu, vous préserve, vous accordent santé, et bonheur.*

*A mes sœurs : Warda et melissa et mes frère : Oussama et Nazim
Merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour
dévoué et votre tendresse.*

*A mes camarades de promotion et amis : Abdou, Yacine, Rafik,
Faouzi, Samir ,Malek et Mohamed.*

A tous les membres de la famille Rezig et Derouel

*Et à tout ceux qui on collaboré de prés ou de loin à l'élaboration de ce
travail*

*REZIG
omar*

ملخص

في مذكرة التخرج هذه نتطرق الى دراسة ربط محطة تحلية مياه البحر المتواجدة ببلدية سوق الثلاثاء ذات قدرة انتاجية تقدر ب 200000 م³ في اليوم نحو سبعة عشر بلدية من ولاية تلمسان و المعرضة لنقص في التزويد بالماء الشروب . هذا المشروع يكون من خلال دراسة احتياجات كل بلدية ومن ثم تصميم قنوات الربط , خزانات الماء ومحطات الضخ مع مراعات السرعة و الضغط المسموح بها حسب خواص القنوات المستعملة بالإضافة الى تصميم معدات الحماية.

الكلمات المفتاحية

الماء الصالح للشروب, الاحتياجات, القنوات, محطة تحلية مياه البحر.

Résumé

Dans ce projet de fin d'étude on va étudier le raccordement de la station de dessalement d'eau de mer de qui se situe à la commune de souk tleta d'une capacité de production de 200000 m³/jour vers les dix-sept communes de la willaya de Tlemcen déficitaire en eau potable.

Ce projet va se faire à partir de l'étude des besoins de chaque commune puis le dimensionnement des conduites, les réservoirs et les stations de pompage en respectant la vitesse et la pression admissible selon les caractéristiques des conduites utilisées avec le dimensionnement des accessoires de protection.

Mots clés

Eau potable, besoins, conduites, station de dessalement d'eau de mer.

Abstract

In this project of end of study one will study the connection of the station of desalination of sea water of which is located at the commune of souk tleta of an output 200000 m³ / day towards the seventeen communes of the willaya of overdrawn drinking water Tlemcen.

This project will be made starting from the study of the needs for each commune then the dimensioning of the conduits, the reserves and the stations of pumping by respecting the speed and the acceptable pressure according to characteristics' of the conduits used, with the dimensioning of the accessories of protection.

Key words

Drinking water, needs, conduits, station of desalination of sea water.

Table des matières

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

1. Description de la zone d'étude.....	1
1.1. Limite de la zone d'étude	1
1.2. Caractéristiques climatiques	3
1.2.1. Climat	3
1.2.2. Température	4
1.2.3. La pluviométrie.....	4
1.3. Evolution de la population	5
1.4. Les ressources en eau de la zone d'étude	6
1.4.1. Eaux superficielles	6
1.4.2. Eau souterraine	6
1.4.3. Eau non conventionnelle	8
2. Estimation des besoins en eau potable	8
2.1. 2.1. Évaluation de la population	8
2.1.1. Les méthodes d'estimation.....	8
2.1.2. Calcul de la population	9
2.2. Évaluation des besoins.....	9
2.2.1. La notion de la dotation.....	10
2.2.2. Besoins domestiques	11
2.2.3. Consommation maximale journalière	13
2.2.4. Besoins touristiques	14
2.2.5. Besoins industriels	15
2.3. Bilan ressource besoin	15
Conclusion.....	18

Chapitre II : champs de captage

Introduction	19
1. Les eaux conventionnelles	19
1.1 Les eaux de surface.....	19
1.2 Les eaux souterraines	19
1.2.1 Les nappes libres.....	20
1.2.2 Les nappes captives	20
1.2.3 Captage des eaux souterraines	20
2. Les eaux non conventionnelles	23
2.1 Dessalement d'eau de mer.....	23

2.2	La Station de dessalement de ouled ben ayad	24
2.2.1	Les éléments de la station de dessalement de ouled ben ayad	24
	Conclusion.....	25

Chapitre III : étude des réservoirs

	Introduction	26
	1.Rôles et fonction des réservoirs :	26
	2.Emplacement des réservoirs.....	26
	3.Les types de réservoir	27
3.1.	Réservoir terminal	27
3.2.	Réservoir tampon	27
3.3.	les brises charge	27
3.4.	Bâche de reprise	27
	4.Les équipements des réservoirs	28
4.1.	Conduite d'adduction	28
4.2.	Conduite de distribution	29
4.3.	Conduite du trop-plein.....	29
4.4.	Conduite de vidange	29
4.5.	Conduite BY-PASS.....	29
4.6.	Matérialisation de la réserve d'incendie	29
4.7.	Robinets automatiques de remplissage	30
	5.Entretiens des réservoirs	30
	6.Dimensionnement des réservoirs.....	30
6.1.	Méthodologie.....	31
6.1.1.	Méthode de Calcul forfaitaire.....	31
6.1.2.	Méthode graphique	31
6.2.	Capacité et dimensionnement des réservoirs	31
6.3.	Capacité du réservoir tampon	34
	Conclusion.....	35

Chapitre IV : Présentation des différentes variantes

	Introduction	36
--	---------------------------	-----------

1.Types d'adduction	36
1.1 Adduction par écoulement gravitaire	36
1.2 Adduction par refoulement.....	36
2.Critères de tracé de la conduite d'adduction.....	36
2.1 Critères techniques.....	37
2.2 Les critères économiques.....	37
3.Tracé des variantes des conduites d'adduction	38
3.1 Variante 1.....	38
3.1.1 Le couloir Nord-Est	38
3.1.2 Le couloir sud.....	39
3.2 Variante 2.....	40
3.2.1 Le couloir Nord-ouest	40
3.2.2 Le couloir Nord-est	41
3.2.3 Le couloir Sud	42
Conclusion.....	43

Chapitre V : Dimensionnement et calcul technico-économique

Introduction	44
1.Adduction par refoulement	44
1.1. Principes de calcul	44
1.1.1. Détermination du diamètre économique.....	44
1.1.2. Pertes de charges	44
1.1.3. La hauteur manométrique totale.....	45
1.1.4. Puissance des pompes	45
1.1.5. Consommation d'énergie annuelle	46
1.1.6. Frais d'exploitation	46
1.1.7. Frais d'amortissement	46
2.Adduction gravitaire	46
2.1. Principes de calcul	47
2.1.1. Détermination du diamètre économique.....	47
2.1.2. Vérification des vitesses	47
2.1.3. Vérification de la charge hydraulique	47
2.1.4. Ligne piézométrique	47
3.Dimensionnement et frais des conduites	47
3.1. Les tronçons communs entre les deux variantes	47
3.1.1. Par refoulement	47
3.1.2. Par gravité	53
3.2. Les tronçons de la variante 1.....	58

3.2.1.	Par refoulement	58
3.2.1.	Par gravité	59
3.3.	Les tronçons de la variante 2	64
3.3.1.	Par refoulement	64
3.3.2.	Par gravité	66
4.	Comparaison des deux variantes	71
Conclusion.....	71

Chapitre VI: Station de pompage

Chapitre VI.....	72
Généralité.....	72
1. Les pompes centrifuges	72
1.1.	Pompe simple – pompe à aspiration en bout	72
1.2.	Pompe à double flux – pompe à plan de joint axial	73
1.3.	Pompe à plusieurs étages – pompe multicellulaire.....	74
2. Courbes caractéristiques	75
2.1.	Courbe caractéristique d'une pompe :	75
2.2.	Courbe caractéristique d'une conduite	76
2.3.	Point de fonctionnement	76
3. Phénomène de cavitation.....	77
3.1.	Notion de NPSH	77
4. Couplage des pompes.....	78
4.1.	Pompe en série.....	79
4.2.	Pompe en parallèle.....	80
5. Dimensionnement des stations de pompage	81
5.1.	Station de Pompage 1	81
❖	SP 1 :	81
❖	SP1' :	83
5.2.	Station de Pompage 2	84
5.3.	Station de Pompage 3	86
5.4.	Station de Pompage 4	88
5.5.	Station de Pompage 5	90
5.6.	Station de Pompage 6 et 7	92
5.7.	Station de Pompage 8	92

5.8. Station de Pompage de Meghnia.....	94
❖ SP Maghnia 1 :	94
❖ SP Maghnia 2 :	95
❖ SP Maghnia 3 :	97
❖ SP Maghnia 4 :	98
6. Les solutions de correction de débit et hauteur.....	100
6.1. Pompage à vitesse variable	100
6.2. Dissipation d'énergie	100
Conclusion.....	101

Chapitre VII : Protection contre le coup de bélier

Introduction	102
1. Le phénomène du coup de bélier.....	102
2. Causes du coup de bélier.....	102
3. Les risques du coup de bélier	102
3.1. Risque de surpression	102
3.2. Pression négative	103
3.3. Fatigues des conduites	103
4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	103
5. Les différents paramètres du coup de bélier.....	103
5.1. Calcul de la célérité d'ondes.....	103
5.2. Valeur numérique du coup de bélier.....	104
❖ Cas de la fermeture brusque	104
❖ Cas de la fermeture lente.....	104
6. Méthode de BERGERON.....	105
7. Protection des différentes stations de pompage	106
7.1. Station de pompage de Meghnia	106
7.1.1. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 1	106
7.1.2. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 2	106
7.1.3. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 3	107
7.1.4. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 4	107
7.2. Station de pompage 1	107
7.3. Station de pompage 8	108
7.4. Station de pompage 1'	108
7.5. Station de pompage 2	109

7.6. Station de pompage 5	109
7.7. Station de pompage 3	110
7.8. Station de pompage 4	111
<i>8. Récapitulatif des réservoirs d'air pour chaque station :.....</i>	<i>111</i>
<i>Conclusion</i>	<i>112</i>
<i>conclusion générale</i>	<i>113</i>
<i>Références bibliographiques.....</i>	<i>114</i>
<i>Annexe</i>	<i>115</i>

Liste des figures

Figure I. 1 : limite de la zone d'étude	2
Figure I. 2 : Evolution de la température moyenne.	4
Figure I. 3 : Evolution de la pluviométrie.	4
Figure II. 1 : Schéma d'aménagement d'un puits tubulaire	19
Figure II. 2 : Schéma d'aménagement d'un puit de surface.....	20
Figure II. 3 : schéma d'aménagement d'une pointe filtrante.....	21
Figure III. 1 : conduite d'adduction	26
Figure III. 2 : conduite de distribution	27
Figure III. 3 : matérialisation de la réserve d'incendie	28
Figure IV. 1 : schématisation du couloir Nord-Ouest (variante 1).....	38
Figure IV. 2 : schématisation du couloir Nord-Est (variante 1)	39
Figure IV. 3 : schématisation du couloir Sud (variante 1).....	40
Figure IV. 4 : schématisation du couloir Nord-Ouest (variante 2).....	41
Figure IV. 5 : schématisation du couloir Nord-Est (variante 2)	42
Figure IV. 6 : schématisation du couloir Sud (variante 2).....	43
Figure V. 1 : comparaison économique des deux variantes.....	71
Figure VI. 1 : schéma d'une pompe centrifuge à aspiration en bout	75
Figure VI. 2: schéma d'une pompe centrifuge à plan de joint axial	76
Figure VI. 3 : schéma d'une pompe centrifuge multicellulaire	77
Figure VI. 4 : les déférent courbe caractéristique d'une pompe.....	78
Figure VI. 5 : définition du point de fonctionnement.....	79
Figure VI. 6 : relation NPSH et cavitation	80
Figure VI. 7 : schéma d'un couplage en série	81
Figure VI. 8 : la caractéristique équivalente de deux pompes en série	82
Figure VI. 9 : schéma d'un couplage de deux pompes en parallèle	82
Figure VI. 10 : Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en parallèle	83
Figure VI. 11 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 1	84
Figure VI. 12 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 1'	86
Figure VI. 13 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 2	88
Figure VI. 14 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 3	89
Figure VI. 15 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 4	92
Figure VI. 16 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 5	94
Figure VI. 17 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 8	96
Figure VI. 18 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 1	98
Figure VI. 19 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 2	99
Figure VI. 20 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 3	101
Figure VI. 21 : Détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 4	102
Figure VI. 22 : Réglage par laminage (L-R) ou by-pass (B-R).....	104

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Découpage administrative de la zone d'étude.....	3
Tableau I. 2 : Les populations de la zone dans le passé.....	5
Tableau I. 3 : Les ressources souterraines.....	6
Tableau I. 4 : estimation de la population.....	8
Tableau I. 5 : Dotation domestique unitaire en (l/hab/jour).....	9
Tableau I. 6 : Typologie Agglomérations.....	10
Tableau I. 7 : Table de coefficient de majoration et autre usagée.....	10
Tableau I. 8 : Récapitulative de besoin domestique, public et de la petite industrie.....	11
Tableau I. 9 : Les débits journaliers max actuels et en horizon projet.....	12
Tableau I. 10 : Récapitulatif des besoins touristiques.....	12
Tableau I. 11 : les besoins industriels.....	13
Tableau I. 12 : Bilan de ressource et besoin en 2015.....	14
Tableau I. 13 : bilan de ressource et besoin en 2035.....	15
Tableau I. 14 : Déficit total à l'horizon actuel et futur.....	16
Tableau II. 1 : Déficit après exploitation max de la nappe de Maghnia.....	22
Tableau III. 1 : pourcentages de consommation en fonction de nombre d'habitants.....	30
Tableau III. 2 : capacité des réservoirs projet.....	31
Tableau III. 3 : capacité des réservoirs tampons.....	33
Tableau V. 1 : Détermination de diamètre économique du tronçon ST →R.Bouhlou 2.....	47
Tableau V. 2 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 9 →R.Sabra1.....	48
Tableau V. 3 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Zouia →RT Zouia.....	48
Tableau V. 4 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP10 → R.Zouia.....	48
Tableau V. 5 : Détermination du diamètre économique du tronçon ST Boughrara →R.H.Boughrara.....	49
Tableau V. 6 : Détermination du diamètre économique du tronçon ST Boughrara →SP7.....	49
Tableau V. 7 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP7→R.Meghnia 4.....	49
Tableau V. 8 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP3→SP4.....	50
Tableau V. 9 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 4→E 2.....	50
Tableau V. 10 : Détermination du diamètre économique du tronçon E 2→R.Nedroma 1.....	50
Tableau V. 11 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 5→P.....	51
Tableau V. 12 : Détermination du diamètre économique du tronçon P →R.Souahlia 1.....	51
Tableau V. 13 : Détermination du diamètre économique du tronçon P →R.Souahlia 2.....	51
Tableau V. 14 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia→R.Meghnia1.....	52
Tableau V. 15 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia→R.....	52
Tableau V. 16 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia→R.Meghnia3.....	53
Tableau V. 17 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia→R.Meghnia 4.....	53
Tableau V. 18 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT K→SP 10.....	53
Tableau V. 19 : Détermination du diamètre économique du tronçon ST → SP 9.....	54
Tableau V. 20 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT Chebikia → SP 8.....	54

Tableau V. 21 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT K → RT Chebikia	54
Tableau V. 22 : Détermination du diamètre économique du tronçon C → D	55
Tableau V. 23 : Détermination du diamètre économique du tronçon D → D1	55
Tableau V. 24 : Détermination du diamètre économique du tronçon D1 → Djebala 1	55
Tableau V. 25 : Détermination du diamètre économique du tronçon D1 → Djebala 2	55
Tableau V. 26 : Détermination du diamètre économique du tronçon D → E	56
Tableau V. 27 : Détermination du diamètre économique du tronçon E → E1	56
Tableau V. 28 : Détermination du diamètre économique du tronçon E1 → E11	57
Tableau V. 29 : Détermination du diamètre économique du tronçon E11 → R.Tient 1	57
Tableau V. 30 : Détermination du diamètre économique du tronçon E11 → R.Tient 2	57
Tableau V. 31 : Détermination du diamètre économique du tronçon E1 → SP 3	57
Tableau V. 32 : Détermination du diamètre économique du tronçon F → SP 5	58
Tableau V. 33 : Détermination du diamètre économique du tronçon SDEM → SP 1	58
Tableau V. 34 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP1 → SP 1'	59
Tableau V. 35 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP1' → RT1	59
Tableau V. 36 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP2 → RT2	59
Tableau V. 37 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 1 → A	60
Tableau V. 38 : Détermination du diamètre économique du tronçon A → M	60
Tableau V. 39 : Détermination du diamètre économique du tronçon M → R.M'sirda 1	60
Tableau V. 40 : Détermination du diamètre économique du tronçon M → R.M'sirda 2	61
Tableau V. 41 : Détermination du diamètre économique du tronçon A → L	61
Tableau V. 42 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → R.B.Mhidi 1	61
Tableau V. 43 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → R.B.Mhidi 2	62
Tableau V. 44 : Détermination du diamètre économique du tronçon A → SP 2	62
Tableau V. 45 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2 → R.Temghemt	62
Tableau V. 46 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2 → R.Bouzaki	62
Tableau V. 47 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2 → B	63
Tableau V. 48 : Détermination du diamètre économique du tronçon B → G	63
Tableau V. 49 : Détermination du diamètre économique du tronçon G → R.Souani 1	63
Tableau V. 50 : Détermination du diamètre économique du tronçon G → R.Souani 2	64
Tableau V. 51 : Détermination du diamètre économique du tronçon G → RT Chebikia	64
Tableau V. 52 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT Chebikia → SP Meghnia	64
Tableau V. 53 : Détermination du diamètre économique du tronçon SDEM → A	65
Tableau V. 54 : Détermination du diamètre économique du tronçon A → B	65
Tableau V. 55 : Détermination du diamètre économique du tronçon B → SP 1	65
Tableau V. 56 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 1 → RT 1	66
Tableau V. 57 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 2 → RT 2	66
Tableau V. 58 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 1 → SP 2	67
Tableau V. 59 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT2 → R.Temghemt	67
Tableau V. 60 : Détermination du diamètre économique du tronçon R.Temghemt → L	67
Tableau V. 61 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → R.Bouzaki	68
Tableau V. 62 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → M	68
Tableau V. 63 : Détermination du diamètre économique du tronçon M → R.M'sirda	68
Tableau V. 64 : Détermination du diamètre économique du tronçon M → N	68
Tableau V. 65 : Détermination du diamètre économique du tronçon N → R.M.B.Mhidi 1	69

Tableau V. 66 : Détermination du diamètre économique du tronçon N→R.M.B.Mhidi 2.....	69
Tableau V. 67 : Détermination du diamètre économique du tronçon C→H	69
Tableau V. 68 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT Chebikia → SP Meghnia.....	70
Tableau V. 69 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2→C.....	70
Tableau V. 70 : Détermination du diamètre économique du tronçon H→RT Chebikia.....	70
Tableau VI. 1 : variation de la tension de vapeur en fonction de la température	80
Tableau VI. 2 : caractéristique conduite	84
Tableau VI. 3 : caractéristique pompe.....	84
Tableau VI. 4 : NPSH requis	84
Tableau VI. 5 : point de fonctionnement SP 1	84
Tableau VI. 6 : caractéristique conduite SP1'	85
Tableau VI. 7 : caractéristique pompe.....	85
Tableau VI. 8 : NPSH requis SP1'	86
Tableau VI. 9 : point de fonctionnement SP 1'	86
Tableau VI. 10 : caractéristique conduite SP 2.	87
Tableau VI. 11 : caractéristique pompe.....	87
Tableau VI. 12 : NPSH requis SP 2.....	87
Tableau VI. 13 : point de fonctionnement SP 2	88
Tableau VI. 14 : caractéristique conduite SP3- SP 4	89
Tableau VI. 15 : caractéristique pompe.....	89
Tableau VI. 16 : NPSH requis SP 3.....	89
Tableau VI. 17 : point de fonctionnement SP 3	89
Tableau VI. 18 : perte de charge sur la conduite SP4 - E2	90
Tableau VI. 19 : caractéristique conduite E2 – réservoir Nedroma 1	90
Tableau VI. 20 : caractéristique conduite E2 – réservoir Nedroma 2	90
Tableau VI. 21 : caractéristique système.....	91
Tableau VI. 22 : caractéristique pompe.....	91
Tableau VI. 23 : NPSH requis SP 4.....	91
Tableau VI. 24 : point de fonctionnement SP 4	92
Tableau VI. 25 : perte de charge sur la conduite SP	93
Tableau VI. 26 : caractéristique conduite P – réservoir Souahlia 1.....	93
Tableau VI. 27 : caractéristique conduite P – réservoir Souahlia 2.....	93
Tableau VI. 28 : caractéristique pompe SP 5	93
Tableau VI. 29 : NPSH requis SP 5.....	93
Tableau VII. 30 : point de fonctionnement SP 5	94
Tableau VI. 31 : perte de charge sur la conduite SP8 – M	95
Tableau VI. 32 : caractéristique conduite M – réservoir BMC	95
Tableau VI. 33 : caractéristique conduite M –réservoir sidi Mdjahed	95
Tableau VI. 34 : caractéristique système.....	95
Tableau VI. 35 : caractéristique pompe SP 8	96
Tableau VI. 36 : NPSH requis SP 8.....	96
Tableau VI. 37 : point de fonctionnement SP 8	96
Tableau VI. 38: caractéristique conduite SP Maghnia –R Maghnia 1.....	97
Tableau VI. 39 : caractéristique pompe.....	97
Tableau VI. 40 : NPSH r SP Maghnia 1	97

Tableau VI. 41 : point de fonctionnement SP Maghnia 1	98
Tableau VI. 42 : caractéristique conduite SP Maghnia –R Maghnia 2.....	99
Tableau VI. 43 : caractéristique pompe.....	99
Tableau VI. 44 : NPSH r SP Maghnia 2	99
Tableau VI. 45 : point de fonctionnement SP Maghnia 2	99
Tableau VI. 46 : caractéristique conduite SP Maghnia2 –R Maghnia 3.....	100
Tableau VI. 47 : caractéristique pompe.....	100
Tableau VI. 48 : NPSH r SP Maghnia 3	100
Tableau VI. 49 : point de fonctionnement SP Maghnia 3	101
Tableau VI. 50 : caractéristique conduite SP Maghnia2 –R Maghnia 4.....	102
Tableau VI. 51 : caractéristique pompe SP Maghnia 4	102
Tableau VI. 52 : NPSH r SP Maghnia 4	102
Tableau VI. 53 : point de fonctionnement SP Maghnia 4	102
Tableau VII . 1 : coefficient K pour divers matériaux	104
Tableau VII. 2 : récapitulatif des réservoirs d'air	111

Notations principales

RT :	réservoir tampon	[-]
R :	réservoir	[-]
SDEM :	station de dessalement d'eau de mer	[-]
Sp :	station de pompage	[-]
Q :	débit	[m ³ /s]
ΔH_L :	Perte de charge linéaire	[m]
J :	Coefficient de pertes de charge linéaire	[m/m]
λ :	Coefficient universel de pertes de charge	[-]
D :	Diamètre intérieur de la conduite	[mm]
g :	Accélération de la pesanteur	[m2/s]
V :	Vitesse moyenne du liquide dans la conduite	[m/s]
k :	Rugosité moyenne de la paroi intérieure du tuyau	[mm]
Re :	Nombre de Reynolds	[-]
ν :	Viscosité cinématique du liquide	[m2/s]
ΔH_S :	Pertes de charge singulière	[m]
ΔH_T :	Pertes de charge totale	[m]
P :	Puissance absorbée	[KW]
Hg :	Hauteur géométrique	[m]
HMT :	Hauteur manométrique	[m]
ρ :	Masse volumique	[Kg/m3]
η :	Rendement	[%]
NPSHd :	Charge nette à l'aspiration disponible	[m]
NPSHr :	Charge nette à l'aspiration requise	[m]
E :	La consommation d'énergie annuelle	[kW/ans]
T_p :	Temps de pompage	[h]
FE :	Frais d'exploitation	[DA]
e :	le prix d'électricité	[Da/kWh]
A :	Annuité	

i :	Le taux d'actualisation	[%]
F_a :	Frais d'amortissement	[DA]
P_{ml} :	Prix du mètre linéaire de conduite	[DA]
L :	Longueur de conduite	[m]
FT:	frais total	[DA]
ST:	station de traitement	[-]
ε :	Compressibilité du liquide	[Pa-1]
P:	population	[-]
K_a :	coefficient de progression arithmétique	[-]
τ :	taux d'accroissement annuel de la population	[-]
B_d :	Besoins domestiques journaliers	[m ³ /jour]
N_h :	nombre d'habitants	[-]
D:	dotation (l/hab/jour)	[L/hab/jour]
Q_{maxj} :	débit maximum journalier	[m ³ /jour]
Q_{moyj} :	débit moyen journalier	[m ³ /jour]
K_{maxj} :	coefficient d'irrégularité maximale journalière	[-]
Q_{inc} :	débit d'incendie	[m ³ /s]
a:	apport et la consommation	[m ³]
V:	volumes théoriques des réservoirs	[m ³]
V_{RT} :	volume du réservoir tampon	[m ³]
T:	temps de remplissage du réservoir	[mn]
V_s :	volume de sécurité	[m ³]
J_a :	perte de charge à l'aspiration	[m]
ρ :	masse volumique de l'eau	[Kg/m ³]
P_v :	tension de vapeur	[m]
Q_p :	débit de fonctionnement	[l/s]
H_p :	la hauteur de fonctionnement	[m]

Introduction générale

Introduction générale

L'eau dans le monde est répartie d'une façon inéquitable de point de vue qualité et quantité, ce qui concerne la quantité l'eau représente les trois quarts de la surface du globe terrestre .ce qu'on déduit de ce chiffre qu'il n'ya pas un manque d'eau dans la planète, mais réellement l'eau douce représente que 2,6 % de cette immense quantité en plus de ça les 2,6% sont aussi distribuer d'une façon inégale.

En plus de ces contraintes, il y'a l'accroissement démographique qui fait augmenter la demande en eau.

Notre pays n'est pas à l'abri de ce problème parce qu'il est semi aride.la pluviométrie moyenne annuelle ne dépasse pas 600 mm donc une pluviométrie très faible. Ce qui engendre des réserves surfaciques et souterraines moins importantes qui la rend incapable de satisfaire les besoins domestiques, irrigations et industrielles de la population.

Ce qui est bien le cas pour notre zone d'étude « extrême ouest de Tlemcen » qui marque un déficit d'eau considérable dans les dernières années .ce qui nous a poussés a cherché des solutions convenables à ce problème qui est l'obligation d'aller vers les eaux non conventionnelle et plus précisément le dessalement d'eau de mer.

L'objectif de ce projet de fin d'études est le raccordement de la station dessalement de Souk Tleta d'une capacité de 200000m³/j aux réseaux d'eau potable des communes déficitaires de la wilaya de Tlemcen.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I**Présentation de la zone d'étude****Introduction**

La zone d'étude concerne une partie de la willaya de Tlemcen est composée de 17 communes. Malgré la disponibilité des différentes sources d'approvisionnement en eau (superficiel, souterraine et **SDEM**¹ de Tafsout), les agglomérations, les industries et l'agriculture de ces communes sont très mal desservies en eau. Ainsi l'objectif de ce travail est d'améliorer et de solutionner leurs dessertes en eau.

1. Description de la zone d'étude**1.1. Limite de la zone d'étude**

La zone d'étude est composé de 17 communes des 53 communes de la willaya de Tlemcen , Elle est située au nord-ouest de l'Algérie et délimitée par :

- La frontière Algéro-marocaine à l'ouest,
- Le reste des communes de Tlemcen à l'est,
- La mer méditerranéenne au nord,
- Enfin les commune de l'atlas tellien au sud.

¹ SDEM : station dessalement d'eau de mer

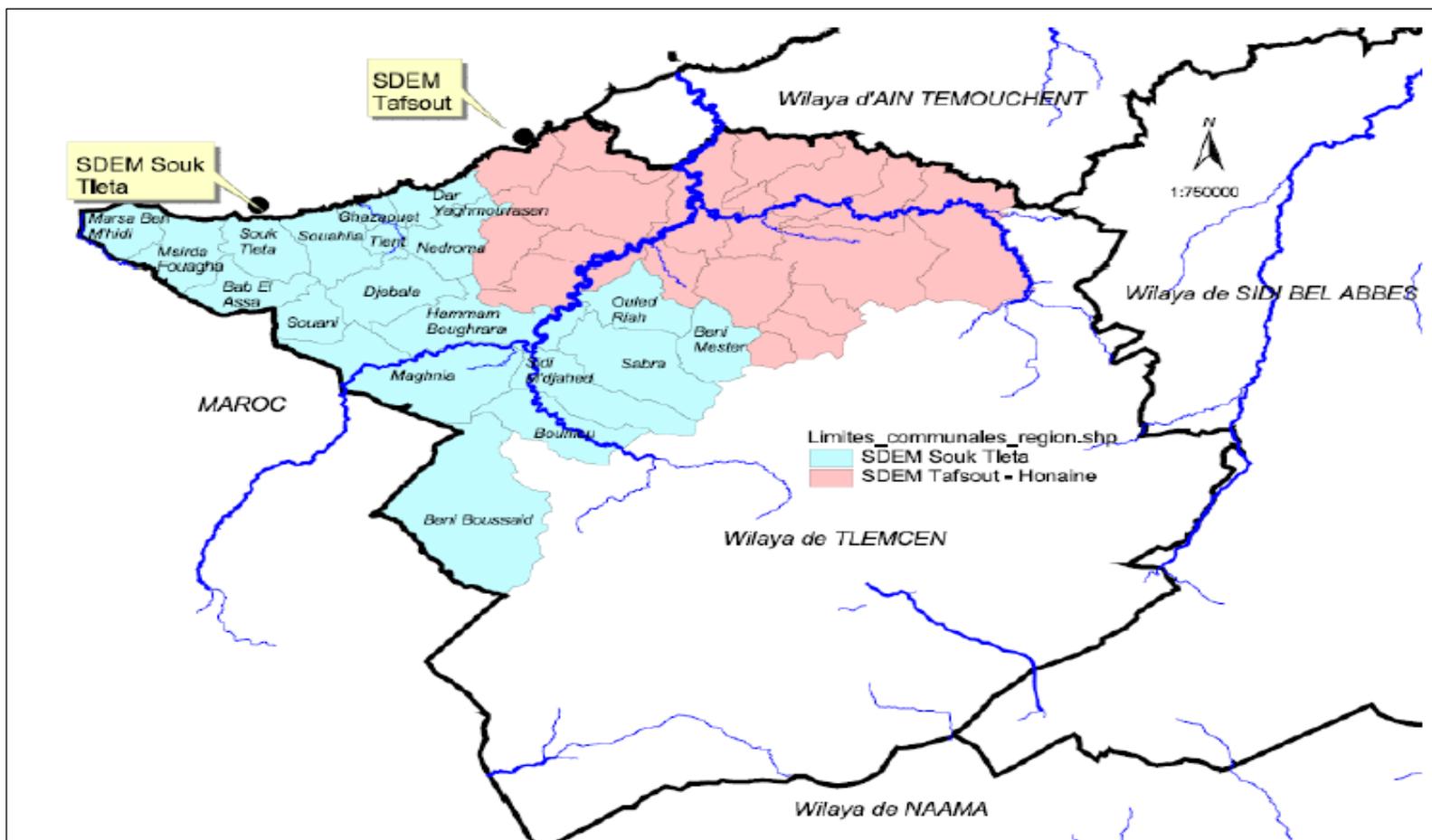


figure I. 1 : limite de la zone d'étude

Le découpage administratif de la zone d'étude est listé dans le tableau suivant:

Tableau I. 1 : découpage administrative de le zone d'étude

Daïra	Commune	Superficie (Km ²)
Ghazaouet	Ghazaouet	28.00
	Souahlia	71.00
	Tient	21.00
	Dar yaghmourassene	57.00
Nedroma	Nedroma	90.50
	Djebala	115.00
Maghnia	Maghnia	294.00
	Hammam Boughrara	167.00
Bab el assa	Bab el assa	97.00
	Souani	55.00
	Souk teleta	39.00
Mersa ben m'hidi	Mersa ben m'hidi	70.00
	M'sirda fouaga	86.00
Sabra	Sabra	160.00
	Bouhlou	170.56
Beni boussaid	Beni boussaid	329.00
	Sidi mdjahed	98.93
Surface total		1948.99

1.2. Caractéristiques climatiques

1.2.1. Climat

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et pluvieux de novembre à mai, au cours duquel les précipitations sont irrégulièrement réparties avec une fréquence de gelées, et un été relativement chaud et sec, de juin à septembre. Ce qui confère à la région un climat semi-aride.

1.2.2. Température

La température minimale observée est de 8.9°C au mois de janvier. La valeur maximale est de 25.3°C au mois d'août (figure I.2).

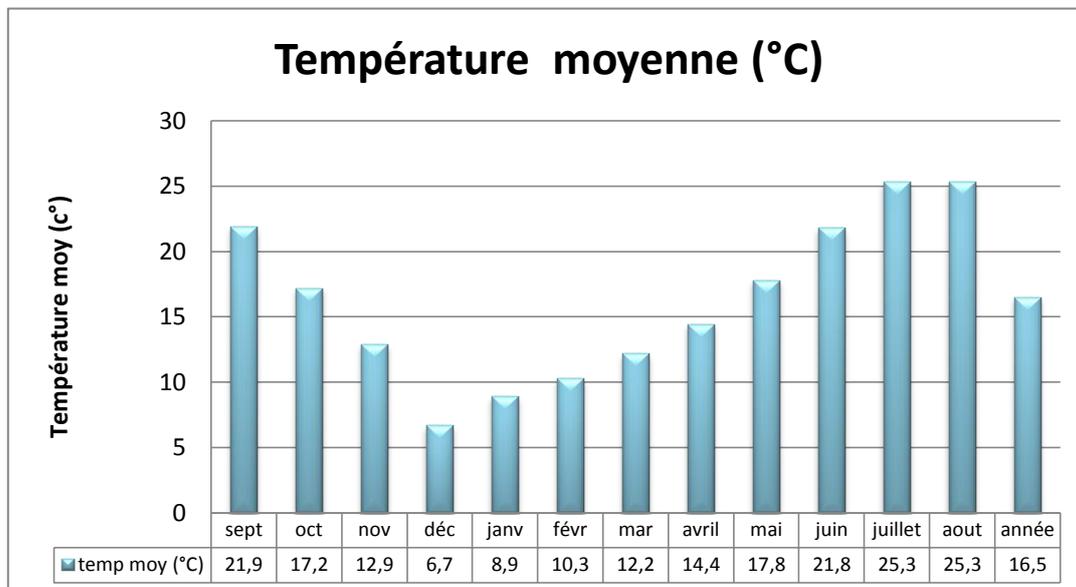


figure I. 2 : évolution de la température moyenne.

1.2.3. La pluviométrie

En ce qui concerne la pluviométrie, le mois le plus pluvieux est celui de février avec une précipitation moyenne de 76.0 mm. Le mois le plus sec est celui de juillet avec une précipitation moyenne de 4.5 mm. La période pluviale s'étale du mois d'octobre jusqu'au mois de mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 52.8 mm (figure I.3).

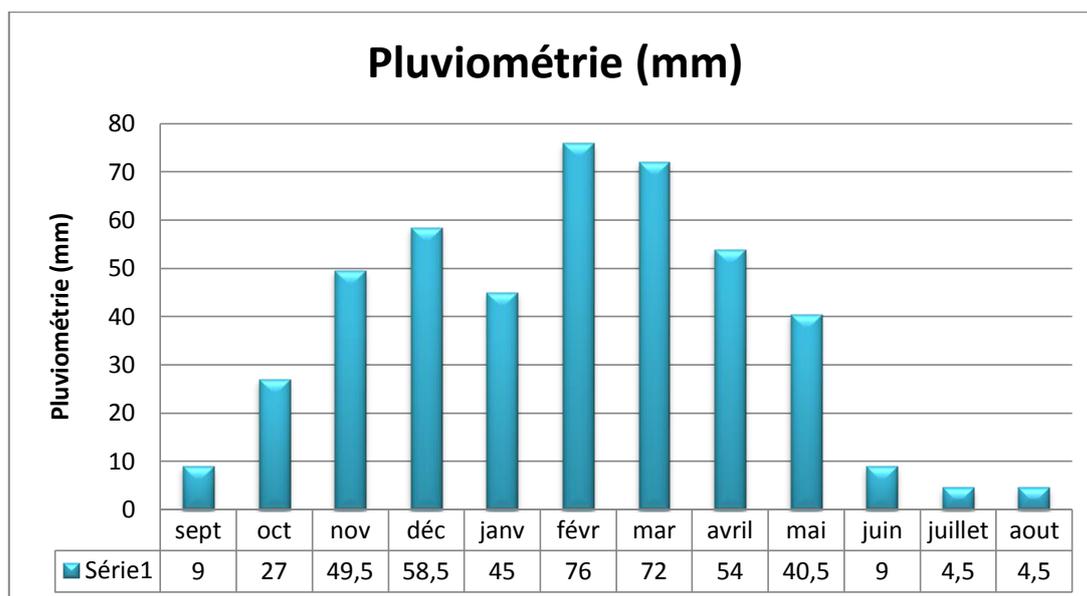


figure I. 3 : évolution de la pluviométrie.

1.3. Evolution de la population

Dans la description d'une zone donnée, on ne doit pas négliger l'évaluation de la population. C'est un point fondamental dans l'estimation des populations futures, ce qui permet par la suite la détermination des besoins en eau d'une agglomération donnée dans le futur. Le tableau I.2 ci-dessous résume la population de toutes les communes de notre zone d'étude sur la base des recensements de 1987, 1998 et 2008.

Tableau I. 2 : les populations de la zone dans le passé.

Commune	Population 1987	Population 1998	Population 2008
Ghazaouet	27252	31303	33774
Souahlia	8049	14248	22245
Nedroma	21646	27906	32498
Maghnia	62137	88912	114634
Hammam Bouhrara	7549	10236	11444
Bab El Assa	4180	6480	10147
Marsa Ben M'hidi	2594	3896	6212
Sabra	16209	23196	28555
Beni Boussaid	4508	8278	13182
Souani	3855	7383	9513

Souk Tleta	712	761	2756
M'sirda Fouaga	2488	3230	5693
Bouhlou	4532	5125	6347
Sidi Medjahed	4074	6231	7164
Djebala	4438	5245	8369
Dar Yaghmourassene	4533	6122	6331
Tianet	2683	3516	4493

Source : office national de statistique (ONS)

1.4. Les ressources en eau de la zone d'étude

La situation géographique et climatique de la zone d'étude permet de disposer d'une variété de ressources en eau. En effet, un système hydrographique riche engendre un volume d'eau superficiel considérable. Ainsi, l'existence d'une nappe aquifère, rend disponible des volumes en eau souterraines exploitables. Enfin, par une façade littorale au nord, un potentiel de ressource non conventionnelle peut être aisément exploité.

1.4.1. Eaux superficielles

1.4.1.1. *Le barrage de Beni Bahdel*

C'est le plus ancien barrage de la région de capacité 63 Hm³. Il a été réalisé au temps de la colonisation française en 1952. Ses eaux ont été destinées au départ à la mise en valeur de la plaine de Maghnia. La conjoncture climatique a fait que les eaux ont été détournées pour assurer l'A.E.P de la ville d'Oran qui souffrait d'un manque d'eau énorme. Le manque d'eau dans la ville d'Oran est en voie de règlement, particulièrement par l'approvisionnement à partir d'autres sources (autres barrages et station de dessalement des eaux). Une partie des eaux de cette retenue sera prochainement réaffectée vers le groupement urbain de Tlemcen.

1.4.1.2. *Le barrage de Hammam Bouhrara*

Au moment de l'étude de ce barrage, il a été proposé d'utiliser les eaux mobilisées pour la mise en valeur agricole de la moyenne et basse Tafna. Actuellement, il y a des lâchés d'eau qui sont effectués dans ce but. Deux transferts d'eau sont prévus : le premier est achevé et permet l'acheminement de 17 Hm³/an vers les deux réservoirs de 5000 m³ chacun de la ville de Maghnia. Le second transfert est prévu vers Oran et acheminera 33 Hm³/an. Il est en cours de lancement. Il faut noter que pour ce barrage, il est encore prévu un transfert vers la station de Bou Hallou. Ce dernier est encore au stade des études.

1.4.2. Eau souterraine

Les monts de Tlemcen, par leur constitution géologique et leur contexte hydrogéologique, comportent de grandes potentialités en eaux souterraines. D'importants programmes de réalisations

de forages sont menés par l'ANRH ainsi que la DHW de Tlemcen. Les forages réalisés sont de moyenne et grande profondeur (200 à 800m). Ils sont réalisés soit par des entreprises nationales ou étrangères. Généralement, des prospections par méthodes géophysiques précèdent les réalisations de ces forages. Les résultats obtenus sont souvent satisfaisants. Les débits mobilisés sont importants (10 à 60l/s).

Dans notre zone d'étude, il existe deux grandes nappes souterraines celle de MAGHENIA et de NEDROMA sur 52 forages qui assure l'alimentation actuelle de la zone d'étude.

La nappe de Maghnia est une nappe libre du Plio Quaternaire (sables, graviers et limons argileux) couvrant une superficie de 813.3 km². Selon les résultats de l'étude générale de la PMH de l'Algérie du Nord, les potentialités de cette nappe sont de l'ordre de 35 Hm³/an tandis que les réserves exploitées sont estimées à 18 Hm³/an.

La nappe de Nedroma est une nappe alluviale libre de l'oued Mersa couvrant une superficie de 420.08 km²

Et dans le tableau I.3 sont récapitulées les ressources souterraines :

Tableau I. 3 : les ressources souterraines.

Daïra	Commun	Nombre de forage	Débit soutiré tot (l/s)	Débit soutiré (m ³ /j)
Nedroma	Nedroma	3	9	777,6
	Djebala	2	5	432,0
Bab El Assa	Bab El Assa	1	5	432,0
	Souani	1	8	691,2
	Souk Tleta	3	26	2246,4
Ghazaouet	Ghazaouet	3	7	604,8
	Souahlia	1	2	172,8
	Tient	1	2	172,8
	Dar Yagh	1	3	259,2
M Ben M'hidi	M'sirda Fouaga	3	7	604,8
Maghenia	Maghenia	10	50	4320,0
	Hammam Bouhrara	2	3	259,2
Sabra	Sabra	4	50	4320,0
	Bouhlou	1	12	1036,8
B boussaid	Béni Boussaid	15	368	31795,2
	Sidi M'djahed	1	6	518,4

1.4.3. Eau non conventionnelle

Les ressources en eau non conventionnelle dont dispose la zone d'étude se résument uniquement dans les eaux provenant de la station dessalement d'eau de mer de Ghazaouet d'une capacité de 5000 m³/j et qui est destinée à alimenter actuellement la ville de Ghazaouet uniquement.

2. Estimation des besoins en eau potable

Dans ce qui suit, on s'intéresse à la détermination de différents éléments nécessaires pour calculer le déficit de la consommation. Pour ce faire, différents axes seront examinés : évaluation de la population, dotations unitaires ainsi que les besoins en eau et leurs projections pour l'horizon futur.

2.1. 2.1. Évaluation de la population

L'évaluation de la population est un point incontournable dans le calcul des besoins en eau d'une agglomération afin de déterminer le déficit en eau, ce qui nous amène à proposer des solutions pour répondre aux besoins de la population. Et pour cela, on est obligé de choisir entre plusieurs méthodes d'estimation.

2.1.1. Les méthodes d'estimation

2.1.1.1. *Progression arithmétique*

L'application de cette méthode ne peut être employée que pour les régions à vocation agricole. Le nombre d'habitants à l'horizon futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n - P_1 = K_a(t_n - t_1) \quad (1.1)$$

Avec, t_1 : année pour laquelle on désire estimer la population; P_n : population à l'année t_n ; P_1 : population connue de l'année t_1 ; K_a : coefficient de progression arithmétique (K_a est calculé avec des populations connues).

2.1.1.2. *Progression géométrique*

L'application de cette méthode ne peut être employée que pour les régions où le facteur économique a un impact majeur.

Le nombre d'habitants à l'horizon futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (1.2)$$

Avec, P_n : population future prise à l'horizon quelconque (habitant); P_0 : population de l'année de référence (habitant); τ : taux d'accroissement annuel de la population; n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Remarque :

Dans notre zone d'étude, on a remarqué qu'il y a des communes qui ont un caractère rural (l'agriculture est la principale activité). Ce qui nous amène à estimer la population future, en utilisant la progression arithmétique par contre d'autres communes qui ont un caractère urbain (l'industrie

et le commerce comme principales activités), mais pour éviter toute sous-estimation de population, on opte pour la méthode géométrique.

2.1.2. Calcul de la population

Tableau I. 4 : estimation de la population

Commune	τ_1	τ_2	τ_{max}	Population	
				2015	2035
Ghazaouet	0,01268	0,00763	0,01268	36888	47459
Souahlia	0,05329	0,04556	0,05329	31993	90363
Nedroma	0,02336	0,01535	0,02336	38200	60624
Maghnia	0,03311	0,02574	0,03311	143992	276227
Hammam Bouhrara	0,02807	0,01122	0,02807	13891	24164
Bab El Assa	0,04066	0,04587	0,04587	13889	34056
Marsa Ben M'hidi	0,03767	0,04776	0,04776	8611	21892
Sabra	0,03312	0,02100	0,03312	35870	68825
Beni Boussaid	0,05680	0,04762	0,05680	19406	58592
Souani	0,06085	0,02567	0,06085	14385	46883
Souk Tleta	0,00607	0,13734	0,13734	6784	88980
M'sirda Fouaga	0,02401	0,05831	0,05831	8465	26298
Bouhlou	0,01124	0,02162	0,02162	7372	11307
Sidi Medjahed	0,03938	0,01405	0,03938	9388	20329
Djebala	0,01530	0,04783	0,04783	11607	29551
Dar Yaghmourassene	0,02770	0,00336	0,02770	7665	13238
Tianet	0,02489	0,02482	0,02489	5337	8725

Source : Office national de statistique (ONS)

2.2. Évaluation des besoins

Dans l'évaluation des besoins en eau potable, il existe plusieurs types de besoins que ce soit permanent (domestique, public, agricole et industriel) ou saisonnier (tourisme). Donc il est nécessaire de se pencher sur ces différentes catégories de besoins pour avoir une très bonne représentation de la zone d'étude toute on donnant à la notion de dotation sont vrai poids.

2.2.1. La notion de la dotation

La dotation c'est tout simplement la quantité d'eau que doit fournir à un habitant pendant 24 heures exprimé en l/habitant/jour

La dotation dépend de quatre facteurs principaux:

- ❖ **Les conditions socio-économiques des usagers**
 - Les revenus : la modification de la structure de consommation est influencée par la fluctuation des revenus ;
 - Le comportement culturel des usagers vis-à-vis de l'eau;
 - Le niveau d'équipement sanitaire de l'habitat.
- ❖ **Le développement urbain**

Ce sont les traits caractéristiques de la localité sur le plan de l'organisation et de l'occupation des sols, l'existence et le développement d'unités économiques consommatrices d'eau.

- ❖ **Les sources d'approvisionnement existantes**

La qualité, la quantité, le coût et la fiabilité des sources d'approvisionnement alternatives au système amélioré ont une influence considérable sur l'évolution de la demande. En particulier, dans les pays en développement le trait caractéristique du marché de l'eau est l'existence de relations de concurrence et de complémentarité entre différents systèmes d'AEP (système classique, porteurs d'eau, forages, puits saisonniers ou pérennes, cours d'eau, etc...). Certaines familles utilisent l'eau du réseau pour la consommation, celle des sources traditionnelles pour les autres usagers (lessive). Dans ces conditions, au moment de la planification, une attention sera portée sur la demande en eau en provenance du système amélioré et celle qui restera l'apanage des sources alternatives.

- ❖ **La tarification**

Une variation des tarifs entraîne un réajustement des quantités demandées, c'est l'élasticité de la demande par rapport aux tarifs. **[Gaya, 2003]**

La dotation c'est un paramètre décisif pour l'ingénieur en hydraulique pour la bonne évaluation des besoins en eau, ce qu'il aide pour une intervention efficace afin de corriger le déficit entre la demande et la production en eau.

L'étude des différents facteurs socioéconomiques et les habitudes de la population de la zone d'étude et la base sur le plan national de l'eau. On propose la dotation de 80 l/hab/jour pour les agglomérations rurales et une dotation de 100 l/hab/jour pour les agglomérations urbaines actuellement.

Mais à l'horizon futur le PNE propose des dotations suivant les perspectives de développement pour chaque région, et voici les dotations qui seront utilisés pour la suite de ce PFE.

Tableau I. 5 : dotation domestique unitaire en (l/hab/jour)

Horizon	2010	2015	2020	2025	2030	2035
Métropoles (spe)	170	179	187	196	204	212
Métropoles	144	152	160	176	192	200

Urbain sup	128	128	135	150	165	180
Urbain	112	119	126	140	154	168
Semi urbain	108	108	115	122	135	145
Semi rural	94	100	106	113	125	140
Rural aggloméré	81	86	92	98	104	110
Eparse	60	60	60	60	60	60

Source : PNE

Notre zone d'étude est composée de plusieurs communes, pour dire qu'une commune est urbaine ou non. On se base sur la classification donnée par le PNE ou le nombre de populations par commune est le seul facteur qui détermine sa nature.

Tableau I. 6 : Typologie Agglomérations

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS/STRATES DE POPULATION	
DESIGNNATION	CARACTÉRISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation(SPE):	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Villes de plus de 300 000 habitants
L'urbain dit <<supérieur>>:	100 000<pop<300 000 habitants
Urbain	20 000<pop<100 000habitants
Semi-urbain	5000<pop<20000 habitants
Semi-rural	3000<pop<5000 habitants
Rural aggloméré	600(100 unités d'habitation)<pop<3000 habitants
Rurale éparse	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Source : PNE

2.2.2. Besoins domestiques

La détermination du besoin en eau d'une agglomération dépend essentiellement des habitudes de la population et aussi du développement sanitaire.

Le calcul de la consommation journalière se fait à l'aide de la formule suivante :

$$B_d = N_h * D * 10^{-3} \quad (1.3)$$

Avec, B_d : Besoins domestiques journaliers (m^3 /jour) ; N_h : nombre d'habitant
 D : dotation(l/hab/jour)

Pour le calcul des besoins publics (école, hôpitaux, APC,...etc.) et les besoins de petite industrie, le PNE propose une méthode où ces besoins sont calculés à partir des besoins domestiques, en introduisant certains coefficients de majoration en fonction de la population.

Tableau I. 7 : table de coefficient de majoration et autres usagés

Unité %	Taux de majoration (autres usages)			
	Taux administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
métropoles	30	15	15	60
urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
urbain	20	10	10	40
semi-urbain	15	10	10	35
semi-rural	10	7,5	7,5	25
rural aggloméré	5	5	5	15
Éparse	0	0	0	0

Source : PNE

Le tableau ci-dessous donne les besoins domestiques avec la prise en compte des besoins public et de la petite industrie

Tableau I. 8 : récapitulatif des besoins domestiques, public et de la petite industrie.

commune		besoin 2015 m3/j	besoin 2035m3/j	coéf de majoration	besoin dom+pub+pet industrie m3/j	
SOUK TLETA	Semi-rural	324,78	726,87	1,25	405,97	981,28
TIANET	Semi-urbain	576,40	1265,13	1,35	778,13	1707,92
BOUHLOU	Semi-urbain	796,18	1639,52	1,35	1074,84	2213,35
DAR YAGHMOURASSENE	Semi-urbain	827,82	1919,51	1,35	1117,56	2591,34
SIDI MEDJAHED	Semi-urbain	1013,90	2947,71	1,35	1368,77	4126,79
MARSA BEN M'HIDI	Semi-urbain	929,99	3174,34	1,35	1255,48	4444,08
HAMMAM BOUGHRARA	Semi-urbain	1500,23	3503,78	1,35	2025,31	4905,29
M'SIRDA FOUAGA	Semi-urbain	914,22	3813,21	1,35	1234,20	5338,49

DJEBALA	Semi-urbain	1253,56	4284,90	1,35	1692,30	5998,85
BAB EL ASSA	Semi-urbain	1500,01	4938,12	1,35	2025,02	6913,37
SOUANI	Semi-urbain	1553,58	6798,04	1,35	2097,33	9517,25
GHAZAOUET	urbain	4389,67	7973,11	1,40	6145,54	11162,36
BENI BOUSSAID	Semi-urbain	2095,85	8495,84	1,35	2829,39	11894,18
NEDROMA	urbain	4545,80	10184,83	1,40	6364,12	14258,76
SABRA	urbain	4268,53	11562,60	1,40	5975,94	16187,64
SOUAHLIA	urbain	3807,28	15182,27	1,40	5330,20	21255,17
MAGHNIA	urbain supérieur	18431,02	49721,38	1,50	27646,53	74582,08

2.2.3. Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, le réservoir de stockage et la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\max j} \quad (1.4)$$

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 maximale journalière

Remarque :

Le K_{\max} il est donné généralement égal à 1,3.

Tableau I. 9 : les débits journaliers max actuels et à l'horizon projet.

Commune	consommation max journalier (m^3/jour)	
	2015	2035

Souk Tleta	527,77	1275,67
Tianet	1011,57	2220,29
Bouhlou	1397,29	2877,35
Dar Yaghmourassene	1452,82	3368,74
Sidi Medjahed	1779,40	5364,82
Marsa Ben M'hidi	1632,13	5777,30
Hammam Boughrara	2632,90	6376,88
M'sirda Fouaga	1604,46	6940,04
Djebala	2199,99	7798,51
Bab El Assa	2632,52	8987,38
Souani	2726,53	12372,42
Ghazaouet	7989,20	14511,06
Beni Boussaid	3678,21	15462,43
Nedroma	8273,36	18536,39
Sabra	7768,72	21043,93
Souahlia	6929,25	27631,73
Maghnia	35940,49	96956,70

2.2.4. Besoins touristiques

Le calcul des besoins touristiques se fait sur la base de nombre de lit dans une surface touristique aménagée en multipliant la surface aménagée par le nombre de lit par la dotation touristique.

Tableau I. 10 : récapitulatif des besoins touristiques

Communes	Dénomination	Surface totale (ha)	Surface aménageable (ha)	Surface aménager (ha)	demande actuel m ³ /j	demande projet m ³ /j
Marsat Ben M'hidi	Marsat Ben M'hidi	22	17	15	227,55	257,55
	Moscarda	16	11	0	0,00	160,50
	Ain Adjeroud	105	6	0	0,00	90,00
	<i>Total commun</i>	<i>143</i>	<i>34</i>	<i>15</i>	<i>227,55</i>	<i>508,05</i>

Souk Tleta	Sidi Lahcene	100	33	8	112,50	487,50
Souahlia	Bekhata	90	10	0	0,00	150,00
Dar Yaghmourassen	Sidna Youchaa	57	17	0	0,00	255,00

Source : office national de tourisme

La dotation touristique est de 300 l/lit/jour et pour chaque hectare à aménager (50 lits [PNE])

2.2.5. Besoins industriels

Dans notre zone d'étude, il y'a que deux communes qui sont concernées par les besoins industriels, car elles contiennent des industries.

Tableau I. 11 : les besoins industriels.

Commune	Identification de l'unité		Besoins en eau (m ³ /Jour)	Débit affecté (m ³ /Jour)	Origine de la ressource
	Nom	Nature			
NEDROMA	SOITEX (SOITINE)	Textile	600	600\	Forage au sein de l'unité de 12 l/s et n'utilise que 04 l/s
	ENATB	Meubles	\	\	Possède un puits de 02 l/s
MAGHNIA	ERIAD MAÏS	Farine et Maïzena	1 500	1 037	Station de pompage de Bouhallou
	ENCG	Corps gras	1 000	778	Station de pompage de Bouhallou
	CERTAF (ECVO)	Céramiques	800	778	Station de pompage de Bouhallou
GHAZAOUET	ENOF	Bentonite	500	300	Possède un puits de 03 l/s
	METANOF ALZINC	Zinc	2 054	1296	Dessalement de l'eau de Mer
	ECO	Céramiques	145	\	\

2.3. Bilan ressource besoin

Tableau I. 12 : bilan de ressource et besoin en 2015

Commune	Besoin (domestique + public + petite industrie) (m3/J)	Besoin industrielle (m3/J)	Besoin touristique (m3/J)	Production souterraine (m3/J)	Production superficielle (m3/J)	Déficit (m3/J)
SOUK TLETA	527,77	0,00	112,05	2246,40	0	1606,58
TIANET	1011,57	0	0	172,80	0	-838,77
BOUHLOU	1397,29	0	0	1036,80	0	-360,49
DAR YAGHMOURASSENE	1452,82	0	0	259,20	0	-1193,62
SIDI MEDJAHED	1779,40	0	0	0	0	-1779,40
MARSA BEN M'HIDI	1632,13	0	227,55	0	0	-1859,68
HAMMAM BOUGHRARA	2632,90	0	0	259,20	0	-2373,70
M'SIRDA FOUAGA	1604,46	0	0	604,80	0	-999,66
DJEBALA	2199,99	0	0	432,00	0	-1767,99
BAB EL ASSA	2632,52	0	0	432,00	0	-2200,52
SOUANI	2726,53	0	0	691,20	0	-2035,33
GHAZAOUET	7989,20	2199,00	0	604,80	20000	10416,60
BENI BOUSSAID	3678,21	0	0	31795,50	0	28117,29
NEDROMA	8273,36	0	0	777,60	0	-7495,76
SABRA	7768,72	0	0	4320,00	0	-3448,72
SOUAHLIA	6929,25	0	0	172,80	0	-6756,45
MAGHNIA	35940,49	3800,00	0	4320,00	18000	-17420,49
Total	90176,63	5999,00	339,60	48125,10	38000	-10390,13

Tableau I. 13 : bilan de ressource et besoin en 2035

Commune	Besoin (domestique + public + petite industrie) (m ³ /j)	Besoin industrielle (m ³ /j)	Besoin touristique (m ³ /j)	Production souterraine (m ³ /j)	Production superficielle (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
SOUK TLETA	1275,67	0,00	487,50	2246,40	0,00	483,23
TIANET	2220,29	0,00	0,00	172,80	0,00	-2047,49
BOUHLOU	2877,35	0,00	0,00	1036,80	0,00	-1840,55
DAR YAGHMOURASSENE	3368,74	0,00	255,00	259,20	0,00	-3364,54
SIDI MEDJAHED	5364,82	0,00	0,00	0,00	0,00	-5364,82
MARSA BEN M'HIDI	5777,30	0,00	508,05	0,00	0,00	-6285,35
HAMMAM BOUHRARA	6376,88	0,00	0,00	259,20	0,00	-6117,68
M'SIRDA FOUAGA	6940,04	0,00	0,00	604,80	0,00	-6335,24
DJEBALA	7798,51	0,00	0,00	432,00	0,00	-7366,51
BAB EL ASSA	8987,38	0,00	0,00	432,00	0,00	-8555,38
SOUANI	12372,42	0,00	0,00	691,20	0,00	-11681,22
GHAZAOUET	14511,06	2199,00	0,00	604,80	20000,00	3894,74
BENI BOUSSAID	15462,43	0,00	0,00	31795,50	0,00	16333,07
NEDROMA	18536,39	0,00	0,00	777,60	0,00	-17758,79
SABRA	21043,93	0,00	0,00	4320,00	0,00	-16723,93
SOUAHLIA	27631,73	0,00	150,00	172,80	0,00	-27608,93
MAGHNIA	96956,70	3800,00	0,00	4320,00	18000,00	-78436,70
Total	257501,65	5999,00	1400,55	48125,10	38000,00	-178776,10

Remarque :

Dans n'importe qu'elle étude en alimentation en eau potable, il est indispensable de prendre en compte le coefficient de gaspillage.

Ce coefficient est fait pour prendre en compte les différentes fuites existantes dans le réseau.

Dans notre zone étude le coefficient de gaspillage est estimé à 10% du déficit marqué dans la zone étudié car nous avons nouveau réseau.

Tableau I. 14 : Déficit total à l'horizon actuel et futur

	Horizon 2015	Horizon 2035
Déficit (m³/jour)	11430	196653

Conclusion

Dans ce chapitre, un essai d'une évaluation des ressources -besoin de la zone d'étude a été entrepris. Un relevé de toutes les ressources disponibles dans cette zone a été effectué, puis un calcul des besoins a été estimé. Ce qui nous a permis d'enregistrer un déficit actuel de 11430 m³/j et un déficit projet de 196653 m³/j.

La zone d'étude est située à l'extrême ouest de l'Algérie, connue par sa sècheresse. Ce qui élimine la possibilité de construire un nouveau barrage. Concernant les nappes souterraines, il y a lieu de signaler que les investigations effectués sur la plupart des aquifères en exploitation confirme la tendance à leurs surexploitation.

Donc pour la correction de ce déficit en eau pour cette zone à partir des ressources conventionnelles est impossible, ce qui nous oblige d'aller vers les ressources non conventionnelles. Et on propose de construire une station de dessalement d'eau de mer SDEM puisque la zone d'étude possède une frontière maritime.

Chapitre II

Champs de captage de la zone d'étude

Chapitre II**Champs de captage de la zone d'étude****Introduction**

L'eau est une ressource indispensable à la vie, mais sa rareté cause un problème majeur pour l'humanité. C'est pour cela que l'être humain n'a jamais cessé de faire de son mieux pour l'atteindre. Que ce soit les eaux conventionnelles, comme les eaux superficielles dues au cours d'eau, les oueds etc. et les eaux souterraines dues aux différentes nappes existantes dans des profondeurs variables. Mais aussi, les eaux non conventionnelles, comme le dessalement d'eau de mer et la réutilisation des eaux usées.

Le captage de ces eaux nécessite différentes techniques, parfois très coûteuses : comme les grands barrages pour les eaux de surface, les forages pour les eaux souterraines et les SDEM pour le dessalement.

1. Les eaux conventionnelles**1.1 Les eaux de surface**

L'eau de surface est l'eau qui se trouve à la surface ou très proche de la surface du sol, il s'agit pour l'essentiel des cours d'eau, des océans, des lacs et des eaux de ruissellement qui s'y trouvent. Cette eau est captée par des ouvrages d'art constitués en travers des cours d'eau : sont les barrages.

Dans notre zone d'études, les eaux superficielles proviennent des stations de traitement de Bouhlou et Hammam Bouhrara alimentées respectivement par les eaux du barrage du Beni Bahdel avec une Capacité de 65 Hm³ et Hammam Bouhrara avec une capacité de 150 Hm³.

Le barrage de Beni Bahdel, réalisé en 1946 est situé au confluent des oueds Tafna et Sebdou et contrôle le bassin versant de Tafna de 1016 km².

Le volume total exploité à partir de ce barrage est de 45.000 m³/jour en moyenne avec 15.000m³/jour entre Ghazaouet -et Marsa et 30.000 m³/jour à destination du groupement urbain de Tlemcen et Oran.

Le barrage de Hammam Bouhrara, réalisé en 1999 est situé au confluent des oueds Tafna et Mouileh, à environ 40 kilomètres de la ville de Tlemcen. Son bassin versant Tafna est de 90 km². D'une capacité de 150 Hm³, il est destiné à assurer l'alimentation en eau de la ville de Maghnia avec un volume journalier estimé à 18.000 m³/jour.

1.2 Les eaux souterraines

On entend par « eau souterraine » l'eau qui se trouve sous le niveau du sol et qui remplit soit les fractures du socle rocheux, soit les pores présents dans les milieux granulaires tels les sables et les graviers. Contrairement à l'eau de surface, l'eau souterraine n'est pas canalisée comme un ruisseau ou une rivière, mais elle circule en profondeur dans les formations géologiques qui constituent l'espace souterrain. L'eau souterraine est une composante importante du cycle hydrologique où elle est stockée dans des zones de saturation qui s'appelle nappe.

Dans notre zone d'étude, les deux principales nappes exploitées sont l'aquifère de Maghnia et celui de Nedroma.

La nappe de Maghnia est une nappe libre du Plio Quaternaire (sables, graviers et limons argileux) couvrant une superficie de 813.3 km². Selon les résultats de l'étude générale de la PMH de l'Algérie du Nord, les potentialités de cette nappe sont de l'ordre de 35 Hm³/an tandis que les réserves exploitées sont estimées à 18 Hm³/an. , cette nappe est alimentée ou rechargée par les eaux de pluie qui sont estimées entre 3Hm³/an et 6 Hm³/an selon le PNE et encore par la nappe des Angad (Maroc).

Tandis que la nappe de Nedroma est une nappe alluviale libre de l'oued Mersa couvrant une superficie de 420.08 km² .

Le captage de ses eaux souterraines se fait à partir des cinquante-deux (52) forages en exploitation, une dizaine de puits de différents types d'ouvrage (les puits tubulaires, les puits de surface et les puits rayonnants ...etc.).

Il y a lieu de signaler que les investigations effectuées sur la plupart des aquifères en exploitation soient pour leur utilisation pour l'AEP ou pour l'agriculture, confirme la tendance de surexploitation. Donc il a été recommandé d'arrêter l'exploitation de certains aquifères pour l'AEP et parmi eux la nappe de Nedroma.

Dans la nature, il existe deux types de nappes.

1.2.1 Les nappes libres

Les nappes libres communiquent avec la surface, car une couche perméable les recouvre; les pores de la roche sont partiellement remplis d'eau, le sol n'est pas saturé et les eaux de pluie peuvent imprégner la nappe par toute la surface. Son niveau monte ou baisse en fonction des précipitations. Elle se renouvelle rapidement. Les nappes phréatiques appartiennent à cette catégorie.

1.2.2 Les nappes captives

Les nappes captives sont recouvertes par au moins une couche géologique imperméable qui confine l'eau. Sous pression, celle-ci peut jaillir dans des forages dits artésiens. Les nappes captives sont souvent profondes, quelques centaines de mètres voir plus. Elles se renouvèlent plus lentement. Leur alimentation s'effectue dans les zones affleurantes. Lorsque moins de 5 % de ces eaux sont renouvelés à l'année, ces nappes sont dites fossiles.

1.2.3 Captage des eaux souterraines

1.2.3.1 Intérêt du captage de l'eau souterraine

Les eaux souterraines sont généralement de meilleure qualité que les eaux de surface et ne nécessitent pas un traitement complet (et dispendieux) telle qu'exigé par l'organisation mondiale de la santé.

1.2.3.2 La constitution d'un système de captage

Avant de s'écouler du robinet, l'eau souterraine doit être soutirée de l'aquifère à l'aide d'un dispositif appelé « ouvrage de captage », dont les principales composantes sont : un tubage, un couvercle, une

pompe, des tuyaux de raccordement et un réservoir. Le choix du type d'ouvrage de captage adéquat dépend du contexte hydrogéologique local ainsi que des besoins en eau.

Il existe plusieurs types d'ouvrages qui permettent de capter l'eau souterraine d'un aquifère : le puits tubulaire, le puits de surface, la pointe filtrante, le captage de source, le puits rayonnant et les drains horizontaux.

1.2.3.3 Les ouvrages de captage

Un ouvrage de captage d'eau souterraine est une installation qui permet de puiser l'eau à partir des nappes d'eau souterraine qui se situent sous la surface du sol. Généralement, on distingue les captages individuels, qui sont destinés à alimenter une résidence isolée, des captages collectifs, destinés à alimenter plus de 20 personnes.

Ces deux types de captage sont traités différemment dans le Règlement, selon leur impact potentiel sur la santé humaine. Certains captages d'eau souterraine (destinés à l'alimentation humaine ou non) prélèvent des volumes importants d'eau. Ces prélèvements peuvent avoir des conséquences importantes sur les autres utilisateurs ou sur les eaux de surface. Pour cette raison, ils sont assujettis à des règles spécifiques.

1.2.3.4 Les types d'ouvrage de captage

❖ Les puits tubulaires

Un puit tubulaire est un ouvrage de captage de faible diamètre et habituellement profond (plus de 9 m), qui est creusé à l'aide d'une foreuse [12].

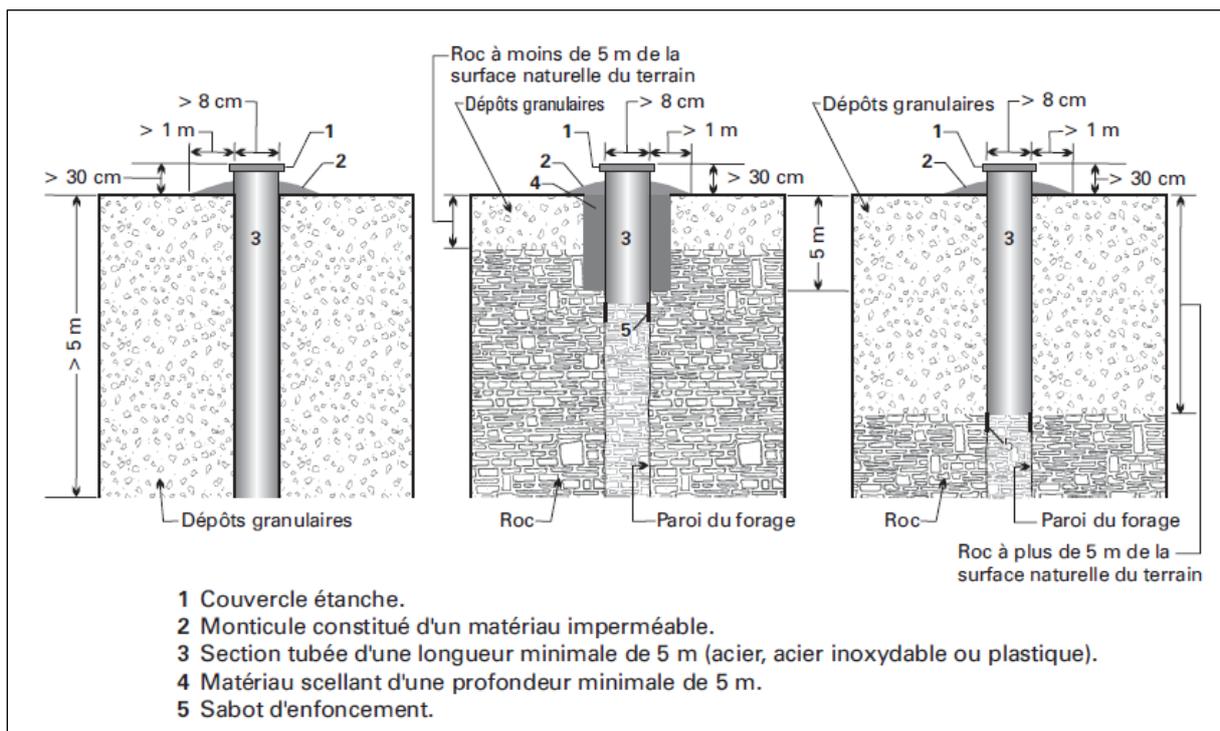


Figure II. 1 : schéma d'aménagement d'un puits tubulaire

❖ *Les puits de surface*

Un puit de surface est un ouvrage peu profond et de large diamètre, généralement creusé à l'aide d'une rétrocaveuse [12].

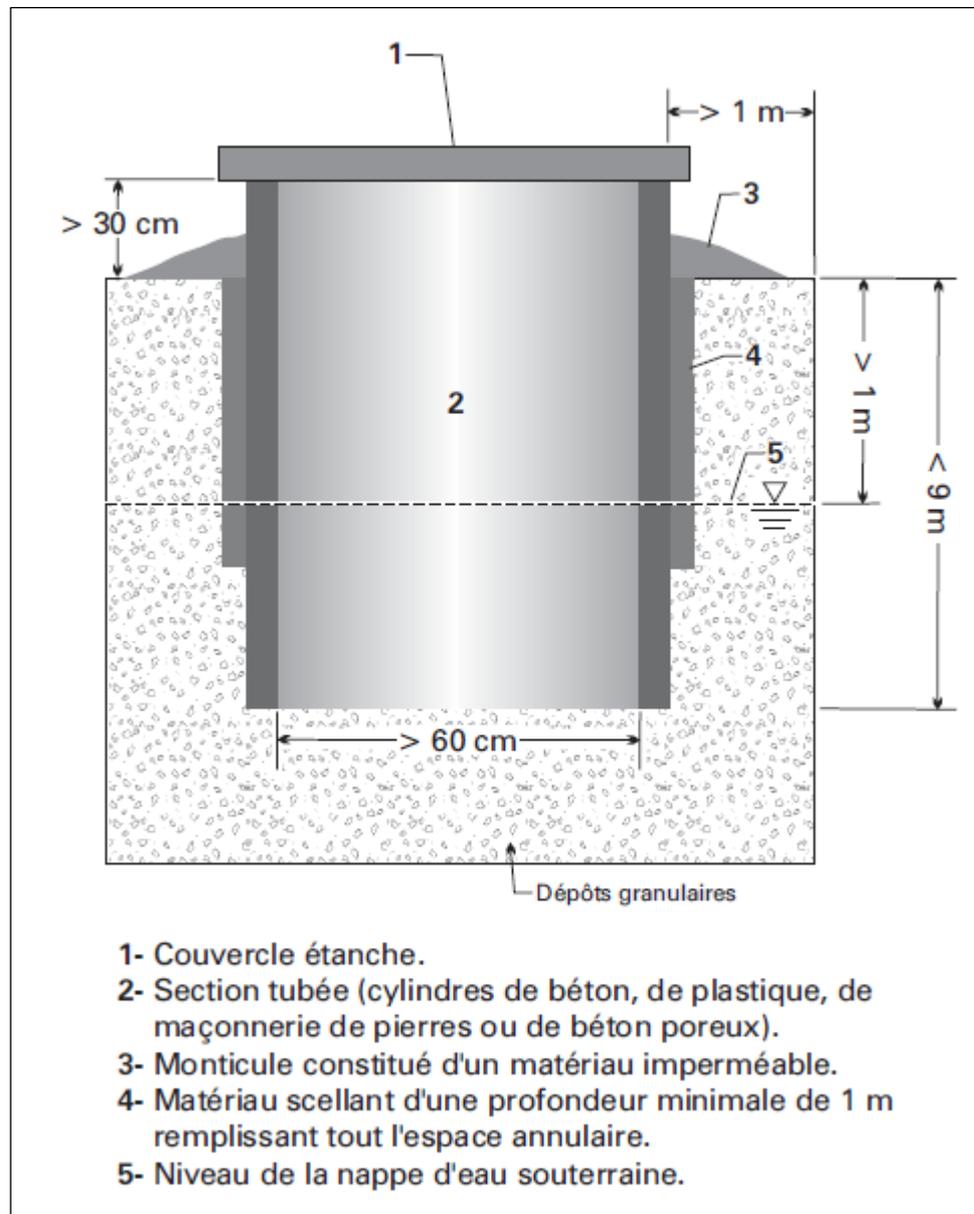


Figure II. 2 : schéma d'aménagement d'un puit de surface [12]

❖ *Puit rayonnant*

Un puit rayonnant est un caisson central et vertical à partir duquel rayonnent en profondeur des drains horizontaux, pouvant atteindre une longueur de 20 m, enfoncés dans la formation aquifère. Ce type de puit, qui est communément appelé « puits caisson », est utilisé lorsque les débits requis sont très élevés (plusieurs dizaines de milliers de litres à la minute).

❖ Une pointe filtrante

Une pointe filtrante est un ouvrage de captage de faible diamètre et généralement peu profond, qui consiste en un tube perforé dont l'extrémité est pointue, enfoncé jusqu'à la nappe phréatique dans un sol meuble [12].

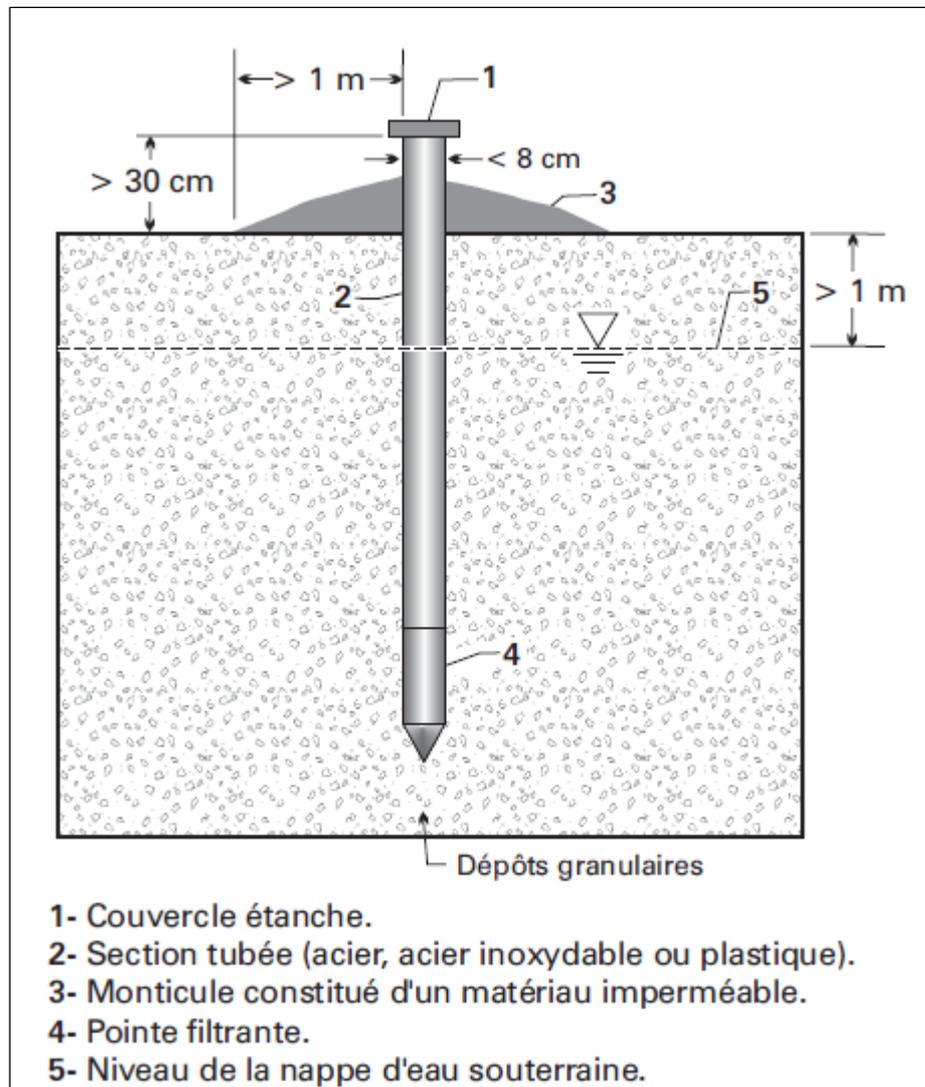


Figure II. 3 : schéma d'aménagement d'une pointe filtrante [12]

2. Les eaux non conventionnelles

2.1 Dessalement d'eau de mer

Le dessalement de l'eau de mer (également appelé dessalage ou désalinisation) est un processus qui permet d'obtenir de l'eau douce (potable à partir d'une eau saumâtre ou salée (eau de mer notamment)).

Dans notre zone d'étude, on a une station de dessalement d'eau de mer de Ghazaouet d'une capacité de 5000 m³/jour destinés à alimenter la population de Ghazaouet.

Remarque

Malgré les différentes ressources existantes dans notre zone d'étude, elles restent insuffisantes. Pour essayer de combler le déficit marqué dans la région, on va essayer d'exploiter la nappe de Maghnia au maximum (35 Hm³) et voir si cette augmentation suffit pour nos besoins à l'horizon actuel et futur[6].

Tableau II. 1 : déficit après exploitation max de la nappe de Maghnia

	exploitation maximal de la nappe de Maghnia (m ³ /j)	horizon 2015(m ³ /j)	horizon 2035(m ³ /j)
résultats	49315,07	37885,07	-147337,93
commentaires	/	excès d'eau	déficit d'eau

Remarque

D'après les résultats obtenus du tableau II.1, on a remarqué que malgré l'exploitation maximale de la nappe de Maghnia le déficit en eau reste toujours présent sur l'horizon futur. Le passage à la ressource non conventionnelle est devenu indispensable.

2.2 La Station de dessalement de ouled ben ayad

La station de dessalement de ouled ben ayad est localisé dans la wilaya de Tlemcen et plus exactement dans la commune de Souk tleta Daira de Bab El Assa (15 kilomètres à l'Est de la ville de Ghazaouet). À la cote, moyenne 10 mNGA. Cette SDEM est d'une capacité de 200 000 m³/jour, soit l'équivalent de 73 millions m³/an. Ce site est accessible depuis Souahlia par l'unique chemin départemental D.108. Cette infrastructure sera d'un apport considérable pour l'approvisionnement de la wilaya en eau potable.

2.2.1 Les éléments de la station de dessalement de ouled ben ayad

Les éléments de la station de dessalement sont :

- La prise d'eau de pompage
- Le prétraitement
 - Physique (filtration)
 - Chimique (oxydation, élimination du chlore résiduel, acidification éventuelle, séquestration).
- Le traitement par osmose inverse :
 - Les pompes hautes pression avec un système de récupération d'énergie,
 - Les unités d'osmose avec tubes de pression, membranes et accessoires,
 - Un système de nettoyage des membranes,
 - La reminéralisations de l'eau traitée.

Conclusion

Le choix de construire une nouvelle SDEM d'une capacité de 200 000 m³/jour va nous demander une très grande étude pour le raccordement de cette SDEM avec les 17 communes concernées. Et pour cela, il faut proposer plusieurs variantes et prendre une après une étude technico-économique.

Chapitre II

Champs de captage de la zone d'étude

Chapitre III**Etude des réservoirs****Introduction**

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée). En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés, semi-enterrés et réservoirs surélevés. Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités par rapport au réseau d'approvisionnement,

1. Rôles et fonction des réservoirs :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restitue lorsque la consommation devient supérieure à la production. Ils permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement.

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

2. Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs pose un problème délicat à résoudre. Pour régler ce problème, il faut prendre en considérations :

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son emplacement se fasse par gravité ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau. Dans les régions de plaine, on est appelé généralement à avoir recours à une station de pompage.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- L'étude comparative des prises de canalisation montre qu'il y a intérêt pour un réservoir unique à choisir son emplacement de manière à réduire le réseau de distribution. Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit à l'extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

3. Les types de réservoir

Les réservoirs utilisés en hydraulique urbaine sont très variés on peut citer à titre indicatif les suivants :

3.1. Réservoir terminal

Les réservoirs terminaux du réseau d'adductions constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différents centres à desservir. Ils doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- disposer d'un volume permettant de compenser la variation horaire de la consommation aval, appelé volume de régulation,
- disposer en dessous du niveau bas d'exploitation d'une réserve de sécurité dite réserve incendie,
- éventuellement, disposer d'une réserve pour les utilisations exceptionnelles.

3.2. Réservoir tampon

Les réservoirs tampons ou de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adduction situé à l'aval.

3.3. les brises charge

Les brises charges sont des réservoirs utilisés dans le cas où on a une surpression dans les conduites, donc une pression qui dépasse la pression nominale de la conduite, on a un recours aux réservoirs brise charge pour permettre aux conduites de se fonctionner avec une pression nominale et éviter l'éclatement des conduites

3.4. Bâche de reprise

Les bâches de reprise sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompage.

Dans hydraulique urbaine, les réservoirs terminaux sont les plus utilisés. Et pour ces derniers, il y a aussi plusieurs classifications à savoir

❖ Classification suivant le matériau de construction

- Réservoir métallique ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé ou précontraint ;
- Châteaux en résine de polyester.

❖ Classification suivant la situation des lieux

Il existe deux types différents de réservoirs : le réservoir surélevé et le réservoir au sol. Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est en général retenue. En revanche, lorsque le terrain ne présente pas de point suffisamment élevé, nous pouvons opter pour l'une ou l'autre des solutions suivantes : un château d'eau (réservoir surélevé) ou un réservoir au sol.

❖ Classification suivant la forme géométrique

Généralement, on peut trouver dans la pratique trois formes usuelles : les réservoirs cylindriques, les réservoirs rectangulaires (carré) et coniques, comme on peut trouver parfois des formes quelconques

Remarque :

Dans la mesure du possible, ces réservoirs sont placés en hauteur pour fournir passivement de la pression à l'utilisateur final, le robinet. Le remplissage du réservoir se fait par une pompe d'alimentation de façon automatique afin de maintenir un niveau constant à l'intérieur de celui-ci. De plus, une grande hauteur de réservoir pénalise la phase de production mais favorise la phase de distribution de l'eau

4. Les équipements des réservoirs

4.1. Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction au réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure N° III.1).

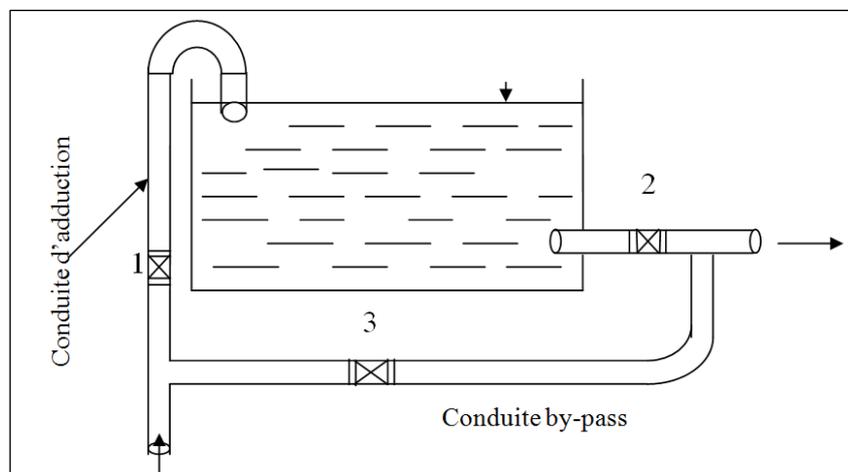


Figure III. 1 : conduite d'adduction

A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

4.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure N°III.2)

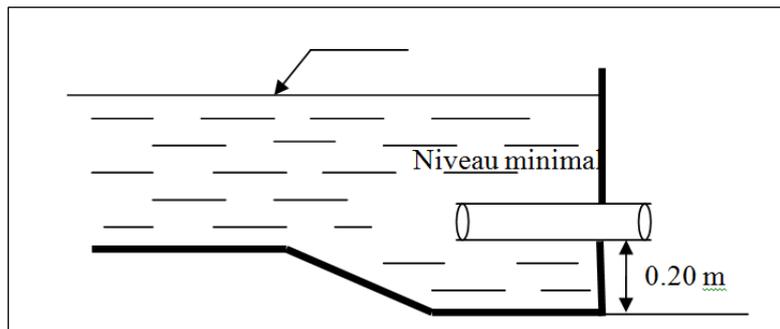


Figure III. 2 : conduite de distribution

4.3. Conduite du trop-plein

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

4.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, A cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine, elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (figure III.2).

4.5. Conduite BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (figure IV.1). Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermée,
- En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvertes.

4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (III.3) présente un système en siphon :

- En état normal de distribution la vanne 1 fermée et les vannes 2 et 3 ouvertes
- En cas de sinistre, pour utiliser la réserve d'incendie il suffit d'ouvrir les vannes 3 et 2.

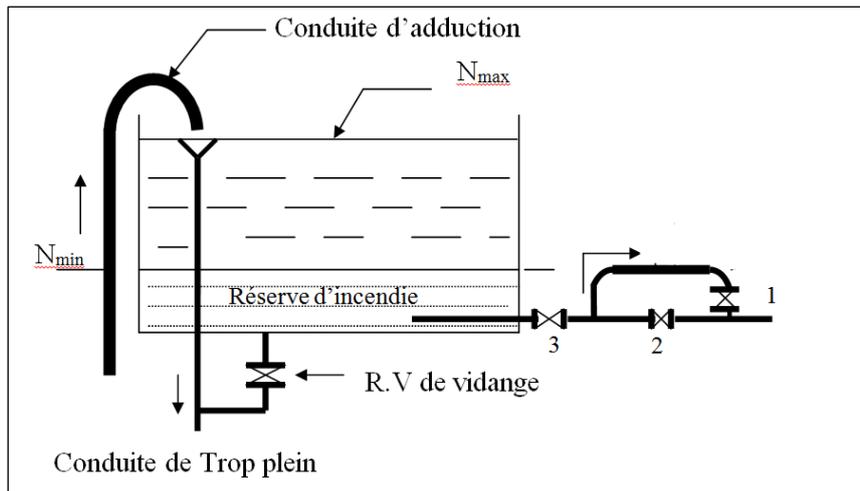


Figure III. 3 : matérialisation de la réserve d'incendie

4.7. Robinets automatiques de remplissage

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

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

5. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

6. Dimensionnement des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandées depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

- Volume de modulation journalière : un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constante, selon le débit moyen du jour.

- Volume de sécurité : un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité. Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la panne de fréquence annuelle). Cette durée est considérée dans beaucoup de pays être inférieure à 2 heures.
- Volume d'incendie : qui est estimé généralement à 120 m^3

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs [Gaya, Rezzouk 2013]

6.1. Méthodologie

6.1.1. Méthode de Calcul forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale ;
- 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine,
- 25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville.

6.1.2. Méthode graphique

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation (pointe)

Par étude graphique ou par calcul, on intègre la différence de ces deux débits et l'on détermine la capacité minimale théorique, de façon à ce que le volume utile du réservoir soit égal à la différence maximale entre le surplus et le déficit, au cours de la journée type choisie (journée de pointe).

Le principe de calcul est le suivant

On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe $[V_a(t) - V_c(t)]$. Le volume minimum nécessaire des réservoirs V_0 sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise, suppose que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui est très difficile surtout pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

6.2. Capacité et dimensionnement des réservoirs

Pour chaque commune de la zone d'étude, on a calculé sa capacité théorique, ce qui nous a poussés à dimensionner onze réservoirs pour combler le déficit de stockage.

Pour ce dimensionnement, nous avons opté pour l'utilisation de la méthode de calcul graphique, le coefficient de la variation horaire de la consommation a été choisi en se basant sur le tableau suivant :

Tableau III. 1 : pourcentages de consommation en fonction de nombre d'habitants

heures (h)	moins de 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	plus de 100000	agglomérations de type rurales
0 -->1	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
1 --> 2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2 -->3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3 -->4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4 -->5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5 -->6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6 -->7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7 -->8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8 -->9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9 -->10	5,50	6,25	4,60	5,05	3,50
10 -->11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11 -->12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12 -->13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13 -->14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14 -->15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15 -->16	4,50	6,00	4,40	4,90	5,00
16 -->17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17 -->18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18 -->19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19 -->20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20 -->21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21 -->22	3,00	3,00	4,80	3,75	3,00
22 -->23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23 -->00	1,00	1,50	3,30	3,70	1

Source :PNE 2010

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul de l'apport et de la consommation d'eau pour chaque heure pendant la durée de pompage qui est dans notre cas 24 heures de pompage.

On utilisera les formules suivantes :

- Pour le dimensionnement des réservoirs, nous utilisons comme débit le Q_{II} qui est donné par la relation suivante :

$$Q_{II} = K_g(Q_{jmax} + Q_{inc}) \quad (III.1)$$

Avec, K_g : Coefficient de gaspillages et de fuites on le prend égal à 1,12 (12 %)

- L'apport et la consommation sont calculés comme suit :

$$a = \frac{Q_{II}}{24} \quad (III.2)$$

- Les volumes théoriques des réservoirs sont donnés par la formule suivante :

$$V = | \Delta V_+ |_{max} + | \Delta V_- |_{max} \quad (III.3)$$

Les résultats de calcul du volume théorique des réservoirs sont donnés dans le tableau suivant (voir annexe):

Tableau III. 2 : capacité des réservoirs projet

Commune	Capacité réservoir existant (m ³)	Capacité théorique projet (m ³)	Capacité réservoir projet (m ³)
SOUK TLETA	250	203,72	/
TIANET	250	669,52	500
BOUHLOU	500	726,63	250
DAR YAGHMOURASSENE	3250	830,23	/
SIDI MEDJAHED	1000	1251,07	500
MARSA BEN M'HIDI	600	1338,04	1000
HAMMAM BOUGHRARA	250	1464,46	1500
M'SIRDA FOUAGA	250	1583,18	1500
DJEBALA	250	1764,18	2000
BAB EL ASSA	1550	2014,84	500
SOUANI	1000	2728,51	2000
GHAZAOUET	7000	3179,42	/
BENI BOUSSAID	7500	1134,84	/

NEDROMA	1500	1336,6	250
SABRA	2500	1501,18	/
SOUAHLIA	600	1933,56	1500
MAGHANIA	20000	7176,83	/

6.3. Capacité du réservoir tampon

Les réservoirs tampons sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adductions situé à l'aval.

Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

$$V_{RT} = \frac{QT}{4} \quad (III.4)$$

Avec, V_{RT} : volume du réservoir tampon ; Q : le débit entrant au réservoir pendant 24h de pompage ; T : temps de remplissage du réservoir qui sera égal à 15min.

Et dans notre cas, on les dimensionne de telle façon qu'il puisse garantir la consommation journalière maximale avec gaspillage pendant 12 h en cas de panne de la SDEM .

$$V_{RT} = \frac{QT}{4} + V_S \quad (III.5)$$

Avec, V_S volume de sécurité égal à 50 % de la consommation journaliser maximal

Dans notre zone d'étude, on prévoit quatre réservoirs tampons.

❖ Réservoir tampon 1

On le prévoit à souk thêta calé sur la cote 487

$$V_{RT} = \frac{QT}{4} = \frac{-2,315 * 15 * 60}{4}$$

RT 1 n'alimente aucune agglomération donc $V_S = 0 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir tampon est : 500 m^3

❖ Réservoir tampon 2

En cas de panne de la SDEM le RT 2 aliments le tronçon C – Ghazaouet donc $V_S = 35000 \text{ m}^3$

$$V_{RT} = \frac{QT}{4} + V_S = \frac{2320 * 15 * 60}{4} + 35000 = 40022 \text{ m}^3$$

Donc le volume du RT 2 est de 40000 m^3 .

❖ Réservoir tampon de Souani

En cas de panne de la SDEM ou d'électricité, le RT de Souani alimentera l'agglomération de Souani donc : $V_s = 5500 \text{ m}^3$

$$V_{RT} = \frac{QT}{4} + V_S = \frac{257.5 \cdot 15 \cdot 60}{4} + 5500 = 5557 \text{ m}^3$$

Donc le volume du RT Souani est de 6000 m^3

❖ Réservoir tampon de Chebikia

En cas de panne de la SDEM, le RT Chebikia alimentera les agglomérations de Maghnia, Hamme Boughrara et Sidi Medjahed donc : $V_s = 54617 \text{ m}^3$

$$V_{RT} = \frac{QT}{4} + V_S = \frac{1088 \cdot 15 \cdot 60}{4} + 54617 = 54861 \text{ m}^3$$

Donc le volume du RT Chebikia est de 60000 m^3

Tableau III. 3 : capacité des réservoirs tampons

Identifiant	$V_s \text{ (m}^3\text{)}$	V de charge (m ³)	Volume théorique (m ³)	Volume (m ³)	Cote (m)
RT 1	0	500	500	500	487
RT 2	35000	522	35522	40000	580
RT Souani	5500	57	5557	6000	514
RT Chebikia	54617	200	54817	60000	455

Conclusion

Dans notre zone d'étude, nous avons remarqué qu'il y avait un accroissement de la population ce qui signifie un accroissement des besoins en eau. Ceci nous a poussé à vérifier la capacité de stockage et nous avons trouvé une insuffisance de stockage dans la plupart des communes. Dans ce chapitre, nous avons déterminé la capacité de tous les réservoirs pour l'horizon de projet. Ce qui reste à faire est le tracé des différentes variantes possibles de raccordement.

Chapitre IV

Présentation des différentes variantes

Chapitre IV**Présentation des différentes variantes****Introduction**

Le tracé des conduites d'adduction dépend de plusieurs critères et demande certaines techniques, donc le tracé doit être le plus sûr possible techniquement (vitesse, débit, volume) mais sans oublier l'aspect économique.

Dans ce chapitre, nous allons essayer de définir quelques critères du tracé et décrire les différentes variantes proposées.

1. Types d'adduction

Un transfert d'eau consiste à user de la technique la plus appropriée pour transporter l'eau de sa source jusqu'aux lieux de demande à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages.

On distingue deux types de transfert en fonction du type d'écoulement [3].

1.1 Adduction par écoulement gravitaire

Dans une conduite d'adduction gravitaire, la ressource ou le point de captage se trouve à une altitude supérieure à celle du point d'arrivée (réservoir, station de pompage ...etc).

Cette adduction s'effectue soit par aqueduc c'est-à-dire un écoulement à surface libre de l'eau sans pression. Soit par les conduites forcées c'est-à-dire un écoulement en charge de l'eau sous pression.

1.2 Adduction par refoulement

Dans une conduite d'adduction par refoulement, la ressource ou le point de captage se trouve à une altitude inférieure à celle du point d'arrivée (réservoir, station de pompage, etc.)

Cette adduction s'effectue à pleine section en utilisant un système de pompage qui fournit une énergie suffisante pour vaincre les pertes de charge linéaire et singulière existante dans la conduite à fin d'élever l'eau d'un point à un point plus élevé.

Remarque

Dans les terrains accidentés ou de topographie variable, l'utilisation d'une adduction mixte est peut facilement être envisagé.

2. Critères de tracé de la conduite d'adduction

La faisabilité et la rentabilité d'un projet de transfert dépendent essentiellement de l'étude technicoéconomique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

Afin de définir les variantes les plus technicoéconomiques, il est essentiel d'appuyer nos choix et méthodes de tracé sur des critères définissant la bonne conduite à avoir lors de la conception et la projection du tracé [3].

2.1 Critères techniques

Les critères techniques sont comme suit [3]:

- Essayé de tracer un profile en long aussi régulier que possible afin d'éviter la formation des poches d'air au moment du remplissage qui peuvent engendrer des dégâts lors du phénomène du coup de bélier.
- chercher à avoir des vitesses d'écoulement acceptable dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne.
- Le tracé de la conduite doit suivre les routes et chemins afin de faciliter le transport des matériaux.
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impact environnemental, une pose enterrée de la conduite devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche.
- Il faut éviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- La collecte d'air dans les points hauts du réseau doit se faire par la réalisation de montée lente suivie par une descente rapide (les pentes minimales pour un grand diamètre sont de 1/1 000 pour les profils ascendants et de 1/500 pour les profils descendants).
- Éviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

2.2 Les critères économiques

Les critères économiques sont comme suit :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les couts d'énergie lors de l'exploitation.
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.
- Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités.
- Minimiser les ouvrages conduisant à des surcouts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changements brusques de direction...
- Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimal (purges, ventouses, protection anti bélier ...).
- Éviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants [Heboudj & Seghouani, 2013].

3. Tracé des variantes des conduites d'adduction

Les tracés du réseau ont une très grande importance dans un projet d'adduction en eau potable du fait que ces tracés conditionnent la projection des installations pour un bon fonctionnement du réseau ainsi que pour le choix du type d'adduction.

Dans notre zone d'étude, nous avons proposé deux variantes différentes, mais il existe des tronçons en communs.

Dans ce qui suit, nous allons présenter chaque variante séparément.

3.1 Variante 1

Pour la variante 1, la source principale est la SDEM de Souk Tleta qui produit un débit de 200000 m³/j. Cette dernière se situe à la cote 10 au niveau de la mer.

On pompe l'eau de la SDEM vers un réservoir tampon (RT1) de capacité de 500m³.

De RT1 l'eau est acheminée gravitairement vers la station de pompage (SP2). Sur cette conduite est effectué un picage au point A. A partir de ce piquage sont alimentées les villes de M'Sirda et Marsa Ben Mhidi.

De (SP2) l'eau est pompée vers le réservoir tampon de Temghemt. Ce dernier alimente le réservoir de Temghemt et le réservoir de Bouzaki. Ces réservoirs alimenteront respectivement les deux villes Temghemt et Bouzaki.

Du RT Temghemt l'eau est acheminée gravitairement vers deux couloirs (couloir nord et sud).

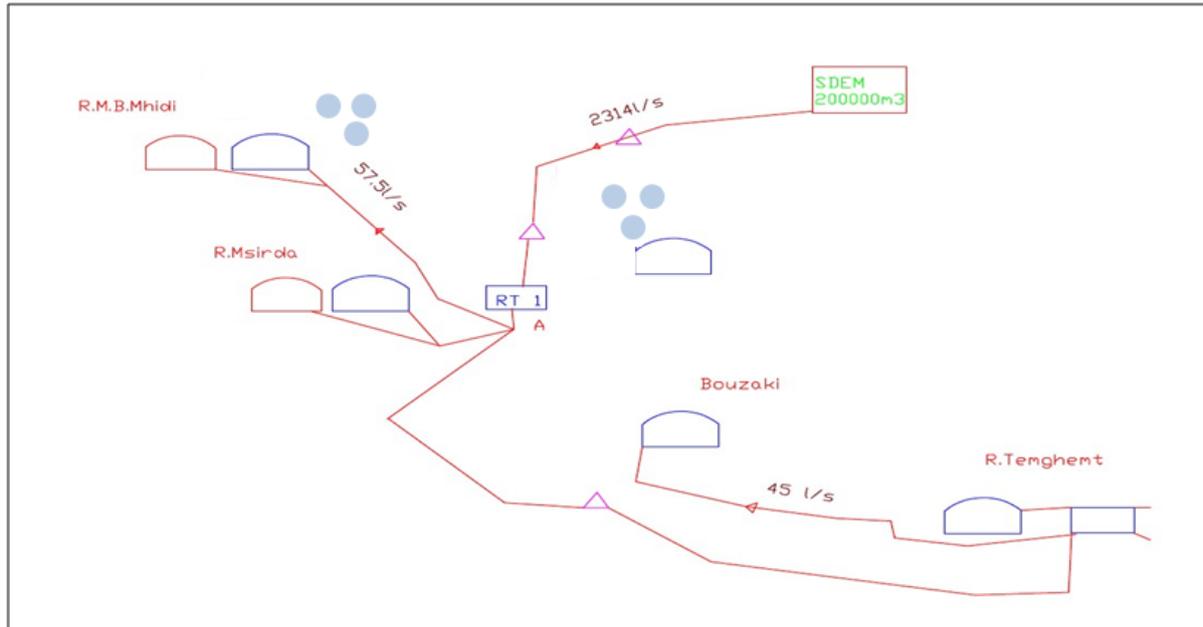


Figure IV. 1 : schématisation du couloir Nord-Ouest (variante 1)

3.1.1 Le couloir Nord-Est

Dans le couloir nord, on a une conduite principale gravitaire du réservoir tampon de temghemt vers les réservoirs de Ghazaouet sur une longueur de **25,55 km**.

Cette conduite principale assure un service de route vers cinq (05) villes à partir de cinq (05) piquages.

- le premier piquage (C) se trouve à une distance de **8,87 km** du réservoir. Ce point alimente la ville de Djebala avec un débit de **99,3l/s**.
- le deuxième piquage (D) se trouve à une distance de **5,02 km** du point de piquage (c). Ce point alimente gravitairement la petite ville de Tient avec un débit de **28,8l/s** et la grande ville de Nedroma par le biais de deux stations de pompage SP3 et SP4 avec un débit de **227l/s**.
- le troisième piquage (E) se trouve à une distance de **0,51km** du point de piquage (D). De ce point est alimentée la ville de Souahlia par le biais de la station de pompage SP5 avec un débit de **351,8l/s**.
- le dernier piquage (F) se trouve à une distance de **7,57km** du point de piquage (E). Il alimente la petite ville de Sidi Amar avec un débit de **20,7l/s**

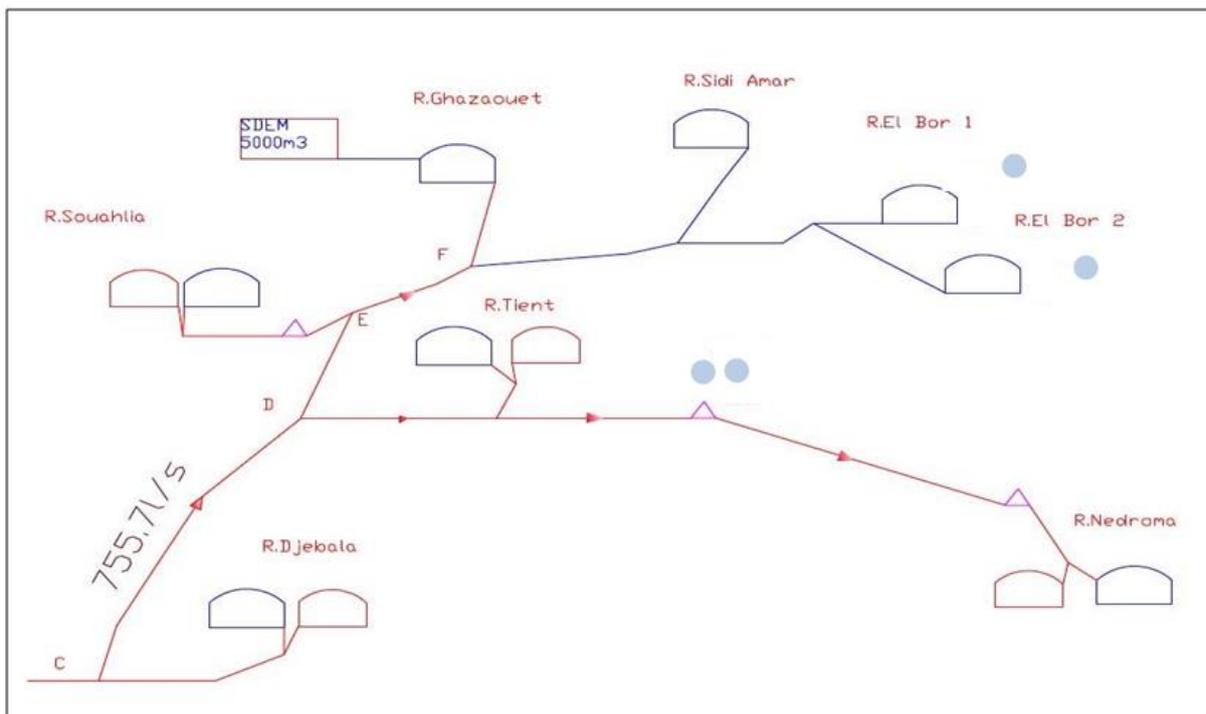


Figure IV. 2 : schématisation du couloir Nord-Est (variante 1)

3.1.2 Le couloir sud

Dans le couloir sud, on a une conduite principale gravitaire vers le réservoir tampon de Chebikia sur une longueur de **12,49 km**.

Cette conduite principale effectue un service de route pour alimenter la ville de Souani.

- Le piquage (G) de la ville de Souani se trouve à une distance de **4,82 km** qui l'alimente avec un débit de **157,2 l/s**.

Le réservoir tampon de Chebikia est alimenté par deux conduites et il alimente deux villes :

❖ *Il est alimenté*

- Par conduite principale du couloir sud avec un débit de **1051,3 l/s**

- Par le surplus des forages de Zouia avec un débit de **178 l/s**.

❖ **Il alimente :**

- La ville de Meghnia avec un débit de **1191,3 l/s** par le biais de la station de pompage de Meghnia.
- La ville de Sidi Mjahed avec un débit de **68 l/s** par le biais de la station de pompage (SP8).

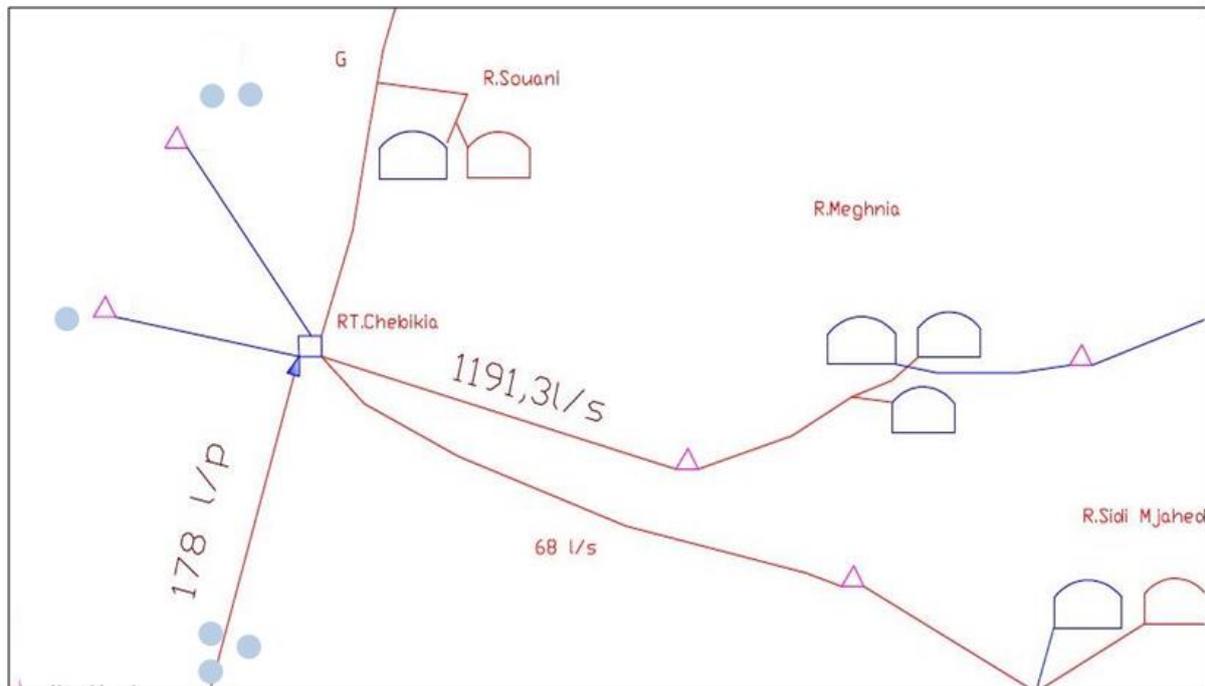


Figure IV. 3 : schématisation du couloir Sud (variante 1)

Concernant l'extrême sud-ouest où se trouve la ville de Zouia qui est alimentée par leur propre forage avec un débit de **196 l/s**. et l'extrême sud-est qui concernent la ville de Sabra et Bouhlou qui sont alimentées par le barrage de beni behdel.

3.2 Variante 2

Notre source principale est la SDEM de Souk Tleta. Cette dernière produit un débit de 200000m³/jour. Elle se situe à la cote 10 au niveau de la mer. On refoule l'eau de la SDEM vers un réservoir tampon (RT1) de capacité de 500m³, mais cette fois ci en passant par la ville de Souk Tleta afin de récupérer un excès d'eau de ses forages.

Du réservoir tampon RT1 l'eau est acheminée gravitairement vers la station de pompage (SP2). A partir de cette dernière, l'eau est pompée vers le réservoir tampon de Temghemt, puis l'eau est acheminée gravitairement vers trois (03) couloirs.

3.2.1 Le couloir Nord-ouest

Dans le couloir Nord-Ouest, on a une conduite principale gravitaire vers les réservoirs de Marsa Ben Mhidi sur une longueur de 26,33 km.

Cette conduite principale effectue un service de route vers deux (02) villes via deux (02) piquages :

- le premier piquage (L) se trouve à une distance de 0,72 km du réservoir temghemt . De ce piquage est alimentée la ville de Bouzaki avec un débit de 42l/s.
- le deuxième piquage (M) se trouve à une distance de 4,01 km du premier piquage (L) Ce point alimente la ville de M'sirda avec un débit de 88,36l/s.

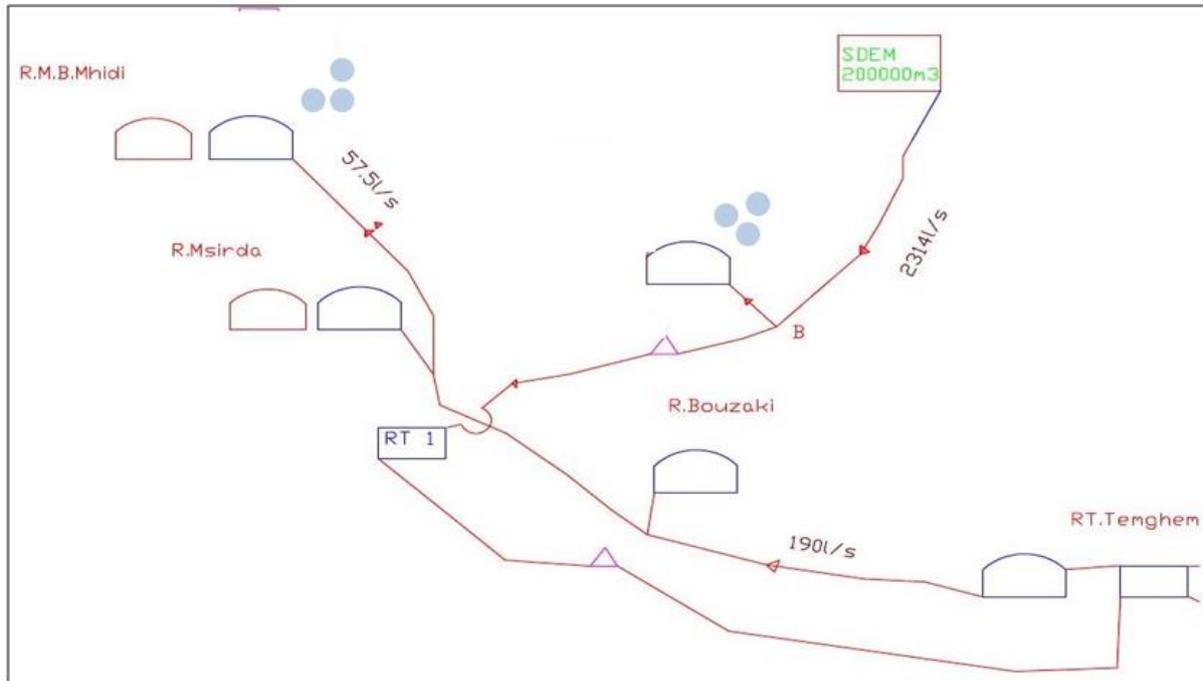


Figure IV. 4 : schématisation du couloir Nord-Ouest (variante 2)

3.2.2 Le couloir Nord-est

Dans le couloir Nord, on a une conduite principale gravitaire vers les réservoirs de Ghazaouet sur une longueur de 25,55 km.

Cette conduite principale effectue un service de route vers cinq (05) villes via cinq (05) piquages :

- le premier piquage (D) se trouve à une distance de 8,87 km DU premier piquage (C) . De ce piquage est alimentée la ville de Djebala avec un débit de 99,3l/s.
- le deuxième piquage (E) se trouve à une distance de 5,02 km du point de piquage (D). De ce point sont alimentées gravitairement la ville de Tient avec un débit de 28,8l/s et par refoulement la ville de Nedroma par le biais de deux stations de pompage SP3 et SP4 avec un débit de 227l/s.
- le troisième piquage (F) se trouve à une distance de 0,51km du point de piquage (E). Il alimente la ville de Souahlia par le biais de la station de pompage SP5 par un débit de 351,8l/s.
- le dernier piquage (G) se trouve à une distance de 7,57km du point de piquage (F). Il alimente la petite ville de Sidi Amar avec un débit de 20,7l/s.

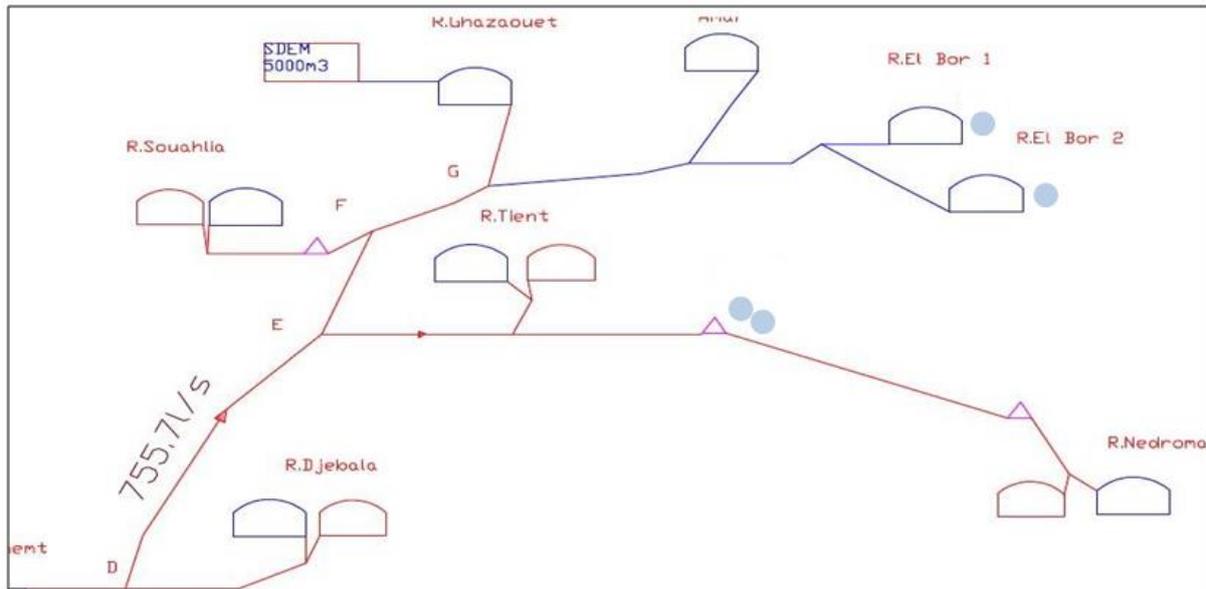


Figure IV. 5 : schématisation du couloir Nord-Est (variante 2)

3.2.3 Le couloir Sud

Dans le couloir Sud, on a une conduite principale gravitaire vers le réservoir tampon de Chebikia sur une longueur de 13km.

Cette conduite principale effectue aussi un service de route et alimente ainsi la ville de Souani.

- Le piquage (H) de la ville de Souani se trouve à une distance de 1,1 km qui l'alimente avec un débit de 157,2 l/s.

Le réservoir tampon de Chebikia est alimenté par deux (02) conduites et il alimente deux (02) villes :

❖ **Il est alimenté :**

- Par la conduite principale du couloir Sud avec un débit de 1047,5 l/s
- Par le surplus des forages de Zouia avec un débit de 178 l/s.

❖ **Il alimente :**

- La ville de Meghnia est alimentée avec un débit de 1196,3 l/s par le biais la station de pompage de Meghnia.
- La ville de Sidi Mjahed est alimentée avec un débit de 68 l/s par le biais de la station de pompage (SP8).

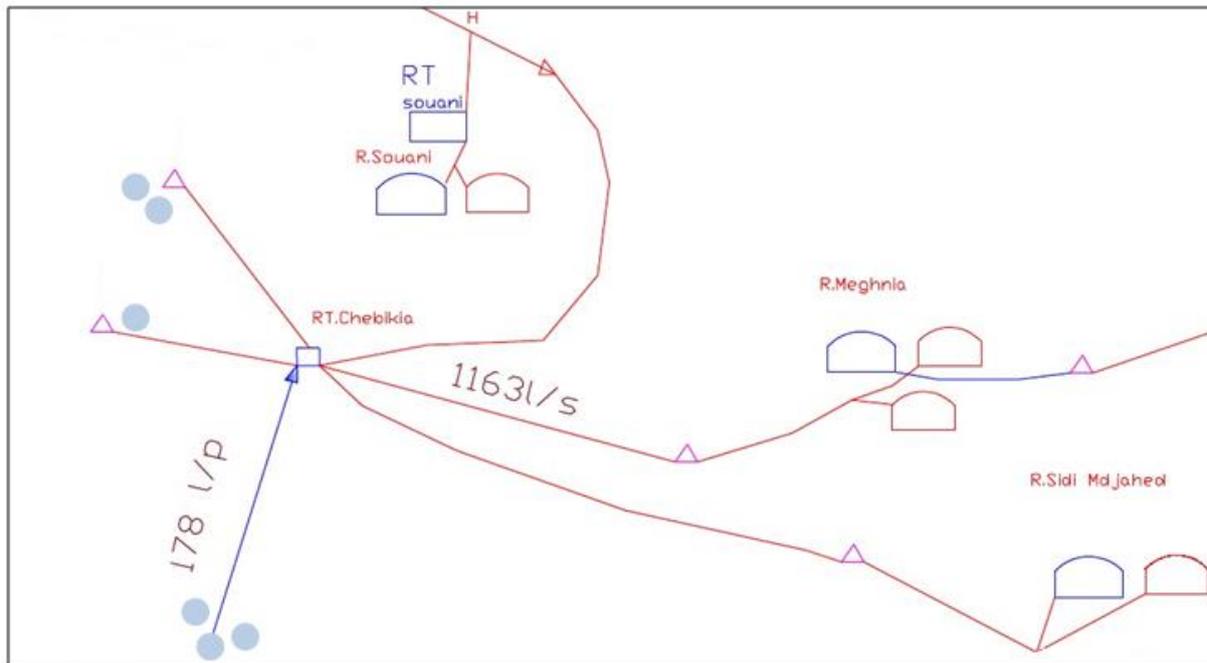


Figure IV. 6 : schématisation du couloir Sud (variante 2)

Concernant l'extrême Sud-Ouest où se trouve la ville de Zouia est alimentée par les forages de la zone avec un débit de 196 l/s. Et pour l'extrême Sud-Est, les villes de Sabra et Bouhlou sont alimentées par le barrage de Beni Behdel.

Conclusion

Dans notre zone d'étude, le couloir nord, l'extrême Sud-Ouest et l'extrême Sud-Est sont les mêmes pour les deux variantes.

Sinon pour les autres régions de la zone étudiée, nous avons opté pour deux tracés différents.

Le choix de la meilleure variante dépendra de l'étude technico économique qui sera faite après le dimensionnement des conduites dans le chapitre qui suit.

Chapitre V

Dimensionnement et calcul technico-économique

Chapitre V**Dimensionnement et calcul technico-économique****Introduction**

Le dimensionnement du réseau d'adduction demande une certaine technique à fin d'obtenir la variante la plus technico-économique, et cela par la détermination du diamètre économique. Ce dernier doit répondre aux conditions de vitesse et de pression avec un prix d'exploitation et d'amortissement minimal.

L'adduction des eaux vers les différents ouvrages se fait soit par un écoulement gravitaire ou par refoulement par le biais des stations de pompage.

1. Adduction par refoulement

L'utilisation d'adduction par refoulement se fait quand la source se trouve à une côte inférieure à la côte de l'ouvrage souhaité. Ce refoulement est fait par les stations de pompage, mais il faut respecter les paramètres économiques et hydrauliques optimaux (amortissement des installations et frais de pompage).

1.1. Principes de calcul**1.1.1. Détermination du diamètre économique**

Pour déterminer les diamètres économiques des conduites en respectant les vitesses d'écoulement favorable dans l'objectif est :

- d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau, la vitesse d'écoulement sera limitée à 1,8 m/s [4].
- d'éviter les phénomènes de dépôt et d'assurer un auto curage continu des conduites, la vitesse minimale d'écoulement doit être supérieure ou égale à 0,5 m/s [4].

Pour déterminer les diamètres économiques la formule suivante est utilisée:

Formule de Bresse

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{V } 1)$$

Formule de Bonin

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{V } 2)$$

Avec, D : diamètre de la conduite et Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

1.1.2. Pertes de charges

Les pertes de charges se déclinent en pertes de charges linéaires et les pertes de charge singulières.

Les pertes de charge linéaires (ΔH_L) se calculent par la formule de **Darcy-Weisbach** selon:

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L V^2}{D 2g} \quad (\text{V } 3)$$

- Les valeurs du coefficient de perte e charge linéaire (λ) dépendent du nombre de **Reynolds** est dans l'abaque (**abaque annexe VI.1**)

$$\lambda = f\left(\mathcal{R}e, \frac{\varepsilon}{D}\right) \quad (\text{V } 4)$$

$$\mathcal{R}e = V * \frac{D}{\nu} \quad (\text{V } 5)$$

- Le coefficient λ est obtenu par la formule de **Colebrook White** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 * \ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\mathcal{R}e\sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{V } 6)$$

Avec, λ : Coefficient de perte de charge ; D : Diamètre de la conduite(m) ; L : Longueur de la conduite (m) ; V : Vitesse moyenne (m/s) ; g : Accélération =9,81(m/s) ; ε : Rugosité de la conduite(m) et ν : viscosité cinématique de l'eau, pour T= 20°C, $\nu =10^{-6}$ m²/s.

- Les pertes de charge singulières (ΔH_s) sont considérées comme des fractions des pertes de charge linéaires et suivant la nature du terrain de la zone étudié, on prend les pertes de charge singulières égales à **15%** des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_s = 15\% * \Delta H_L \quad (\text{V } 7)$$

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_L \quad (\text{V } 8)$$

La perte de charge totale (ΔH_T) est :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \quad (\text{V } 9)$$

1.1.3. La hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est égale à la somme de la hauteur géométrique(H_g) et des pertes de charge totales (ΔH_T) :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T \quad (\text{V } 10)$$

Avec, H_g : Hauteur géométrique «différence entre la cote de départ et la cote d'arrivée» (m) et H_{MT} : Hauteur manométrique totale(m).

1.1.4. Puissance des pompes

La puissance absorbée par les pompes est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta} \quad (\text{V } 11)$$

Avec, g : Accélération de la pesanteur terrestre égale à 9,81 m/s²

H_{MT} : hauteur manométrique totale (m) ; Q : Débit véhiculé (l/s) ; η : Rendement moyen de la pompe (%) et ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 10^3$ kg/m³

1.1.5. Consommation d'énergie annuelle

La consommation d'énergie annuelle des pompes est donnée par la formule suivante :

$$E = P * T_p * 365 \quad (\text{V } 12)$$

Avec , E : La consommation d'énergie annuelle (kW/ans) ; T_p : Temps de pompage(h).

1.1.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowatt heure (kWh) d'électricité.

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$FE = E * e \quad (\text{V } 13)$$

FE : Frais d'exploitation ; e : le prix d'électricité par (kWh), il est fixé par SONALGAZ ($e = 4,52\text{Da/kWh}$)

1.1.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite, depuis la fourniture jusqu'à la pose.

Dans notre cas, nous supposons que les frais seront amortis pour une période de 20 ans (durée d'exploitation).

Ce qui nous conduit au calcul de l'actualisation par la formule suivante :

$$A = \frac{(1+i)^t * i}{(1+i)^t - 1} \quad (\text{V } 14)$$

Avec , A : Annuité ; t : Durée d'exploitation ($t = 20$ ans) ; i : Le taux d'actualisation ($i = 10\%$)

$$F_a = L * P_{ml} * A \quad (\text{V } 15)$$

Avec , F_a : Frais d'amortissement ; P_{ml} : Prix du mètre linéaire de conduite ; L : Longueur de conduite

2. Adduction gravitaire

L'utilisation d'adduction gravitaire se fait quand la source se trouve à une cote supérieure à la cote de l'ouvrage souhaité.

Pour ce type d'adduction il faut que :

- La charge hydraulique soit positive en tout point de la conduite, c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite, diminuée des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite.
- La vitesse reste acceptable.

2.1. Principes de calcul

2.1.1. Détermination du diamètre économique

Pour déterminer un diamètre économique, on fixe la vitesse d'écoulement et on détermine le diamètre suivant la formule ci-dessous:

$$Q = v * s = v * \frac{\pi}{4} * D^2 \quad (V 16)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v}} \quad (V 17)$$

2.1.2. Vérification des vitesses

Pour les diamètres choisis, on doit s'assurer que les vitesses d'écoulement sont favorables [3].

- $V \text{ (m/s)} > 0,5 \text{ m/s}$: pour éviter les dépôts dans la conduite.
- $V \text{ (m/s)} < 1,8 \text{ m/s}$: pour éviter l'abrasion des conduites.

2.1.3. Vérification de la charge hydraulique

On vérifie la charge hydraulique à l'aval de la conduite et s'en assure de sa faisabilité d'écoulement.

2.1.4. Ligne piézométrique

La ligne piézométrique est comprise comme la ligne d'énergie. La pression statique relative en tout point est égale à la différence entre la cote piézométrique et la cote du point considéré, moins la charge hydraulique résultant de l'énergie cinétique.

3. Dimensionnement et frais des conduites

3.1. Les tronçons communs entre les deux variantes

3.1.1. Par refoulement

Le tronçon Station de Traitement → Réservoir Bouhlou 2

$$Q = 0,0246 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 118 \text{ m et Hg} = 90 \text{ m}$$

Tableau V. 1 : Détermination de diamètre économique du tronçon ST → R. Bouhlou 2

Diamètre	mm	150	200
Vitesse	m/s	1,39	0,78
perte de charge totale	m	1,73	0,40
HMT	m	91,73	90,40
Puissance	Kw	19,24	18,97
FE	DA	634974,95	625776,36
FA	DA	54280,00	88500,00
FT	DA	689254,95	714276,36
Diamètre économique = 150mm			

Le tronçon Station de Pompage 9 → Réservoir de Sabra1

$$Q = 0,218 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 5571 \text{ m et Hg} = 50 \text{ m}$$

Tableau V. 2 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 9 → R.Sabra1

Diamètre	mm	400	500	600	700
Vitesse	m/s	1,735	1,110	0,771	0,566
perte de charge totale	m	37,83	12,20	4,87	2,26
HMT	m	87,83	62,20	54,87	52,26
Puissance	Kw	184,24	130,48	115,12	109,62
FE	DA	6079304,10	4305350,70	3798374,90	3617152,10
FA	DA	8356500,00	12089070,00	16434450,00	20055600,00
FT	DA	14435804,00	16394421,00	20232825,00	23672752,00
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon Station de Pompage Zouia → Réservoir Tampon de Zouia

$$Q = 0,14 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4596 \text{ m et Hg} = 51 \text{ m}$$

Tableau V. 3 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Zouia → RT Zouia

Diamètre	mm	300	400	500
Vitesse	m/s	1,98	1,11	0,71
perte de charge totale	m	57,23	13,26	4,32
HMT	m	108,23	64,26	55,32
Puissance	Kw	228,67	135,78	116,88
FE	DA	7545261,80	4480326,20	3856551,90
FA	DA	6894000,00	9973320,00	13558200,00
FT	DA	14439262,00	14453646,00	17414752,00
Diamètre économique = 300 mm				

Le tronçon Station de Pompage 10 → Réservoir de Zouia

$$Q = 0,0139 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 2230 \text{ m et Hg} = 49 \text{ m}$$

Tableau V. 4 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP10 → R.Zouia

Diamètre	mm	100	150
Vitesse	m/s	1,77	0,79
perte de charge totale	m	86,12	10,97
HMT	m	135,12	59,97
Puissance	Kw	28,35	12,58
FE	DA	935277,55	415136,87
FA	DA	1025800,00	1672500,00
FT	DA	1961077,50	2087636,87
Diamètre économique = 100 mm			

Le tronçon Station de Traitement de Boughrara → Réservoir de H.Boughrara

$$Q = 0,0821 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 3103 \text{ m et Hg} = 100 \text{ m}$$

Tableau V. 5 : Détermination du diamètre économique du tronçon ST Boughrara → R.H.Boughrara

Diamètre	mm	250	300	400
Vitesse	m/s	1,67	1,16	0,65
perte de charge totale	m	34,73	13,75	3,23
HMT	m	134,73	113,75	103,23
Puissance	Kw	166,95	140,95	127,91
FE	DA	5508545,76	4650807,86	4220681,99
FA	DA	3971840,00	4654500,00	6733510,00
FT	DA	9480385,76	9305307,86	10954191,99
Diamètre économique = 300 mm				

Le tronçon Station de Traitement de Boughrara → Station de Pompage7

$$Q = 0,0438 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 7203 \text{ m et Hg} = 138 \text{ m}$$

Tableau V. 6 : Détermination du diamètre économique du tronçon ST Boughrara → SP7

Diamètre	mm	200	250	300
Vitesse	m/s	1,39	0,89	0,62
perte de charge totale	m	74,48	24,06	9,64
HMT	m	212,48	162,06	147,64
Puissance	Kw	140,46	107,13	97,59
FE	DA	4634557,00	3534833,00	3220183,00
FA	DA	6482700,00	9219840,00	10804500,00
FT	DA	11117257,00	12754673,00	14024683,00
Diamètre économique = 200 mm				

Le tronçon Station de Pompage7 → Réservoir de Meghnia 4

$$Q = 0,0438 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1959 \text{ m et Hg} = 129 \text{ m}$$

Tableau V. 7 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP7 → R.Meghnia 4

Diamètre	mm	200	250	300
Vitesse	m/s	1,37	0,88	0,61
perte de charge totale	m	19,55	6,32	2,53
HMT	m	148,55	135,32	131,53
Puissance	Kw	98,20	89,45	86,95
FE	DA	3240098,80	2951517,20	2868919,40
FA	DA	1763100,00	2507520	2938500,00
FT	DA	5003198,80	5459037,20	5807419,40

Diamètre économique = **200 mm**

Le tronçon Station de Pompage 3 → Station de Pompage 4

$Q = 0,23 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 5784 \text{ m}$ et $H_g = 149 \text{ m}$

Tableau V. 8 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP3 → SP4

Diamètre	mm	400	500	600	700
vitesse	m/s	1,81	1,16	0,80	0,59
perte de charge totale	m	42,48	13,69	5,47	2,53
HMT	m	187,79	161,50	153,99	151,31
Puissance	KW	643,35	553,29	527,56	518,38
FE	DA	25473765,29	21907520,32	20889030,64	20525197,23
FA	DA	12551280,00	17062800,00	20822400,00	24524160,00
FT	DA	38025045,29	38970320,32	41711430,64	45049357,23
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon Station de Pompage 4 → E 2

$Q = 0,23 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 3453 \text{ m}$ et $H_g = 176 \text{ m}$

Tableau V. 9 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 4 → E 2

Diamètre	mm	400	500	600	700
vitesse	m/s	1,81	1,16	0,80	0,59
perte de charge totale	m				
HMT	m	199,16	183,46	178,98	177,38
Puissance	KW	682,30	628,53	613,18	607,69
FE	DA	27015835,34	24886816,69	24278786,8	24061581,27
FA	DA	7493010,00	10186350,00	12430800,00	14640720,00
FT	DA	34508845,34	35073166,69	36709586,80	38702301,27
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon E2 → Réservoir de Nedroma 1

$Q = 0,23 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 3453 \text{ m}$ et $H_g = 10 \text{ m}$

Tableau V. 10 : Détermination du diamètre économique du tronçon E 2 → R.Nedroma 1

Diamètre	mm	300	400	500	600
vitesse	m/s	3,21	1,81	1,16	0,80
perte de charge totale	m	101,00	23,16	7,46	2,98
HMT	m	111,00	33,16	17,46	12,98
Puissance	KW	380,28	113,59	59,82	44,47
FE	DA	15057385,64	4497714,93	2368696,28	1760666,39

FA	DA	5179500,00	7493010,00	10186350,00	12430800,00
FT	DA	20236885,64	11990724,93	12555046,28	14191466,40
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon Station de Pompage 5→P

$$Q = 0,35 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1000 \text{ m et Hg} = 72 \text{ m}$$

Tableau V. 11 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 5→P

Diamètre	mm	600	700	800	900
vitesse	m/s	1,24	0,91	0,70	0,55
perte de charge totale	m	1,99	0,92	0,47	0,26
HMT	m	73,99	72,92	72,47	72,26
Puissance	KW	253,49	249,81	248,27	247,56
FE	DA	10037167,60	9891126,03	9830496,07	9802234,70
FA	DA	3600000,00	4240000,00	4990000,00	5680000,00
FT	DA	13637167,60	14131126,03	14820496,07	15482234,70
Diamètre économique = 600 mm					

Le tronçon P → Réservoir de Souahlia 1

$$Q = 0,04 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 42 \text{ m et Hg} = 20 \text{ m}$$

Tableau V. 12 : Détermination du diamètre économique du tronçon P →R.Souahlia 1

Diamètre	mm	200	250	300	400
vitesse	m/s	1,40	0,89	0,62	0,35
perte de charge totale	m	0,44	0,14	0,06	0,01
HMT	m	20,40	20,13	20,05	20,01
Puissance	KW	108,12	106,69	106,28	106,07
FE	DA	4281007,77	4224423,57	4208234,61	4200011,31
FA	DA	37800,00	53760,00	63000,00	91140,00
FT	DA	4318807,77	4278183,57	4271234,61	4291151,31
Diamètre économique = 300 mm					

Le tronçon P → Réservoir de Souahlia 2

$$Q = 0,20 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 200 \text{ m et Hg} = 20 \text{ m}$$

Tableau V. 13 : Détermination du diamètre économique du tronçon P →R.Souahlia 2

Diamètre	mm	400	500	600	700
vitesse	m/s	1,57	1,01	0,70	0,51
perte de charge totale	m	1,12	0,36	0,15	0,07
HMT	m	21,02	20,33	20,13	20,06

Puissance	KW	62,68	60,62	60,02	59,81
FE	DA	2481963,95	2400118,29	2376687,21	2368298,22
FA	DA	434000,00	590000,00	720000,00	848000,00
FT	DA	2915963,95	2990118,28	3096687,21	3216298,22
Diamètre économique = 300 mm					

Le tronçon Station de Pompage de Meghnia → Réservoir de Meghnia1

$$Q = 0,308 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1328 \text{ m et Hg} = 103 \text{ m}$$

Tableau V. 14 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia → R. Meghnia1

Diamètre	mm	500	600	700	800
Vitesse	m/s	1,57	1,09	0,80	0,61
perte de charge totale	m	5,67	2,25	1,04	0,53
HMT	m	108,67	105,25	104,04	103,53
Puissance	Kw	505,13	489,25	483,61	481,26
FE	DA	16667132,00	16143342,00	15957087,00	15879629,00
FA	DA	3917600,00	4780800,00	5630720,00	6626720,00
FT	DA	20584732,00	20924142,00	21587807,00	22506349,00
Diamètre économique = 500 mm					

Le tronçon Station de Pompage de Meghnia → Réservoir de Meghnia2

$$Q = 0,308 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1384 \text{ m et Hg} = 103 \text{ m}$$

Tableau V. 15 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia → R.

Diamètre	mm	500	600	700	800
Vitesse	m/s	1,57	1,09	0,80	0,61
perte de charge totale	m	5,90	2,35	1,08	0,55
HMT	m	108,90	105,35	104,08	103,55
Puissance	Kw	506,24	489,69	483,81	481,36
FE	DA	16703778,00	16157900,00	15963792,00	15883067,00
FA	DA	4082800,00	4982400,00	5868160,00	6906160,00
FT	DA	20786578,00	21140300,00	21831952,00	22789227,00
Diamètre économique = 500 mm					

Le tronçon Station de Pompage de Meghnia → Réservoir de Meghnia3

$$Q = 0,308 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1184 \text{ m et Hg} = 103 \text{ m}$$

Tableau V. 16 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia → R. Meghnia3

Diamètre	mm	500	600	700	800
----------	----	-----	-----	-----	-----

Vitesse	m/s	1,57	1,09	0,80	0,61
perte de charge totale	m	5,05	2,01	0,92	0,47
HMT	m	108,05	105,01	103,92	103,47
Puissance	Kw	502,27	488,12	483,08	480,99
FE	DA	16572899,00	16105906,00	15939848,00	15870789,00
FA	DA	3492800,00	4262400,00	5020160,00	5908160,00
FT	DA	20065699,00	20368306,00	20960008,00	21778949,00

Diamètre économique = 500 mm

Le tronçon Station de Pompage de Meghnia → Réservoir de Meghnia 4

$$Q = 0,260 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1100 \text{ m et Hg} = 103 \text{ m}$$

Tableau V. 17 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP Meghnia → R.Meghnia 4

Diamètre	mm	500	600	700
Vitesse	m/s	1,35	0,94	0,69
perte de charge totale	m	3,53	1,41	0,65
HMT	m	106,53	104,41	103,65
Puissance	Kw	426,08	417,57	414,54
FE	DA	14058908,00	13778247,00	13678232,00
FA	DA	3245000,00	3960000,00	4664000,00
FT	DA	17303908,00	17738247,00	18342232,00

Diamètre économique = 500 mm

3.1.2. Par gravité

Le tronçon Réservoir Tampon K → Station de Pompage 10 :

$$Q = 0,0139 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 414 \text{ m et Hg} = 19 \text{ m}$$

Tableau V. 18 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT K → SP 10

Diamètre	mm	100	150
j	m/m	0,03358	0,00428
Vitesse	m/s	1,77	0,79
ΔH_i	m	13,90	1,77
Perte de charge Total	m	15,99	2,04
Fa	Da	190440,00	310500,00

Diamètre économique = 100 mm

Le tronçon Station de Traitement Bni Behdel → Station de Pompage 9

$$Q = 0,2179 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1006 \text{ m et Hg} = 80 \text{ m}$$

Tableau V. 19 : Détermination du diamètre économique du tronçon ST → SP 9

Diamètre	mm	400	500	600	700
j	m/m	0,00585	0,00322	0,00189	0,00075
Vitesse	m/s	1,73	1,36	1,11	0,77
ΔH_l	m	5,89	3,24	1,90	0,76
Perte de charge Total	m	6,77	3,72	2,18	0,87
Fa	Da	2183020,00	2967700,00	3621600,00	4265440,00
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon Réservoir Tampon de Chebikia → Station de Pompage 8

$$Q = 0,068 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 20470 \text{ m et Hg} = 28 \text{ m}$$

Tableau V. 20 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT Chebikia → SP 8

Diamètre	mm	350	400
j	m/m	0,00124	0,00063
Vitesse	m/s	0,71	0,54
ΔH_l	m	25,32	12,99
Perte de charge Total	m	29,12	14,94
Fa	Da	37869500,00	44419900,00
Diamètre économique = 350 mm			

Le tronçon Réservoir Tampon K → Réservoir Tampon de Chebikia

$$Q = 0,178 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 32370 \text{ m et Hg} = 115 \text{ m}$$

Tableau V. 21 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT K → RT Chebikia

Diamètre	mm	400	450	500	600
j	m/m	0,00399	0,00220	0,00129	0,00052
Vitesse	m/s	1,42	1,12	0,91	0,63
ΔH_l	m	129,04	71,07	41,78	16,75
Perte de charge Totale	m	148,40	81,73	48,05	19,27
Fa	Da	70242900,00	85133100,00	95491500,00	116532000,00
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon C → D

$$Q = 0,855 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 8866 \text{ m et Hg} = 100 \text{ m}$$

Tableau V. 22 : Détermination du diamètre économique du tronçon C → D

Diamètre	D	900	1000	1100	1200
----------	---	-----	------	------	------

vitesse	V	1,34	1,09	0,90	0,76
j	m/m	0,00135956	0,0007987	0,00049453	0,00031973
ΔH_i	m	12,05	7,08	4,38	2,83
perte de charge totale	m	13,86	8,14	5,04	3,26
Fa	DA	50358880,00	57629000,00	66495000,00	75361000,00
Diamètre économique = 900 mm					

Le tronçon D→D1

$$Q = 0,099 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 7230 \text{ m et Hg} = 95 \text{ m}$$

Tableau V. 23 : Détermination du diamètre économique du tronçon D→D1

Diamètre	D	300	350	400	450
vitesse	V	1,40	1,03	0,79	0,62
j	m/m	0,00556142	0,00254762	0,001300669	0,00072109
ΔH_i	m	40,21	18,42	9,40	5,21
perte de charge totale	m	46,24	21,18	10,81	6,00
Fa	m	10845000,00	13375500,00	15689100,00	19014900,00
Diamètre économique = 300 mm					

Le tronçon D1→ Réservoir de Djebala 1:

$$Q = 0,049 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 310\text{m et Hg} = 25 \text{ m}$$

Tableau V. 24 : Détermination du diamètre économique du tronçon D1→Djebala 1

Diamètre	D	200	250	300	350
vitesse	V	1,58	1,01	0,70	0,52
j	m/m	0,01143542	0,00368443	0,001471998	0,00068151
ΔH_i	m	3,54	1,14	0,46	0,21
perte de charge totale	m	4,08	1,31	0,52	0,24
Fa	DA	279000,00	396800,00	465000,00	573500,00
Diamètre économique = 200 mm					

Le tronçon D1→ Réservoir de Djebala 2

$$Q = 0,049 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 604 \text{ m et Hg} = 25 \text{ m}$$

Tableau V. 25 : Détermination du diamètre économique du tronçon D1→Djebala 2

Diamètre	D	200	250	300	350
vitesse	V	1,58	1,01	0,70	0,52
J	m/m	0,011435	0,003684	0,001472	0,000682
DH_i	m	6,91	2,23	0,89	0,41

perte de charge totale	m	7,94	2,56	1,02	0,47
Fa	m	543600,00	773120,00	906000,00	1117400,00
Diamètre économique = 200 mm					

Le tronçon D→E

$$Q = 0,755 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 5016 \text{ m et Hg} = 15 \text{ m}$$

Tableau V. 26 : Détermination du diamètre économique du tronçon D→E

Diamètre	D	800	900	1000	1100
vitesse	V	1,50	1,19	0,96	0,80
j	m/m	0,00107135	0,00063011	0,000390554	0,00025275
ΔH_l	m	5,37	3,16	1,96	1,27
perte de charge totale	m	6,18	3,63	2,25	1,46
Fa	DA	25029840,00	28490880,00	32604000,00	37620000,00
Diamètre économique = 800 mm					

Le tronçon E→E1

$$Q = 0,255 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 2734 \text{ m et Hg} = 6 \text{ m}$$

Tableau V. 27 : Détermination du diamètre économique du tronçon E→E1

Diamètre	D	500	600	700
vitesse	V	1,30	0,90	0,66
j	m/m	0,00257894	0,0010277	0,00047456
ΔH_l	m	7,05	2,81	1,30
perte de charge totale	m	8,11	3,23	1,49
Fa	m	8065300,00	9842400,00	11592160,00
Diamètre économique = 500 mm				

Le tronçon E1→E11

$$Q = 0,028 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 528 \text{ m et Hg} = 4 \text{ m}$$

Tableau V. 28 : Détermination du diamètre économique du tronçon E1→E11

diamètre	D	200	250
vitesse	V	0,90	0,57
j	m/m	0,00386118	0,00125993
ΔH_l	m	2,04	0,67
perte de charge totale	m	2,34	0,77

Fa	DA	475200,00	675840,00
Diamètre économique = 200 mm			

Le tronçon E11 → Réservoir de Tient 1

$$Q = 0,0094 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 162 \text{ m et Hg} = 1 \text{ m}$$

Tableau V. 29 : Détermination du diamètre économique du tronçon E11 → R.Tient 1

Diamètre	D	150	200
vitesse	V	0,80	0,45
j	m/m	0,00445622	0,00105635
ΔH_i	m	0,72	0,17
perte de charge totale	m	0,83	0,20
Fa	DA	121500,00	145800,00
Diamètre économique = 150 mm			

Le tronçon E11 → Réservoir de Tient 2

$$Q = 0,0188 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 225 \text{ m et Hg} = 1 \text{ m}$$

Tableau V. 30 : Détermination du diamètre économique du tronçon E11 → R.Tient 2

Diamètre	D	150	200
vitesse	V	0,80	0,45
j	m/m	0,004456	0,001056
ΔH_i	m	0,72	0,17
perte de charge totale	m	0,83	0,20
Fa	DA	168750,00	202500,00
Diamètre économique = 150 mm			

Le tronçon E1 → Station de Pompage 3

$$Q = 0,218 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 5816 \text{ m et Hg} = 274 \text{ m}$$

Tableau V. 31 : Détermination du diamètre économique du tronçon E1 → SP 3

Diamètre	D	450	500	600	700
vitesse	V	1,43	1,16	0,80	0,59
j	m/m	0,00350887	0,00205802	0,000821743	0,00038011
ΔH_i	m	20,41	11,97	4,78	2,21
perte de charge totale	m	23,47	13,76	5,50	2,54
Fa	m	15296080,00	17157200,00	20937600,00	24659840,00
Diamètre économique = 450 mm					

Le tronçon F → Station de Pompage 5

$$Q = 0,351 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 330 \text{ m et Hg} = 2 \text{ m}$$

Tableau V. 32 : Détermination du diamètre économique du tronçon F → SP 5

Diamètre	D	500	600	700	800
vitesse	V	1,79	1,24	0,91	0,70
j	m/m	0,00480213	0,00190378	0,000875051	0,00044798
ΔH_l	m	1,58	0,63	0,29	0,15
perte de charge totale	m	1,82	0,72	0,33	0,17
Fa	m	973500,00	1188000,00	1399200,00	1646700,00
Diamètre économique = 500 mm					

3.2. Les tronçons de la variante 1

3.2.1. Par refoulement

Le tronçon SDEM → Station de Pompage 1 :

$$Q = 2,314 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 6490 \text{ m et Hg} = 260 \text{ m}$$

Tableau V. 33 : Détermination du diamètre économique du tronçon SDEM → SP 1

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
Vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	5,26	3,80	2,80	2,10
HMT	m	265,26	263,80	262,80	262,10
Puissance	Kw	9263,73	9212,72	9177,86	9153,47
FE	DA	305665962,00	303982852,20	302832564,30	302028034,90
FA	DA	52 555 500,00	57 375 000	61 735 500	66 555 000
FT	DA	358 221 462,00	361 357 852	364 568 064	368 583 035
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon Station de Pompage 1 → Station de Pompage 1'

$$Q = 2,314 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4477 \text{ m et Hg} = 108 \text{ m}$$

Tableau V. 34 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP1 → SP 1'

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
Vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	3,63	2,62	1,93	1,45
HMT	m	111,63	110,62	109,93	109,45
Puissance	Kw	3898,40	3863,21	3839,16	3822,34
FE	DA	128631475,00	127470414,40	126676911,00	126121922,00

FA	DA	51261650,00	55962500,00	60215650,00	64916500,00
FT	DA	179893125,00	183432914,40	186892561,00	191038422,00
diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon Station de Pompage 1' → Réservoir Tampon 1 :

$$Q = 2,314 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4478 \text{ m et Hg} = 109 \text{ m}$$

Tableau V. 35 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP1' → RT1

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
Vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	3,63	2,62	1,93	1,45
HMT	m	112,63	111,62	110,93	110,45
Puissance	Kw	3933,35	3898,15	3874,10	3857,27
FE	DA	129784747,00	128623427,60	127829747,00	127274634,00
FA	DA	51273100,00	55975000,00	60229100,00	64931000,00
FT	DA	181057847,00	184598427,60	188058847,00	192205634,00
diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon Station de Pompage 2 → Réservoir Tampon 2

$$Q = 2,168 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4461 \text{ m et Hg} = 151 \text{ m}$$

Tableau V. 36 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP2 → RT2

Diamètre	mm	1400	1500	1600
Vitesse	m/s	1,41	1,23	1,08
Perte de charge totale	m	4,51	3,19	2,30
HMT	m	155,51	154,19	153,30
Puissance	Kw	5088,44	5044,99	5016,05
FE	DA	167898326,00	166464475,00	165509613,00
FA	DA	46840500,00	51078450,00	55762500,00
FT	DA	214738826,00	217542925,00	221272113,00
Diamètre économique = 1400 mm				

3.2.1. Par gravité

Le tronçon Réservoir Tampon 1 → A

$$Q = 2,314 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1680 \text{ m et Hg} = 37 \text{ m}$$

Tableau V. 37 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 1 → A

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
j	m/m	0,00070	0,00051	0,00037	0,00028
Vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
ΔH_l	m	1,18	0,85	0,63	0,47
Perte de charge Total	m	1,36	0,98	0,72	0,54
Fa	Da	19236000,00	21000000,00	22596000,00	24360000,00
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon A → M

$$Q = 0,088 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1066 \text{ m et Hg} = 20 \text{ m}$$

Tableau V. 38 : Détermination du diamètre économique du tronçon A → M

Diamètre	mm	250	300	350	400
j	m/m	0,01114	0,00441	0,00202	0,00103
Vitesse	m/s	1,79	1,24	0,91	0,70
ΔH_l	m	11,87	4,70	2,15	1,10
Perte de charge Total	m	13,65	5,40	2,48	1,27
Fa	Da	1364480,00	1599000,00	2313220,00	3144700,00
Diamètre économique = 250 mm					

Le tronçon M → Réservoir de M'sirda 1

$$Q = 0,075 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 10 \text{ m et Hg} = 10 \text{ m}$$

Tableau V. 39 : Détermination du diamètre économique du tronçon M → R.M'sirda 1

Diamètre	mm	250	300	350	400
j	m/m	0,00817	0,00324	0,00149	0,00076
Vitesse	m/s	1,53	1,06	0,78	0,60
ΔH_l	m	0,08	0,03	0,01	0,01
Perte de charge Total	m	0,09	0,04	0,02	0,01
Fa	Da	12800,00	15000,00	21700,00	29500,00
Diamètre économique = 250 mm					

Le tronçon M → Réservoir de M'sirda 2

$$Q = 0,013 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 10 \text{ m et Hg} = 10 \text{ m}$$

Tableau V. 40 : Détermination du diamètre économique du tronçon M → R.M'sirda 2

Diamètre	mm	100	150
----------	----	-----	-----

j	m/m	0,0389	0,0049
Vitesse	m/s	1,91	0,85
ΔH_l	m	0,39	0,05
Perte de charge Total	m	0,45	0,06
Fa	Da	4600,00	7500,00
Diamètre économique = 100 mm			

Le tronçon A → L

$$Q = 0,0575 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 20900 \text{ m et Hg} = 360 \text{ m}$$

Tableau V. 41 : Détermination du diamètre économique du tronçon A → L

Diamètre	mm	200	250	300	350
j	m/m	0,01523	0,00489	0,00195	0,00090
Vitesse	m/s	1,83	1,17	0,81	0,60
ΔH_l	m	318,34	102,26	40,74	18,82
Perte de charge Total	m	366,09	117,60	46,86	21,64
Fa	Da	18810000,00	26752000,00	31350000,00	38665000,00
Diamètre économique = 200 mm					

Le tronçon L → Réservoir de Marsa Ben Mhidi 1

$$Q = 0,0416 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 70 \text{ m et Hg} = 30 \text{ m}$$

Tableau V. 42 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → R.B.Mhidi 1

Diamètre	mm	200	250	300
j	m/m	0,00814	0,00263	0,00106
Vitesse	m/s	1,32	0,85	0,59
ΔH_l	m	0,57	0,18	0,07
Perte de charge Total	m	0,66	0,21	0,08
Fa	Da	63000,00	89600,00	105000,00
Diamètre économique = 200 mm				

Le tronçon L → Réservoir de Marsa Ben Mhidi 2

$$Q = 0,0159 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 70 \text{ m et Hg} = 30 \text{ m}$$

Tableau V. 43 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → R.B.Mhidi 2

Diamètre	mm	100	150
j	m/m	0,04360	0,00553
Vitesse	m/s	2,02	0,90
ΔH_l	m	3,05	0,39

Perte de charge Total	m	3,51	0,44
Fa	Da	32200,00	52500,00
Diamètre économique = 100 mm			

Le tronçon A → Station de Pompage 2

$$Q = 2,168 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 6908 \text{ m et Hg} = 24 \text{ m}$$

Tableau V. 44 : Détermination du diamètre économique du tronçon A →SP 2

Diamètre	mm	1400	1500	1600	1700
j	m/m	0,00088	0,00062	0,00045	0,00033
Vitesse	m/s	1,41	1,23	1,08	0,96
ΔH_l	m	6,08	4,29	3,10	2,29
Perte de charge Total	m	6,99	4,93	3,56	2,63
Fa	Da	72534000,00	79096600,00	86350000,00	92912600,00
Diamètre économique = 1400 mm					

Le tronçon Réservoir Tampon de 2 → Réservoir de Temghemt

$$Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 64 \text{ m et Hg} = 5 \text{ m}$$

Tableau V. 45 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2 → R.Temghemt

Diamètre	mm	150	200
j	m/m	0,01030	0,00241
Vitesse	m/s	1,245	0,700
ΔH_l	m	0,659	0,154
Perte de charge Total	m	0,7578159	0,1772387
Fa	Da	48000,00	57600,00
Diamètre économique = 150 mm			

Le tronçon Réservoir Tampon de 2 → Réservoir de Bouzaki

$$Q = 0,0208 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 7400 \text{ m et Hg} = 112 \text{ m}$$

Tableau V. 46 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2 → R.Bouzaki

Diamètre	mm	150	200
j	m/m	0,00924	0,00217
Vitesse	m/s	1,18	0,66
ΔH_l	m	68,40	16,02
Perte de charge Total	m	78,66	18,43
Fa	Da	5550000,00	6660000,00

Diamètre économique = **150 mm**

Le tronçon Réservoir Tampon 2→B

$$Q = 2,063 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1793 \text{ m et Hg} = 17 \text{ m}$$

Tableau V. 47 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2→B

Diamètre	mm	1400	1500	1600	1700
j	m/m	0,00080	0,00056	0,00041	0,00030
Vitesse	m/s	1,34	1,17	1,03	0,91
ΔH_l	m	1,43	1,01	0,73	0,54
Perte de charge Total	m	1,65	1,16	0,84	0,62
Fa	Da	18826500,00	20529850,00	22412500,00	24115850,00

Diamètre économique = **1400 mm**

Le tronçon B →G

$$Q = 1,208 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4818 \text{ m et Hg} = 59 \text{ m}$$

Tableau V. 48 : Détermination du diamètre économique du tronçon B →G

Diamètre	mm	1000	1100	1200	1300
j	m/m	0,00156	0,00096	0,00062	0,00041
Vitesse	m/s	1,54	1,27	1,07	0,91
ΔH_l	m	7,50	4,63	2,99	2,00
Perte de charge Total	m	8,63	5,33	3,43	2,30
Fa	Da	31317000,00	36135000,00	44325600,00	50589000,00

Diamètre économique = **1000 mm**

Le tronçon G→ Réservoir de Souani 1

$$Q = 0,027 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 992 \text{ m et Hg} = 14 \text{ m}$$

Tableau V. 49 : Détermination du diamètre économique du tronçon G→R.Souani 1

Diamètre	mm	150	200
j	m/m	0,01529	0,00355
Vitesse	m/s	1,53	0,86
ΔH_l	m	15,16	3,53
Perte de charge Total	m	17,44	4,05
Fa	Da	744000,00	892800,00

Diamètre économique = **150 mm**

Le tronçon G→ Réservoir de Souani 2

$$Q = 0,083 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 800 \text{ m et Hg} = 18 \text{ m}$$

Tableau V. 50 : Détermination du diamètre économique du tronçon G→R.Souani 2

Diamètre	mm	250	300	350	400
j	m/m	0,00994	0,00394	0,00181	0,00093
Vitesse	m/s	1,69	1,17	0,86	0,66
ΔH_l	m	7,95	3,15	1,45	0,74
Perte de charge Total	m	9,15	3,62	1,66	0,85
Fa	Da	1024000,00	1200000,00	1480000,00	1736000,00
Diamètre économique = 250 mm					

Le tronçon G→ Réservoir Tampon de Chebikia

$$Q = 1,051 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 7671 \text{ m et Hg} = 73 \text{ m}$$

Tableau V. 51 : Détermination du diamètre économique du tronçon G→RT Chebikia

Diamètre	mm	1000	1100	1200	1300
j	m/m	0,00119	0,00073	0,00047	0,00032
Vitesse	m/s	1,34	1,11	0,93	0,79
ΔH_l	m	9,12	5,64	3,64	2,44
Perte de charge Total	m	10,49	6,48	4,19	2,80
Fa	Da	49861500,00	57532500,00	70573200,00	80545500,00
Diamètre économique = 1000 mm					

Le tronçon Réservoir Tampon de Chebikia→ Station de Pompage de Meghnia

$$Q = 1,191 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 16890 \text{ m et Hg} = 41 \text{ m}$$

Tableau V. 52 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT Chebikia→SP Meghnia

Diamètre	mm	1000	1100	1200	1300
j	m/m	0,00151	0,00094	0,00060	0,00040
Vitesse	m/s	1,52	1,25	1,05	0,90
ΔH_l	m	25,58	15,80	10,19	6,81
Perte de charge Total	m	29,42	18,17	11,71	7,83
Fa	Da	109785000,00	126675000,00	155388000,00	177345000,00
diamètre économique = 1000 mm					

3.3. Les tronçons de la variante 2

3.3.1. Par refoulement

Le tronçon SDEM→A

$$Q = 2,314 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 16230 \text{ m et Hg} = 250 \text{ m}$$

Tableau V. 53 : Détermination du diamètre économique du tronçon SDEM→A

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	13,16	9,50	7,00	5,26
HMT	m	143,16	139,50	137,00	135,26
puissance	Kw	5001,73	4874,01	4786,72	4725,66
FE	DA	198044617,40	192987298,00	189530981,20	187113583,80
FA	DA	185833500,00	202875000,00	218293500,00	235335000,00
FT	DA	383878117,40	395862298,00	407824481,20	422448583,80
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon A→B :

$$Q = 2,34 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1854 \text{ m et Hg} = 67 \text{ m}$$

Tableau V. 54 : Détermination du diamètre économique du tronçon A→B

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
vitesse	m/s	1,32	1,16	1,03	0,92
perte de charge totale	m	1,54	1,11	0,82	0,61
HMT	m	68,40	68,01	67,75	67,56
puissance	Kw	2416,51	2402,75	2393,34	2386,76
FE	DA	95682268,52	95137281,57	94764842,05	94504366,33
FA	DA	21228300,00	23175000,00	24936300,00	26883000,00
FT	DA	116910568,50	118312281,60	119701142,00	121387366,30
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon B→ Station de Pompage 1

$$Q = 2,32 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 179 \text{ m et Hg} = 43 \text{ m}$$

Tableau V. 55 : Détermination du diamètre économique du tronçon B→SP 1

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	0,15	0,11	0,08	0,06
HMT	m	43,13	43,10	43,07	43,05
Puissance	KW	1510,53	1509,23	1508,35	1507,73
FE	DA	59809702,27	59758424,67	59723380,48	59698870,35
FA	DA	2049550,00	2237500,00	2407550,00	2595500,00
FT	DA	61859252,27	61995924,67	62130930,48	62294370,35
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon Station de Pompage 1 → Réservoir Tampon 1

$$Q = 2,32 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 10050 \text{ m et Hg} = 237 \text{ m}$$

Tableau V. 56 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 1 → RT 1

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	8,18	5,91	4,36	3,27
HMT	m	244,47	242,40	240,98	239,98
Puissance	KW	8561,47	8488,76	8439,07	8404,32
FE	DA	338993239,10	336114244,90	334146680,20	332770552,80
FA	DA	115072500,00	125625000,00	135172500,00	145725000,00
FT	DA	454065739,10	461739244,90	469319180,20	478495552,80
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon Station de Pompage 2 → Réservoir Tampon 2 :

$$Q = 2,32 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4461 \text{ m et Hg} = 151 \text{ m}$$

Tableau V. 57 : Détermination du diamètre économique du tronçon SP 2 → RT 2

Diamètre	mm	1500	1600	1700	1800
vitesse	m/s	1,31	1,15	1,02	0,91
perte de charge totale	m	3,63	2,62	1,93	1,45
HMT	m	154,32	153,40	152,77	152,32
puissance	KW	5404,21	5371,93	5349,87	5334,45
FE	DA	213980656,00	212702726,40	211829362,60	211218526,30
FA	DA	51078450,00	55762500,00	60000450,00	64684500,00
FT	DA	265059106,00	268465226,40	271829812,60	275903026,30
Diamètre économique = 1500 mm					

3.3.2. Par gravité**Le tronçon Réservoir Tampon 1 → Station de Pompage 2**

$$Q = 2,32 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 8621 \text{ m et Hg} = 51 \text{ m}$$

Tableau V. 58 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 1 → SP 2

Diamètre	D	1500	1600	1700	1800
Vitesse	V	1,31	1,15	1,02	0,91
j	m/m	0,00070812	0,00051137	0,000376904	0,00028286
ΔH_l	m	6,10	4,41	3,25	2,44
perte de charge totale	m	7,02	5,07	3,74	2,80
FA	DA	98710450,00	107762500,00	115952450,00	125004500,00
Diamètre économique = 1500 mm					

Le tronçon Réservoir Tampon 2 → Réservoir de Temghemt:

$$Q = 0,26\text{m}^3/\text{s} ; L = 64 \text{ m et Hg} = 5 \text{ m}$$

Tableau V. 59 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT2 → R.Temghemt

Diamètre	D	500	600	700	800
Vitesse	V	1,33	0,92	0,68	0,52
j	m/m	0,00267993	0,00106759	0,000492835	0,00025326
ΔH_l	m	0,17	0,07	0,03	0,02
Perte de charge totale	m	0,20	0,08	0,04	0,02
Frais d'amortissement (Fa)	DA	188800,00	230400,00	271360,00	319360,00
Diamètre économique = 500 mm					

Le tronçon Réservoir de Temghemt → L

$$Q = 0,19\text{m}^3/\text{s} ; L = 720 \text{ m et Hg} = 92 \text{ m}$$

Tableau V. 60 : Détermination du diamètre économique du tronçon R.Temghemt → L

Diamètre	D	400	450	500	600
Vitesse	m/s	1,51	1,19	0,96	0,67
j	m/m	0,00514148	0,00282783	0,001660346	0,00066424
ΔH_l	m	3,70	2,03	1,19	0,47
perte de charge totale	m	4,25	2,34	1,37	0,54
Fa	m	1562400,00	2124000,00	2592000,00	3052800,00
Diamètre économique = 400 mm					

Le tronçon L → Réservoir de Bouzaki:

$$Q = 0,042 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 290 \text{ m et Hg} = 15 \text{ m}$$

Tableau V. 61 : Détermination du diamètre économique du tronçon L → R.Bouzaki

Diamètre	D	250	300	350
vitesse	V	1,17	0,81	0,59
j	m/m	0,00484542	0,00193078	0,000891906
ΔH_l	m	1,41	0,56	0,26
perte de charge totale	m	1,62	0,64	0,30
Fa	DA	371200,00	435000,00	536500,00
Diamètre économique = 250 mm				

Le tronçon L→M

$$Q = 0,145 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 4010 \text{ m et Hg} = 45 \text{ m}$$

Tableau V. 62 : Détermination du diamètre économique du tronçon L→M

Diamètre	D	400	450	500
vitesse	V	1,16	0,92	0,74
J	m/m	0,00271676	0,00149953	0,000883349
ΔH_I	m	10,89	6,01	3,54
perte de charge totale	m	12,53	6,92	4,07
Fa	DA	8701700,00	10546300,00	11829500,00
Diamètre économique = 400 mm				

Le tronçon M→ Réservoir de M'sirda:

$$Q = 0,088 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 270 \text{ m et Hg} = 15 \text{ m}$$

Tableau V. 63 : Détermination du diamètre économique du tronçon M→R.M'sirda

Diamètre	D	300	350	400	450
vitesse	V	1,25	0,92	0,70	0,56
J	m/m	0,00444003	0,00203739	0,001041777	0,00057836
ΔH_I	m	1,20	0,55	0,28	0,16
perte de charge totale	m	1,38	0,63	0,32	0,18
Fa	DA	405000,00	499500,00	585900,00	710100,00
Diamètre économique = 300 mm					

Le tronçon M→N

$$Q = 0,057 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 21600 \text{ m et Hg} = 345 \text{ m}$$

Tableau V. 64 : Détermination du diamètre économique du tronçon M→N

Diamètre	D	250	300	350
vitesse	V	1,17	0,81	0,60
J	m/m	0,00489275	0,00194946	0,000900466
ΔH_I	m	105,68	42,11	19,45
perte de charge totale	m	121,54	48,42	22,37
Fa	DA	27648000,00	32400000,00	39960000,00
Diamètre économique = 250 mm				

Le tronçon N → Réservoir de Marsa Ben Mhidi 1

$$Q = 0,0166 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 150 \text{ m et Hg} = 30 \text{ m}$$

Tableau V. 65 : Détermination du diamètre économique du tronçon N → R.M.B.Mhidi 1

Diamètre	D	200	250	300
vitesse	V	1,15	0,74	0,51
j	m/m	0,00624547	0,00202612	0,000814267
ΔH_l	m	0,94	0,30	0,12
perte de charge totale	m	1,08	0,35	0,14
Fa	DA	135000,00	192000,00	225000,00
Diamètre économique = 200 mm				

Le tronçon N → Réservoir de Marsa Ben Mhidi 2

$$Q = 0,043 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 250 \text{ m et Hg} = 30 \text{ m}$$

Tableau V. 66 : Détermination du diamètre économique du tronçon N → R.M.B.Mhidi 2

Diamètre	D	200	250	300
vitesse	V	1,15	0,74	0,51
j	m/m	0,00624547	0,00202612	0,000814267
ΔH_l	m	1,56	0,51	0,20
perte de charge totale	m	1,80	0,58	0,23
Fa	DA	225000,00	320000,00	375000,00
Diamètre économique = 200 mm				

Le tronçon C → H

$$Q = 1,205 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 330 \text{ m et Hg} = 42 \text{ m}$$

Tableau V. 67 : Détermination du diamètre économique du tronçon C → H

Diamètre	D	1000	1100	1200	1300
vitesse	V	1,53	1,27	1,07	0,91
j	m/m	0,00154928	0,00095656	0,000616817	0,00041248
ΔH_l	m	0,51	0,32	0,20	0,14
perte de charge totale	m	0,59	0,36	0,23	0,16
Fa	m	2145000,00	2475000,00	2805000,00	3102000,00
Diamètre économique = 1000 mm					

Le tronçon Réservoir Tampon de Chebikia → Station de Pompage de Meghnia

$$Q = 1,19 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 16890 \text{ m et Hg} = 41 \text{ m}$$

Tableau V. 68 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT Chebikia → SP Meghnia

Diamètre	D	1000	1100	1200	1300
vitesse	V	1,52	1,26	1,06	0,90
j	m/m	0,00152767	0,00094328	0,000608283	0,00040679
ΔH_I	m	25,80	15,93	10,27	6,87
perte de charge totale	m	29,67	18,32	11,81	7,90
Fa	m	109785000,00	126675000,00	143565000,00	158766000,00
Diamètre économique = 1000 mm					

Le tronçon Réservoir Tampon 2→C

$$Q = 2,06 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1793 \text{ m et Hg} = 17 \text{ m}$$

Tableau V. 69 : Détermination du diamètre économique du tronçon RT 2→C

Diamètre	D	1400	1500	1600	1700
vitesse	V	1,34	1,17	1,02	0,91
j	m/m	0,00079713	0,00056278	0,000406671	0,00029992
ΔH_I	m	1,43	1,01	0,73	0,54
perte de charge totale	m	1,64	1,16	0,84	0,62
Fa	DA	18826500,00	20529850,00	22412500,00	24115850,00
Diamètre économique = 1400 mm					

Le tronçon H→Réservoir Tampon de Chebikia

$$Q = 1,047 \text{ m}^3/\text{s} ; L = 1000 \text{ m et Hg} = 92 \text{ m}$$

Tableau V. 70 : Détermination du diamètre économique du tronçon H→RT Chebikia

Diamètre	D	900	1000	1100	1200
vitesse	V	1,65	1,33	1,10	0,93
j	m/m	0,00201275	0,00118032	0,000729579	0,00047095
ΔH_I	m	1,45	0,85	0,53	0,34
perte de charge totale	m	1,67	0,98	0,60	0,39
Fa	DA	5680000,00	6500000,00	7500000,00	8500000,00
Diamètre économique = 900 mm					

4. Comparaison des deux variantes

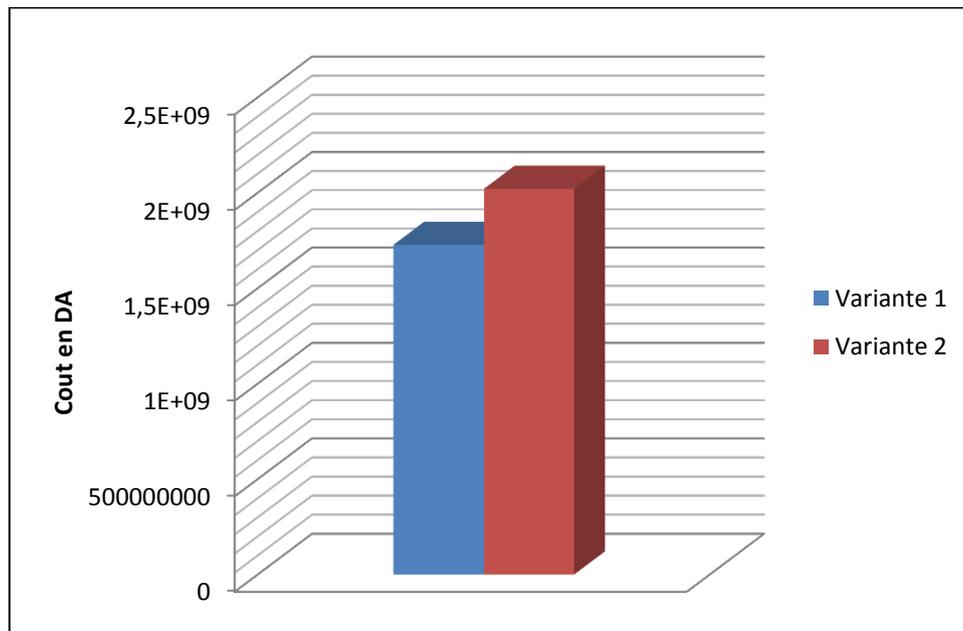


Figure V. 1 : comparaison économique des deux variantes

Conclusion

D'après l'étude technico-économique des deux variantes proposées précédemment. On a retenu la première variante par rapport à son cout final comparativement à la deuxième variante.

La variante retenue demande certains équipements pour la circulation de l'eau qui sont les stations de pompage qui vont être dimensionnées et présentées dans le chapitre qui va suivre.

Chapitre VI

Station de pompage

Chapitre VI**Station de pompage****Généralité**

Une pompe est une machine transférant de l'énergie mécanique à un liquide de façon à provoquer son écoulement dans une canalisation. Suivant le mode de transfert de l'énergie, on distingue

deux grandes classes de pompes :

- ❖ les pompes centrifuges ou turbopompes,
 - pompe centrifuge
 - pompe à hélices
 - pompe hélécocentrifuge
- ❖ les pompes volumétriques.
 - Pompe alternative
 - à piston
 - à membrane
 - Pompe rotative
 - A vis
 - A engrenage
 - A palettes
 - A plateau excentrique

Dans une *pompe* centrifuge la plus utilisée en hydraulique, l'énergie transmise au liquide est essentiellement de l'énergie cinétique, par l'intermédiaire d'un rotor.

Dans une *pompe volumétrique*, l'écoulement du liquide est provoqué par la variation ou le déplacement d'une capacité, c'est-à-dire d'un volume dans lequel se loge le liquide.

1. Les pompes centrifuges**1.1. Pompe simple – pompe à aspiration en bout**

La pompe centrifuge à aspiration en bout selon ISO 2858 ou ISO 5199 est la construction la plus courante pour les applications industrielles. La roue est montée au centre de la volute ou carcasse. La volute reçoit l'eau à la sortie de la roue centrifuge et la canalise vers l'orifice de refoulement. Un anneau d'écoulement autour de l'aspiration de la roue limite les fuites d'eau.

La roue est montée en porte à faux, avec ses deux paliers dans un corps séparé de la carcasse.

La figure VI.1 donne le schéma d'une pompe centrifuge à aspiration en bout

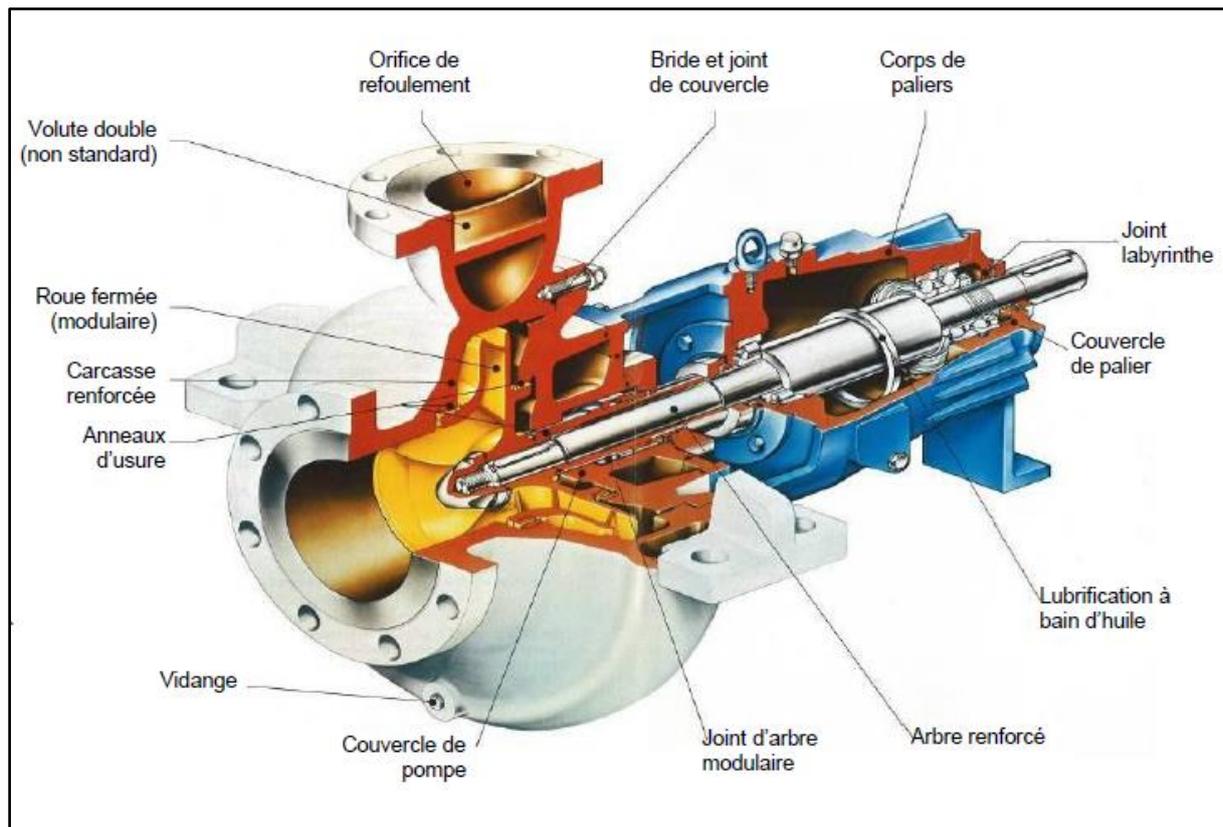


Figure VI. 1 :schéma d'une pompe centrifuge à aspiration en bout

1.2. Pompe à double flux – pompe à plan de joint axial

Avec ses deux roues dos à dos fonctionnant en parallèle, la pompe à double flux ne transmet pas de poussée hydraulique axiale à son arbre.

L'alimentation symétrique des deux roues est très importante. Des effets défavorables peuvent se manifester si une roue domine l'autre, par exemple à cause de conduites d'aspiration mal conçues. La construction à plan de joint axial rend le montage très simple.

Les pompes à plan de joint axial peuvent être montées horizontales ou verticales. Elles ne sont normalement pas immergées.

La figure VI.2 donne le schéma d'une pompe centrifuge à plan de joint axial

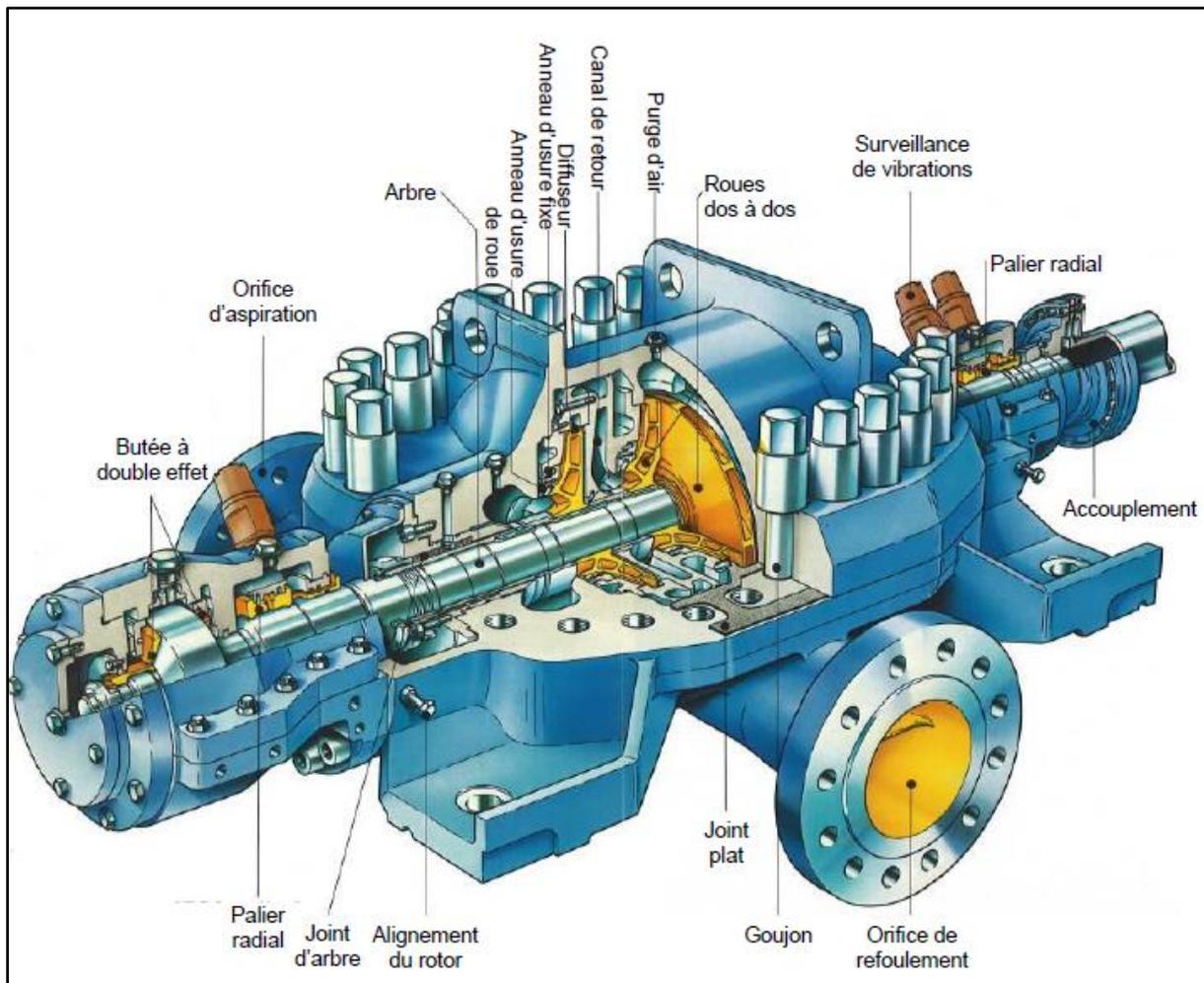


figure VI. 2: schéma d'une pompe centrifuge à plan de joint axial

1.3. Pompe à plusieurs étages – pompe multicellulaire

La pompe multicellulaire à corps segmenté permet l'empilage de roues fonctionnant en série sur un arbre long. Ceci permet d'atteindre des hauteurs de refoulement élevées. Les canaux de retour reçoivent l'eau à la sortie de chaque roue centrifuge et l'amènent avec une rotation minimale à l'entrée de la roue suivante. Les pompes multicellulaires peuvent être montées en horizontales ou en verticales. L'air doit être soigneusement purgé avant le démarrage.

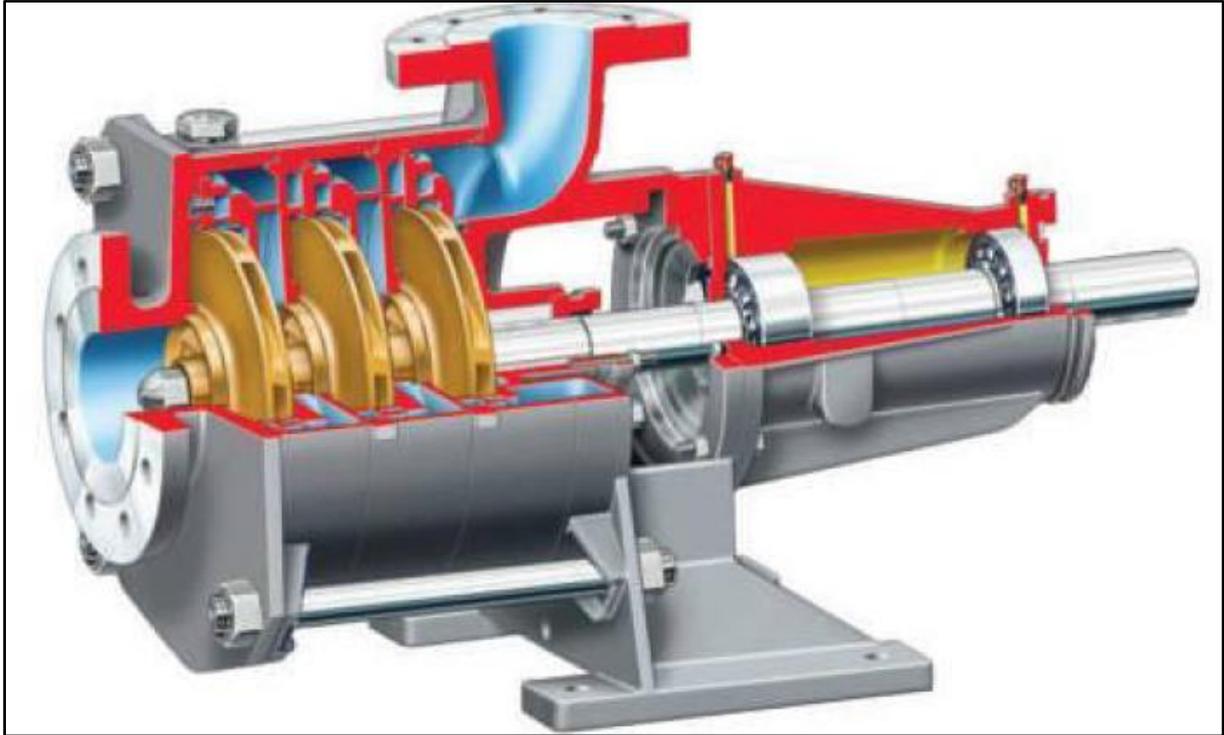


Figure VI. 3 : schéma d'une pompe centrifuge multicellulaire

2. Courbes caractéristiques

2.1. Courbe caractéristique d'une pompe :

La performance des pompes centrifuges à vitesse constante peut être illustrée directement sur une courbe caractéristique pour un diamètre de roue donné. Les courbes caractéristiques indiquent la hauteur manométrique totale fournie par la pompe, sa puissance, son efficacité et son NPSH requis (*Net Positive Suction Head* : hauteur nette absolue à l'aspiration), définies à partir du débit nul jusqu'à la capacité maximale.

Pour une vitesse de rotation fixe, on peut représenter (figure VI.4) :

- La caractéristique $H_n = f(Q)$ qui donne la courbe hauteur-débit.
- La caractéristique $P = f(Q)$ qui donne la courbe puissance-débit.
- La caractéristique $\eta = f(Q)$ qui donne la courbe rendement-débit.

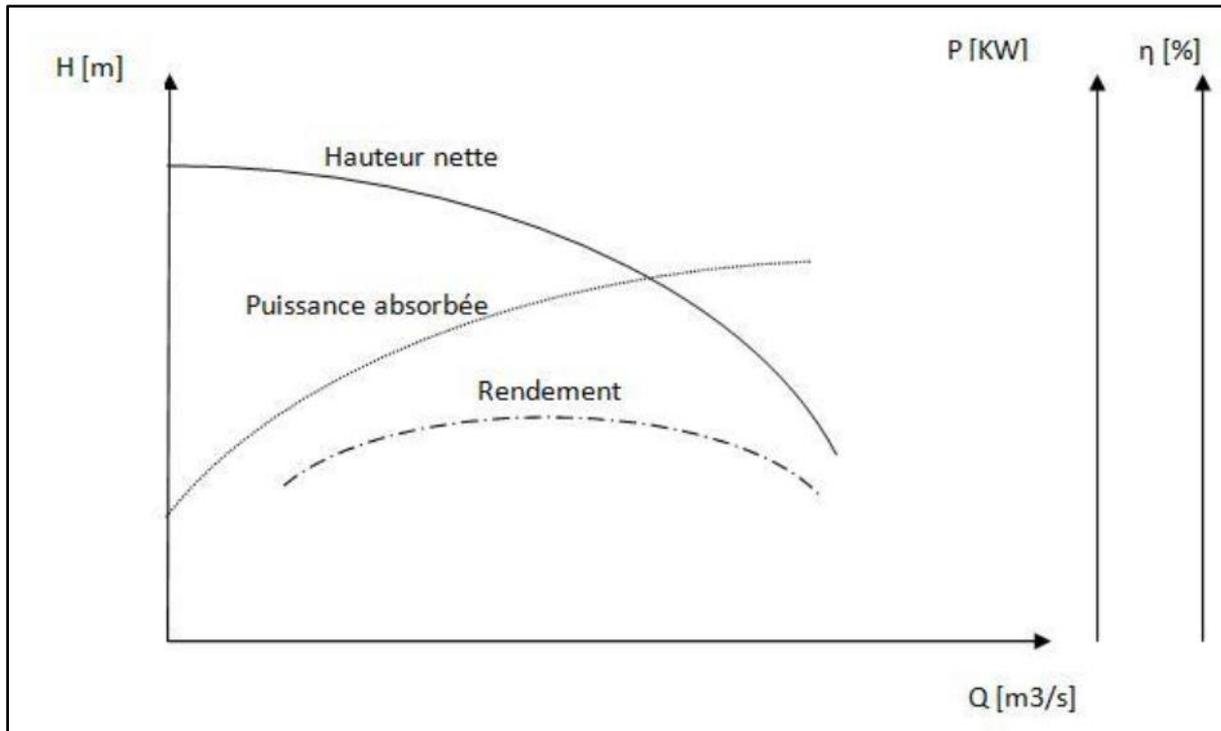


Figure VI. 4 : les défient courbe caractéristique d'une pompe

Il faut signaler que les courbes caractéristiques d'une pompe sont données par les constructeurs des pompes et elle varie suivant le débit la hauteur et aussi la technologie de chaque constructeur.

2.2. Courbe caractéristique d'une conduite

La courbe caractéristique d'une conduite représente sur un graph l'énergie en terme de hauteur que doit recevoir un liquide pour qu'il soit transporté avec des débits différents d'un point A à un point B avec $H_g = H_B - H_A$.

les pertes de charge engendrées pour différents débits possibles peuvent se calculer à l'aide de la formule suivante :

$$H = H_g + \frac{\lambda L V^2}{D 2g} + 0.15 \frac{\lambda L V^2}{D 2g} \quad (\text{VI.1})$$

$$H = H_g + 1.15 \frac{8\lambda L Q^2}{D^5 \pi^2 g} \quad (\text{VI.2})$$

2.3. Point de fonctionnement

La figure suivante indique une courbe de pompe à vitesse constante pour un diamètre de roue donné, ainsi que la courbe caractéristique d'un système. Le point d'intersection de la courbe de la pompe et de la courbe du système correspond au point de fonctionnement. La pompe fonctionne habituellement selon une gamme de débits variables et parfois même selon une gamme de hauteurs statiques variables. Pour satisfaire toutes ces conditions, on doit faire correspondre la courbe du système avec la courbe d'une pompe à vitesse constante en utilisant une vanne de régulation. Les points correspondant à chaque fonctionnement particulier définissent un champ de fonctionnement sur la courbe de la pompe.

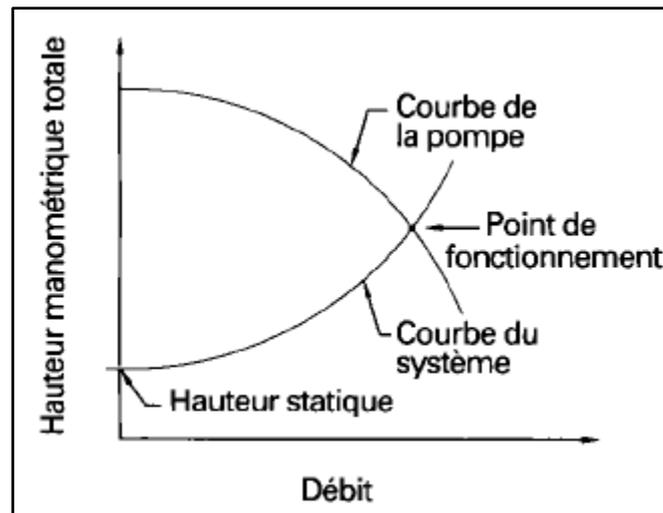


Figure VI. 5 : définition du point de fonctionnement

3. Phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont repressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique. Les conséquences de la cavitation sont :

- ❖ érosion du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine, des pompes centrifuges ...,
- ❖ augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe,
- ❖ chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

3.1. Notion de NPSH

Le NPSH (Net Positive Suction Head) que l'on peut traduire par charge nette d'aspiration [Dupont, 1979 ; Godart, 2000 ; ESHA, 2005] on conçoit qu'il faille respecter une hauteur minimum d'eau au-dessus de la pompe. Cette hauteur est le NPSH requis pour le bon fonctionnement de l'installation, il est indiqué par le fabricant de la pompe en considérant que le liquide est à sa température d'ébullition.

Pour être sûr d'éviter le phénomène présenté précédemment (cavitation) il faut conserver une hauteur supérieure au NPSH requis, c'est le NPSH disponible.

La relation de BERNOULLI appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0) et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) donne, et si J_a est la perte de charge à l'aspiration

$$Z_0 + \frac{P_0}{\rho g} = Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + J_a \quad (\text{VI.3})$$

Ou

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_0}{\rho g} + (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (\text{VI.4})$$

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} = \frac{P_0}{\rho g} + (Z_0 - Z_1) - J_a - \frac{P_v}{\rho g} \quad (VI.5)$$

Telle que

- $NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible (m)
- $(Z_0 - Z_1) = H_a$: La hauteur d'aspiration (m).
- $\frac{P_v}{\rho g}$: La tension de vapeur (mCE).

Tableau VI. 1 : variation de la tension de vapeur en fonction de la température

T(°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
P_v (mCE)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + \frac{P_v}{\rho g}) \quad (VI.6)$$

$NPSH_r$: est fonction du débit et de la hauteur et elle est une caractéristique de la pompe.

Les variations de $NPSH_r$ sont données par les constructeurs

On peut tracer sur le même graphique les courbes des $NPSH_d$ et $NPSH_r$ en fonction de débit pour une installation donnée et on apprécie sur ce graphique la relation $NPSH$ et cavitation.

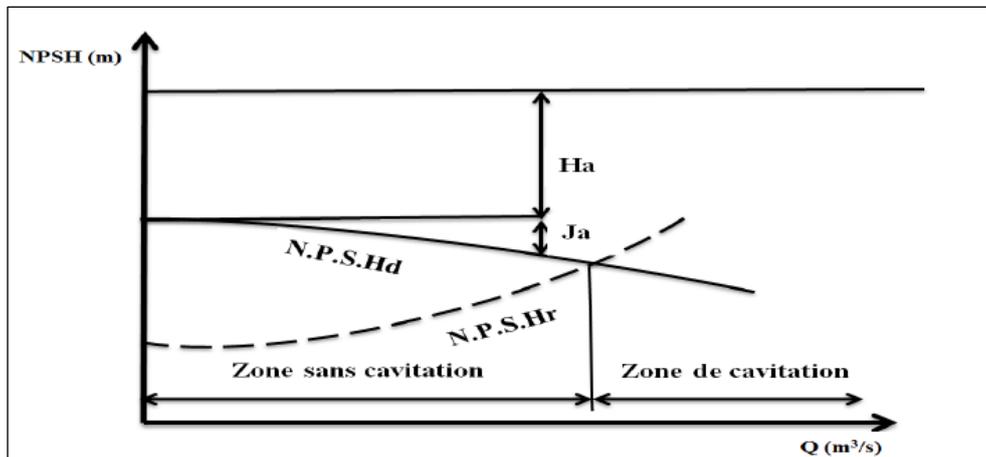


Figure VI. 6 : relation NPSH et cavitation

4. Couplage des pompes

Généralement, les caractéristiques (HMT et débit) souhaitées ne sont pas accessibles directement à cause de la variété des cas d'usage des pompes par exemple on veut transporter un débit (X) l/s avec une HMT (Y), et après avoir tracé les courbes caractéristiques des conduites on n'arrive pas à trouver une pompe qui répond à nos besoins, c'est là où on va introduire la notion de couplage des pompes afin d'obtenir le débit et la hauteur recherchés.

Il existe deux modes de couplage des pompes; en série et en parallèle :

4.1. Pompe en série

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrivée à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe (figure VI.7).

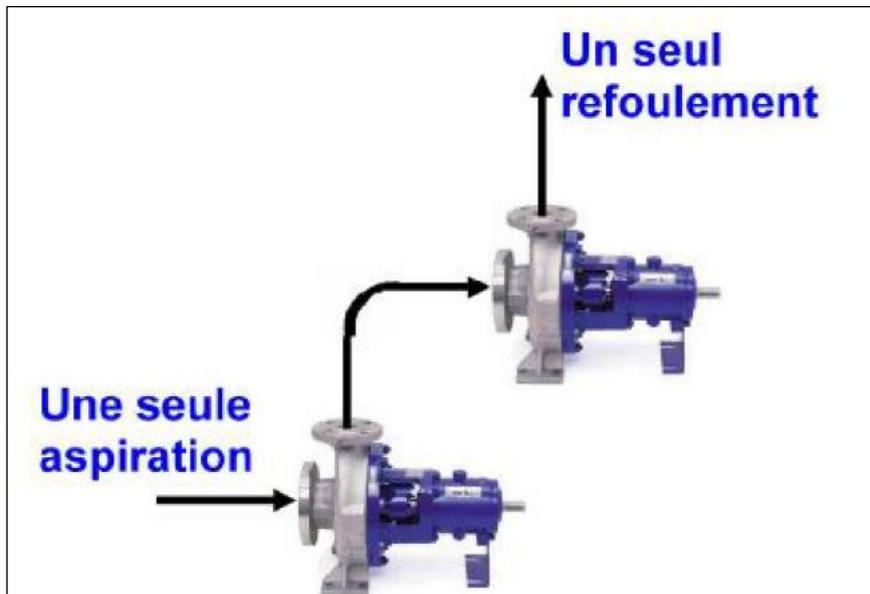


Figure VI. 7 : schéma d'un couplage en série

Pratiquement, ce couplage sera utilisé pour refouler un débit sensiblement constant et la somme des charges. Cette construction est illustrée par la figure VI.8 .

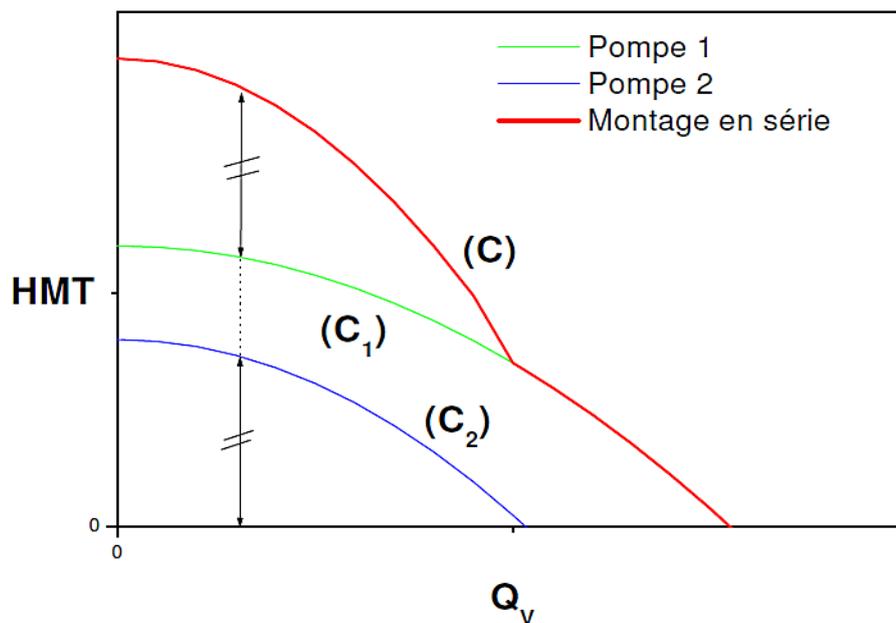


Figure VI. 8 : la caractéristique équivalente de deux pompes en série

Les deux pompes sont équivalentes à une seule pompe dont la courbe caractéristique (C) est obtenue en ajoutant, pour chaque débit Q_v , les HMT des deux pompes dont les courbes caractéristiques sont (C1) et (C2).

4.2. Pompe en parallèle

Dans ce cas, chaque refoulement individuel aboutit sur un collecteur général commun et, pour une hauteur d'élévation donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque groupe.

$$Q_v = Q_{v1} + Q_{v2}$$

(VI.7)

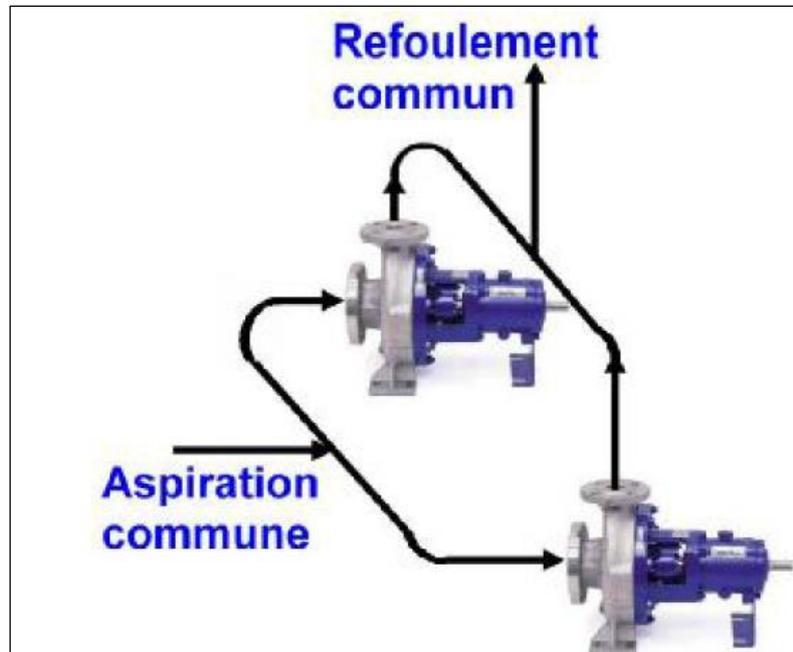


Figure VI. 9 : schéma d'un couplage de deux pompes en parallèle

Ce couplage sera utilisé pour refouler la somme des débits à une hauteur constante

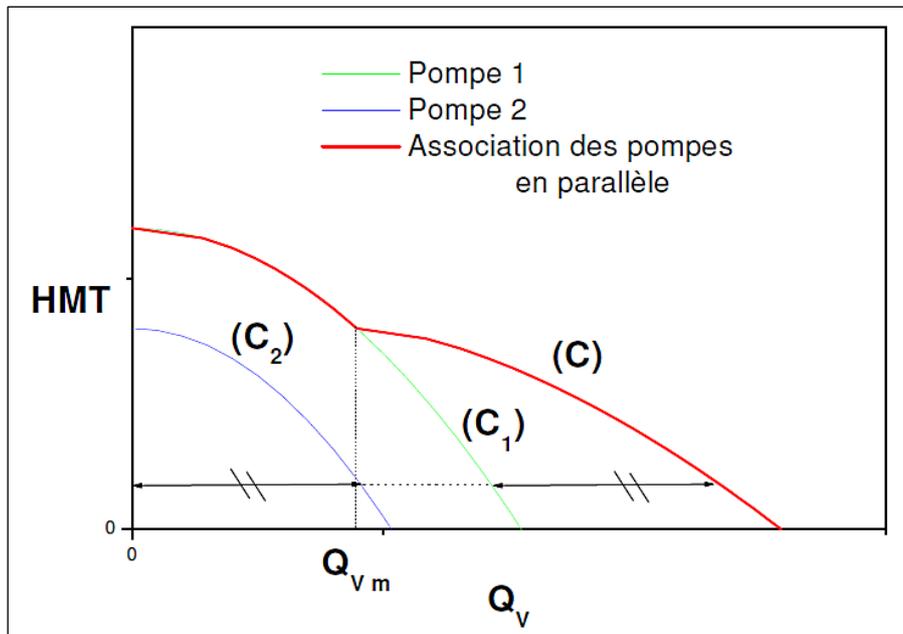


Figure VI. 10 : Courbe caractéristique équivalente à deux pompes montées en parallèle

Ces deux pompes sont équivalentes à une seule pompe dont la caractéristique (C) s'obtient graphiquement à partir des caractéristiques (C₁) et (C₂) des pompes 1 et 2 en ajoutant, pour chaque valeur de HMT les débits correspondants.

5. Dimensionnement des stations de pompage

5.1. Station de Pompage 1

De la bêche de reprise calée à la cote 270 mGA au réservoir tampon calée sur la cote 487 mGA avec un débit de 2315 l/s.

Après avoir recherché sur des catalogues des pompes ,on n'arrive pas à trouver la pompe avec ces caractéristiques, donc On opte pour ce tronçon pour deux stations de pompage en série SP1 et SP1' .

❖ SP 1 :

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

Cote de Départ	[mGA]	270
Cote D'arrivée	[mGA]	378
Longueur	[m]	4477
Diamètre	[mm]	1500
Hg	[m]	108
HMT	[m]	111

Tableau VI. 2 : caractéristique conduite

Q(l/s)	0	500	1000	1500	1800	2000	2200	2500
J	0	3,85E-05	0,000141	0,000306	0,000434	0,000532	0,000639	0,000818
$\Delta H_L(m)$	0	0,17	0,63	1,37	1,94	2,38	2,86	3,66
H(m)	108	108,19	108,72	109,57	110,23	110,73	111,28	112,21

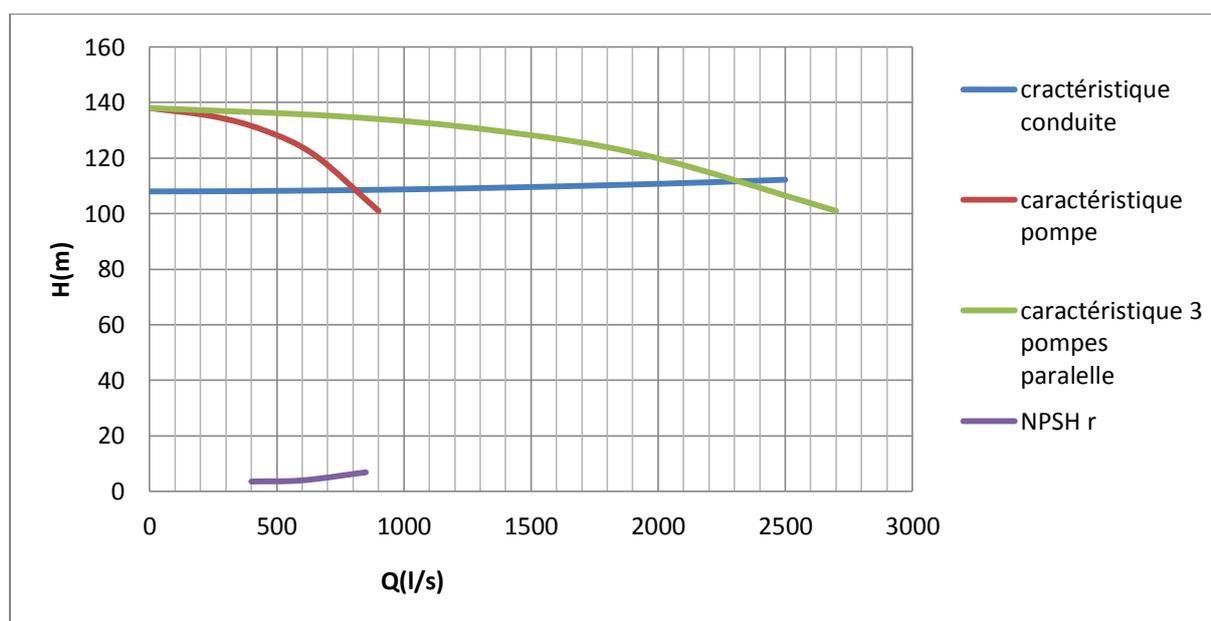
Tableau VI. 3 : caractéristiques des pompes

Q (l/s)	0	250	450	650	900
H (m)	138	135	130	121	101
Q 2 en parallèle(l/s)	0	500	900	1300	1800
Q 3 en parallèle(l/s)	0	750	1350	1950	2700

Tableau VI. 4 : NPSH requis

Q (l/s)	400	600	850
H (m)	3,6	4,0	6,9

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

**Figure VI. 11 : détermination graphique du point de fonctionnement SP 1**

Le point d'intersection de la caractéristique 3 et la caractéristique de la conduite nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.5)

Tableau VI. 5 : point de fonctionnement SP 1

le point de	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r (m)	NPSH d (m)	Remarque
-------------	----------	--------	------------	------------	----------

fonctionnement	2372,60	111,60	5,72	10,25	pas de cavitation
-----------------------	---------	--------	------	-------	-------------------

Telle que

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - \left(-H_a + J_a + \frac{P_v}{\rho g} \right) \quad (VI.8)$$

- $\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * \text{altitude}$
- H_a = hauteur d'aspiration (on prend pour toute cette étude $a = 1 \text{ m}$)
- J_a : perte de charge a l'aspiration (on prend pour tout cette étude $J_a = 0.5$)
- $\frac{P_v}{\rho g}$: tension de vapeur (on prend pour tout cette étude $\frac{P_v}{\rho g} = 0.25$)

Donc on valide le choix initial pour cette station

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 500-1015 B**
- **Nombre** : **3+2**
- **Diamètre De La Roue** : **893 Mm**
- **Nombre De Tours** : **985 Min -1**
- **Rendement** : **85 %**
- **Puissance** : **925 KW**

❖ SP1' :

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

Cote de Départ	[mGA]	378
Cote D'arrivée	[mGA]	487
Longueur	[m]	4478
Diamètre	[mm]	1500
Hg	[m]	109
HMT	[m]	114

Tableau VI. 6 : caractéristiques conduite SP1'.

Q(l/s)	0	500	1000	1500	1800	2000	2200	2500
J	0	3,85E-05	0,00014	0,0003	0,00043	0,00053	0,00063	0,00081
$\Delta H_L(m)$	0	0,17	0,63	1,37	1,94	2,38	2,86	3,66
H(m)	109	109,19	109,72	110,57	111,23	111,73	112,29	113,21

Tableau VI. 7 : caractéristique pompe

Q (l/s)	0	250	450	650	900
H (m)	138	135	130	121	101
Q des 3 pompes en parallèle (l/s)	0	750	1350	1950	2700

Tableau VI. 8 : NPSH requis SP1'

Q (l/s)	400	600	850
H (m)	3,6	4	6,9

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

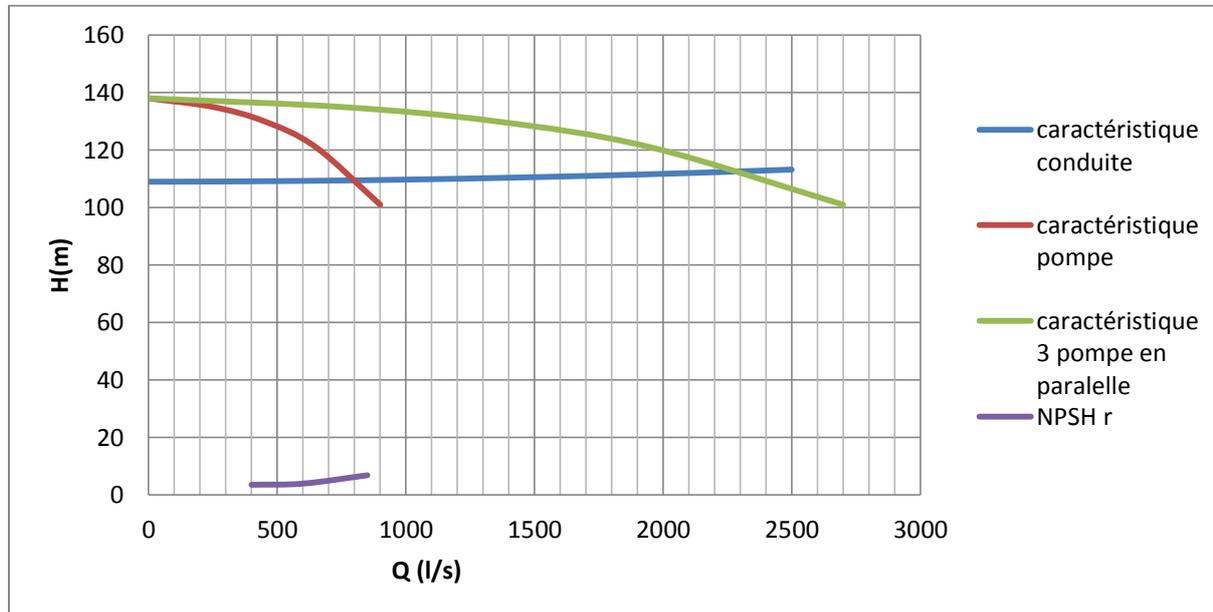


Figure VI. 12 : détermination graphique du point de fonctionnement SP 1'

Le point d'intersection de la caractéristique 3 et la caractéristique de la conduite nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.9)

Tableau VI. 9 : point de fonctionnement SP 1'

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r (m)	NPSH d (m)	remarque
	2253,50	112,26	5,54	10,12	pas de cavitation

Donc, on valide le choix initial pour cette station

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 500-1015 B**
- **Nombre** : **3+2**
- **Diamètre De La Roue** : **893 Mm**
- **Nombre De Tours** : **985 Min -1**
- **Rendement** : **85 %**
- **Puissance** : **925 KW**

5.2. Station de Pompage 2

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

Cote de départ:	[mGA]	431
cote d'arrivée	[mGA]	582
Longueur	[m]	4461
diamètre	[mm]	1500
Hg	[m]	151

Tableau VI. 10 : caractéristique conduite SP 2.

Q(l/s)	0	500	1000	1500	1800	2000	2200	2500
J	0	5,4E-05	0,000199	0,000433	0,000614	0,000753	0,000905	0,00116
$\Delta HL(m)$	0	0,24	0,892869	1,93	2,75	3,37	4,05	5,19
H(m)	151	151,27	152,02	153,22	154,16	154,87	155,66	156,97

Tableau VI. 11 : caractéristique pompe

Q (l/s)	0	250	450	650	900
H (m)	138	135	130	121	101
Q des 3 pompes en parallèle (l/s)	0	750	1350	1950	2700

Tableau VI. 12 : NPSH requit SP 2

Q (l/s)	400	600	850
H (m)	3,6	4	6,9

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

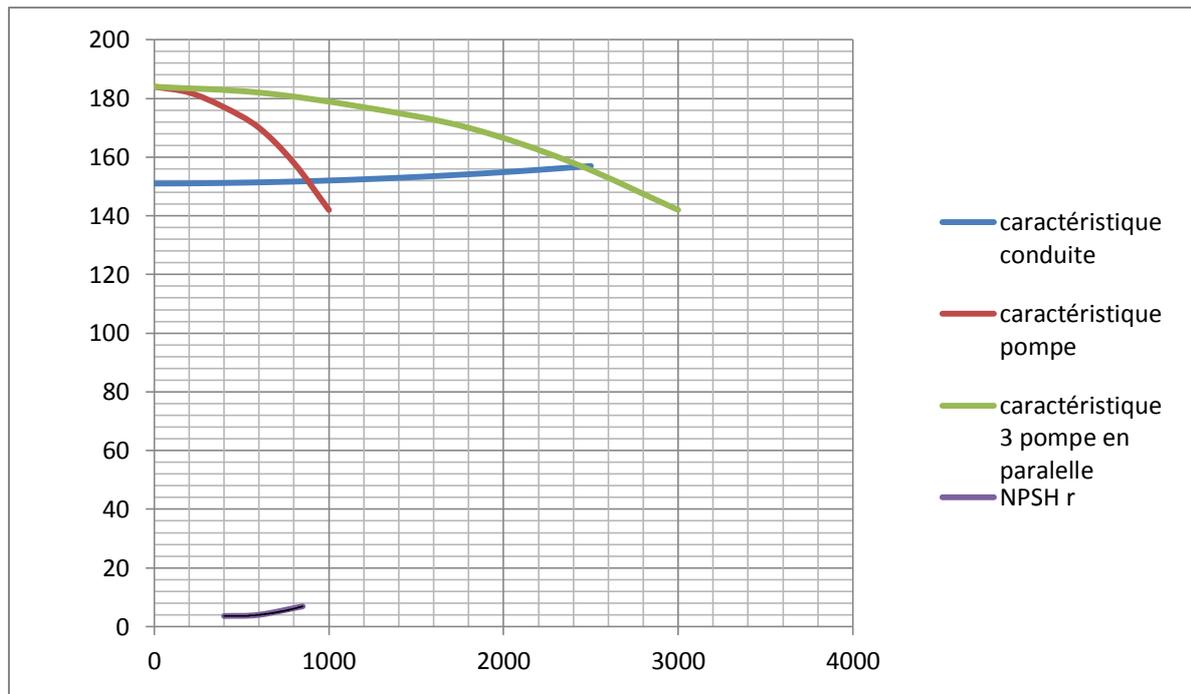


Figure VI. 13 : détermination graphique du point de fonctionnement SP 2

Le point d'intersection de la caractéristique 3 et la caractéristique de la conduite nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.13)

Tableau VI. 13 : point de fonctionnement SP 2

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r(m)	NPSH d (m)	remarque
	2626,00	112,39	7,14	10,06	pas de cavitation

Donc, on valide le choix initial pour cette station

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 500-1015 B**
- **Nombre** : **3+2**
- **Diamètre De La Roue** : **893 Mm**
- **Nombre De Tours** : **985 Min -1**
- **Rendement** : **85 %**
- **Puissance** : **925 KW**

5.3. Station de Pompage 3

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

côté départ	[mGA]	175
cote d'arrivée	[mGA]	324
H géométrique	[m]	149
Hmt	[mm]	187

longueur	[m]	5784
Diamètre	[m]	400

Tableau VI. 14 : caractéristique conduite SP3- SP 4

débit (l/s)	0	50	100	200	300	400
J	0	0,0003565	0,00131819	0,00499521	0,01099692	0,0193194
ΔH_t	0	2,37	8,76	33,22	73,14	128,50
H	149	151,37	157,76	182,22	222,14	277,50

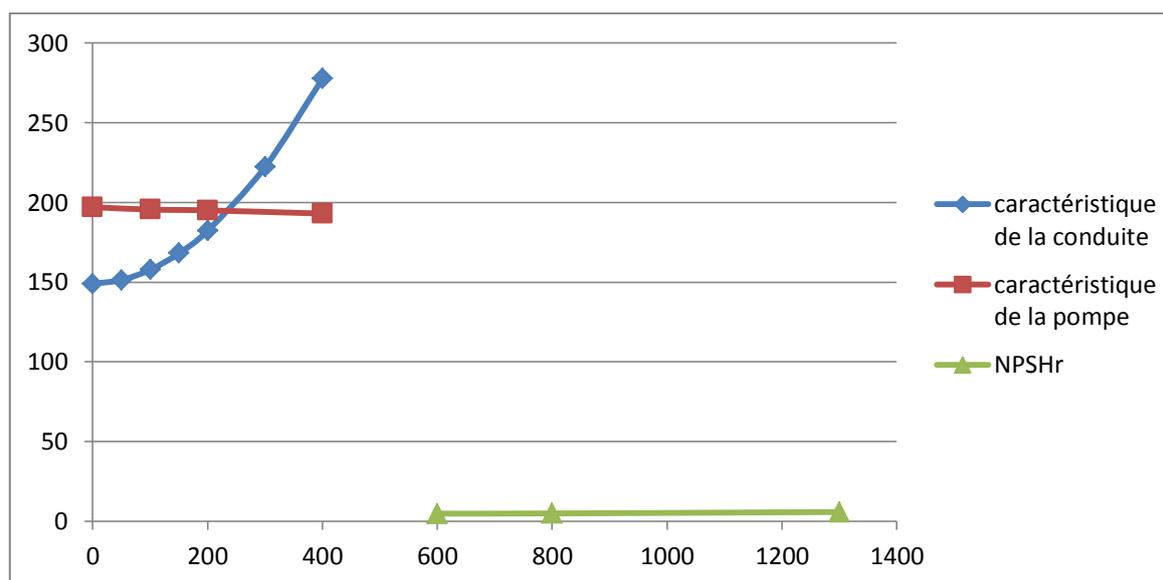
Tableau VI. 15 : caractéristique pompe

débit(l/s)	0	100	200	400
H	197,0	195,5	195,0	193,0

Tableau VI. 16 : NPSH requis SP 3

débits(l/s)	600	800	1300
NPSHr	4,90	5,00	5,90

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

**Figure VI. 14** : détermination graphique du point de fonctionnement SP 3

Le point d'intersection de la caractéristique de la pompe et la caractéristique de la conduite nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.17)

Tableau VI. 17 : point de fonctionnement SP 3

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSHr (m)	NPSHd (m)	Remarque
	331	193,631305	6,98752	10,87	par de cavitation

Donc, on valide le choix initial pour cette station.

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 500-1015 B**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **1035 Mm**
- **Nombre De Tours** : **985 Min -1**
- **Rendement** : **70 %**
- **Puissance** : **1400 KW**

5.4. Station de Pompage 4

La station de pompage SP4 doit assurer un débit total de 227 l/s à partir de la bêche de reprise calé sur la cote 324 mGA vers les deux réservoirs de Nedroma (1500 et 250 m³) en passant par un point de ramification (E2) vers ces deux réservoirs, Le point de ramification (E2) se trouve sur la côte 500 mGA, Donc pour le dimensionnement de cette station de pompage, Il faut tenir compte des pertes de charge de chaque tronçon et en plus de la hauteur géométrique entre la station et le réservoir le plus élevé.

Tableau VI. 18 : perte de charge sur la conduite SP4 - E2

Q(l/s)	0	50	100	150	200	250
J	0	0,000357	0,001318	0,002866	0,004995	0,007706
$\Delta HL(m)$	0	1,23	4,55	9,89	17,248	26,60
$\Delta HT(m)$	0	1,41	5,23	11,37	19,83	30,59

Tableau VI. 19 : caractéristique conduite E2 – réservoir Nedroma 1

Q(l/s)	0	10	30	50	100	150	200	250	300
J	0	7,5E-05	0,00057	0,00149	0,00563	0,01238	0,02173	0,03367	0,04821
$\Delta HL(m)$	0	0,01	0,12	0,31	1,19	2,62	4,60	7,13	10,22
H(m)	186,0	186,01	186,13	186,36	187,37	189,01	191,29	194,20	197,75

Tableau VI. 20 : caractéristique conduite E2 – réservoir Nedroma 2

Q(l/s)	0	10	30	50	100	150	200	250
J	0	0,0006	0,0043	0,011615	0,044895	0,099731	0,176117	0,27405
$\Delta HL(m)$	0	0,11	0,92	2,46	9,51	21,14	37,33	58,09
H(m)	186,0	186,13	187,05	188,83	196,94	210,31	228,93	252,81

Ce qu'on cherche maintenant c'est la courbe caractéristique du système par la sommation des débits des deux conduites E2- réservoir Nedroma 1 et E2 - réservoir Nedroma 2 à la même hauteur (deux conduites en parallèle) puis on les additionne les hauteurs de cette courbe avec les hauteurs de la

conduite SP4 – E2 aux mêmes débits et on aura en fin la courbe caractéristique du système représenté dans le tableau suivant .

Tableau VI. 21 : caractéristique système

Q(l/s)	0	155	230	280	335	370
H (m)	185,93	198,12	211,78	223,70	239,41	250,83

Tableau VI. 22 : caractéristique pompe

Q(l/s)	0	55	111	166	222	333
h(m)	220	219	218	216	211	195

Tableau VI. 23 : NPSH requis SP 4

Q(l/s)	166	222	277	333
H(m)	3,0	3,1	3,4	4,1

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

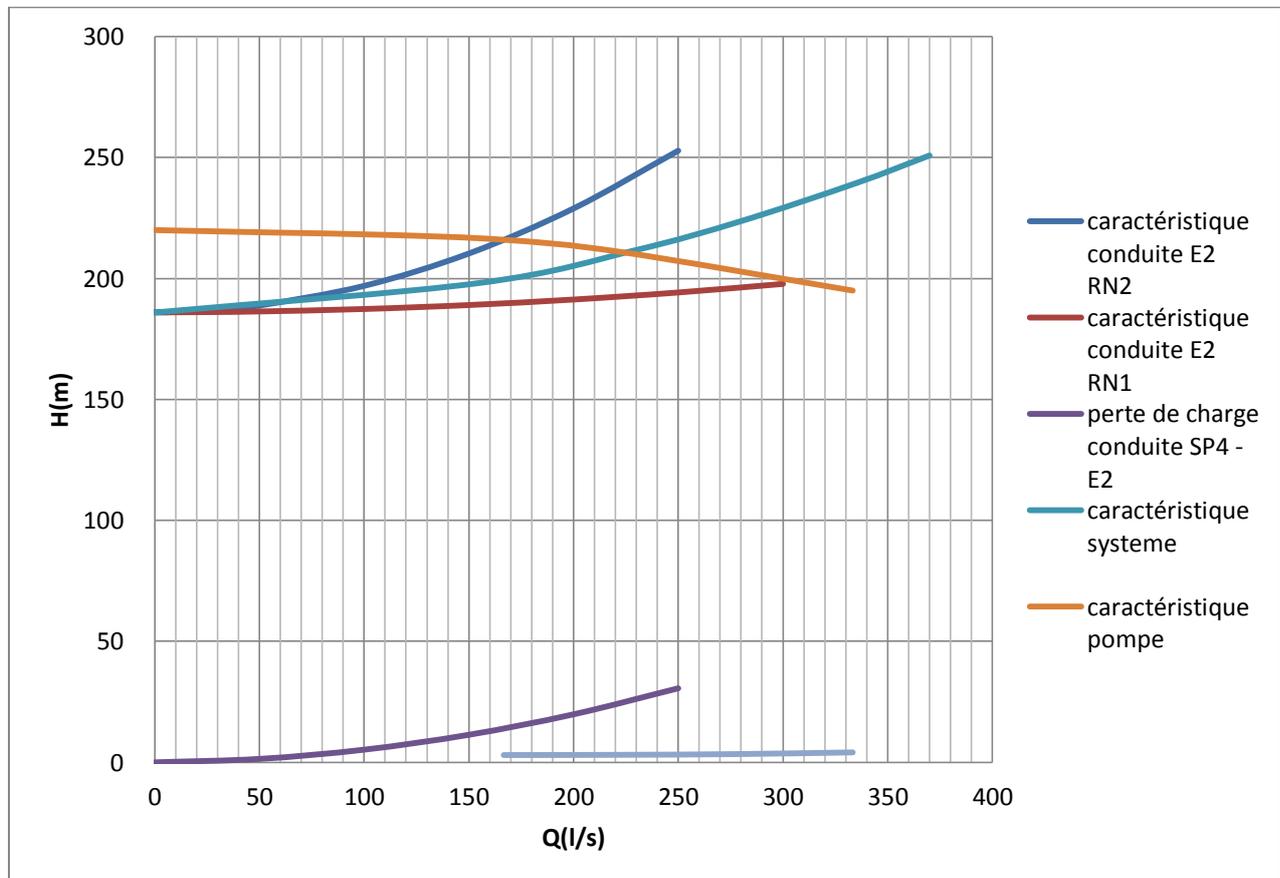


Figure VI. 15 : détermination graphique du point de fonctionnement SP 4

Le point d'intersection de la caractéristique du système et la caractéristique de la pompe nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.24)

Tableau VI. 24 : point de fonctionnement SP 4

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r (m)	NPSH d (m)	remarque
	214,99	210,96	3,11	10,19	pas de cavitation

Donc, on valide le choix initial pour cette station

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 500-1015 B**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **1035 Mm**
- **Nombre De Tours** : **985 Min -1**
- **Rendement** : **70 %**
- **Puissance** : **1400 KW**

5.5. Station de Pompage 5

La station de pompage SP5 doit assurer un débit total de 351.8 l/s à partir de la bêche de reprise calée à la cote 307 mGA vers les deux réservoirs de Souahlia en passant par un point de ramification (P) de ce dernier se trouve à la côte 370 mGA . Pour le dimensionnement de cette station de pompage, il faut tenir compte des pertes de charge de chaque tronçon et en plus de la hauteur géométrique entre la station et le réservoir le plus élevé.

Tableau VI. 25 : perte de charge sur la conduite SP

Q(l/s)	0	100	200	300	350	400
J	0	0,000175	0,000646	0,001401	0,001885	0,002439
$\Delta HL(m)$	0	0,17	0,64	1,40	1,88	2,43
$\Delta HT(m)$	0	0,20	0,74	1,61	2,16	2,80

Tableau VI. 26 : caractéristique conduite P – réservoir Souahlia 1

Q(l/s)	0	10	50	80	100	150	200
J	0	0,00055	0,011615	0,028995	0,044895	0,099731	0,176117
$\Delta HL(m)$	0	0,18	3,94	9,85	15,26	33,90	59,87
H(m)	92,0	92,21	96,54	103,33	109,55	130,99	160,86

Tableau VI. 27 : caractéristique conduite P – réservoir Souahlia 2

Q(l/s)	0	50	100	150	200	300	400
J	0	0,000357	0,001318	0,002866	0,004995	0,010997	0,019319
$\Delta HL(m)$	0	0,10	0,38	0,83	1,44	3,18	5,60
H(m)	92,0	92,11	92,43	92,95	93,66	95,66	98,44

Tableau VI. 28 : caractéristique pompe SP 5

Q(l/s)	0	100	200	300	350	400
H(m)	104	102	100	97	94	92

Tableau VI. 29 : NPSH requit SP 5

Q(l/s)	250	300	350	400
H(m)	4,5	4,6	4,7	5,0

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

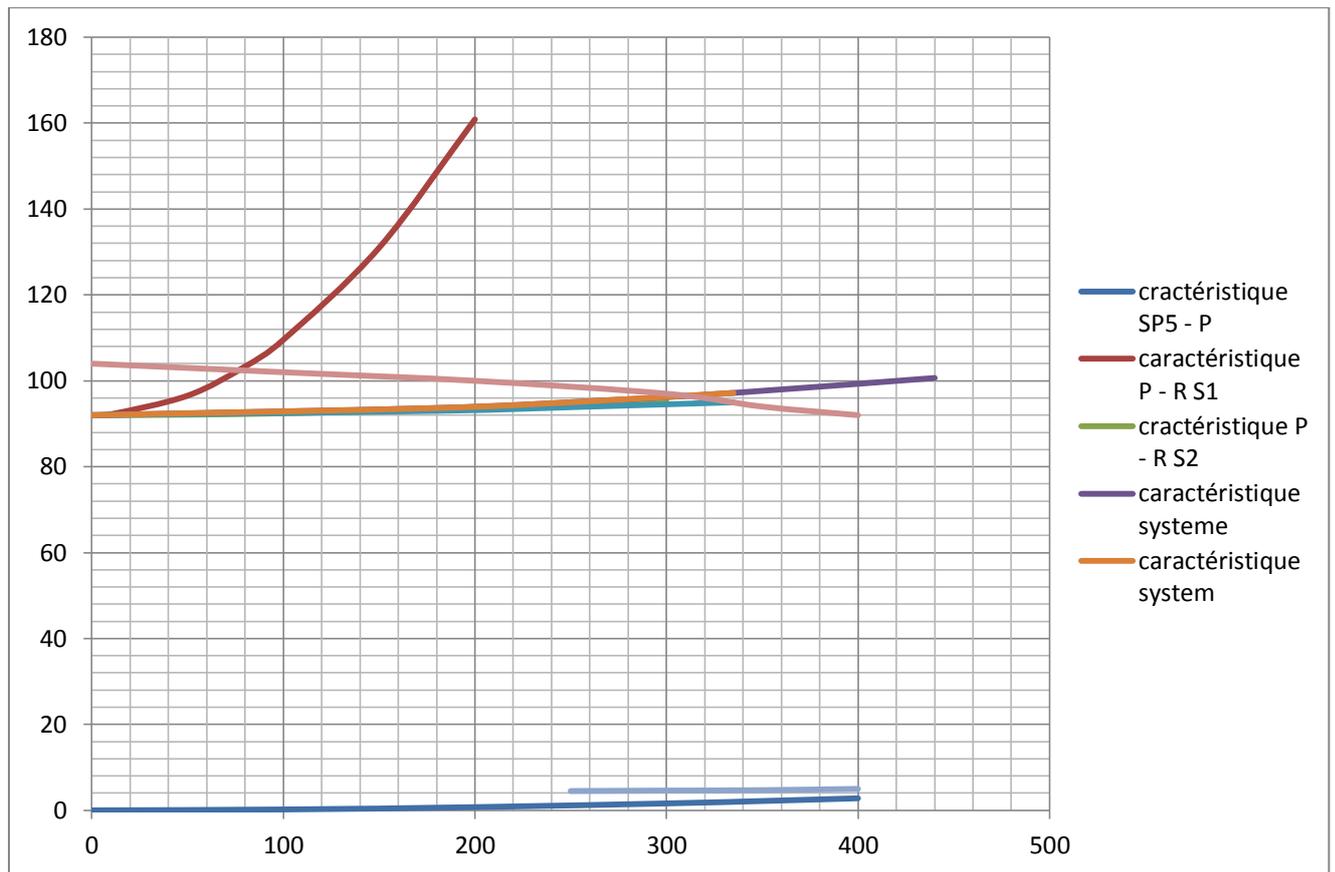


Figure VI. 16 : détermination graphique du point de fonctionnement SP 5

Tableau VII. 30 : point de fonctionnement SP 5

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r (m)	NPSH d (m)	remarque
	304,66	96,34	4,58	10,22	pas de cavitation

Donc on confirme le choix initial de la pompe :

- **Type De Pompe** : **350-575 B**
- **Nombre** : **1+2**
- **Diamètre De La Roue** : **539 Mm**
- **Nombre De Tours** : **1480 Min -1**
- **Rendement** : **77 %**
- **Puissance** : **380 KW**

5.6. Station de Pompage 6 et 7

Ces deux stations de pompage sont déjà existantes et elles sont en bon état, il n'y a pas de variation de débit pompé à travers ces deux stations donc on les utilise directement.

5.7. Station de Pompage 8

La station de pompage SP8 doit assurer un débit total de 68 l/s à partir de la bêche de reprise calée à la cote 427 mGA vers les deux réservoirs de sidi mdjahed et BMC en passant par un point de ramification (M). Ce dernier se trouve sur la côte 370 mGA, donc pour le dimensionnement de cette station de pompage, il faut tenir compte des pertes de charge de chaque tronçon et en plus de la hauteur géométrique entre la station et le réservoir le plus élevé.

Tableau VI. 31 : perte de charge sur la conduite SP8 – M

débit (l/s)	0	10	20	30	40	50	60	70
J	0	7,56E-05	0,000269	0,000571	0,00098	0,001495	0,002114	0,002838
$\Delta H_t(m)$	0	0,91	3,26	6,93	11,89	18,13	25,65	34,44

Tableau VI. 32 : caractéristique conduite M – réservoir BMC

débit (l/s)	0	5	10	15	20	30
J	0	0,000633	0,002296	0,004946	0,008573	0,018746
$\Delta H_t(m)$	0	2,80	10,20	21,97	38,08	83,27
H (m)	167	169,80	177,20	188,97	205,08	250,27

Tableau VI. 33 : caractéristique conduite M –réservoir sidi Mdjahed

débit (l/s)	0	5	10	20	30	40	50	60	70
J	0	0,00055	0,002011	0,004346	0,007548	0,011615	0,016545	0,022339	
ΔH_t	0	0	0,63	2,31	4,99	8,67	13,35	19,02	25,68
H	167	167,63	169,31	171,99	175,67	180,35	186,02	192,68	

On fait la caractéristique équivalente de la conduite M-réservoir BMC avec la conduite M- réservoir sidi Mdjahed (deux conduites) en parallèle et la conduite équivalente de ces deux elle va être en série avec la conduite SP8 – M on obtient la caractéristique du système.

Tableau VI. 34 : caractéristique système

débit	0	20	40	60	80	140	200
total	167	169,47	174,75	182,66	193,22	240,74	312,01

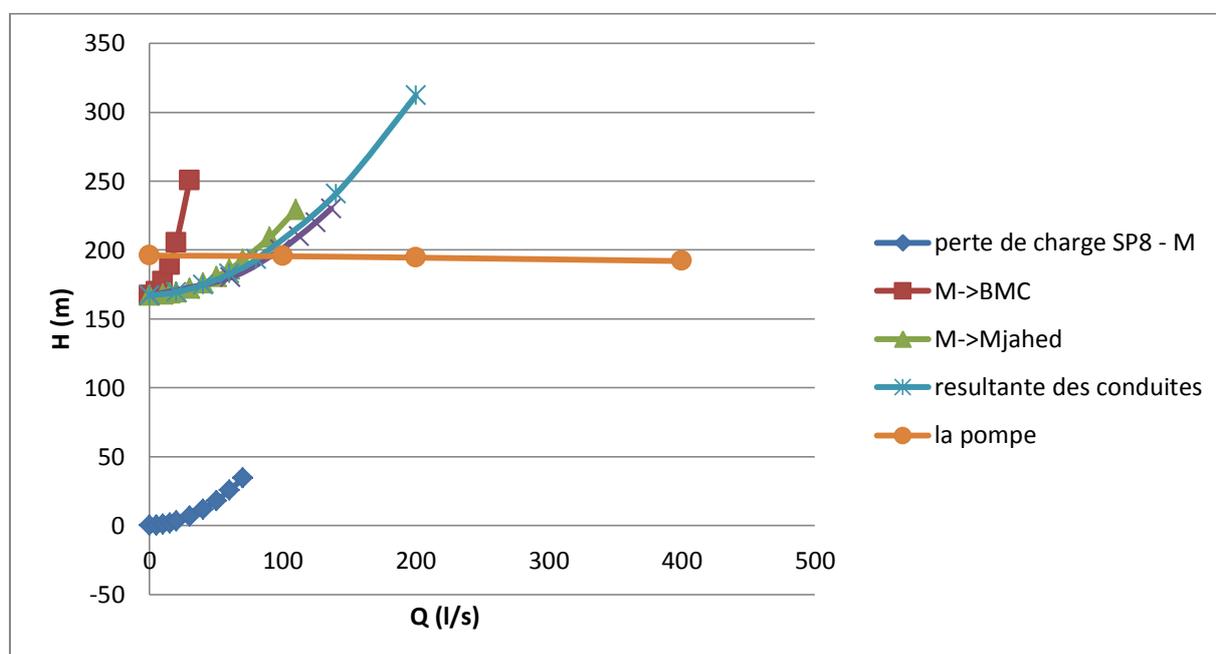
Tableau VI. 35 : caractéristique pompe SP 8

Débit (l/s)	0	100	200	400
H	196,0	195,5	194,5	192,0

Tableau VI. 36 : NPSH requis SP 8

débit(l/s)	200	600	1000
NPSH r	4,9	5,0	5,1

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

**Figure VI. 17** : Détermination graphique du point de fonctionnement SP 8

Le point d'intersection de la résultante de conduite et la pompe nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.37)

Tableau VI. 37 : point de fonctionnement SP 8

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r (m)	NPSH d (m)	remarque
	83,00	195,00	6,90	10,06	par de cavitation

Donc on confirme le choix initial de la pompe :

- **Type De Pompe** : **500-1035 A**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **1035 Mm**
- **Nombre De Tours** : **985 Min -1**
- **Rendement** : **70 %**
- **Puissance** : **900 Kw**

5.8. Station de Pompage de Meghnia

La station de pompage de Maghnia est sensée de pomper de l'eau vers quatre réservoirs distincts, Le dimensionnement de cette station se fait en dimensionnant chaque sous-station à part.

❖ SP Maghnia 1 :

Cote de Départ	[mGA]	414
Cote D'arrivée	[mGA]	517
Longueur	[m]	103
Diamètre	[mm]	108
Hg	[m]	1328
HMT	[m]	500

Tableau VI. 38: caractéristique conduite SP Maghnia –R Maghnia 1

débit (l/s)	0	50	100	150	200	250	300	400
J	0	0,000119	0,000432	0,000931	0,001614	0,002479	0,003526	0,006165
ΔH_t	0	0,18	0,65	1,42	2,46	3,78	5,38	9,41
H	103,00	103,18	103,66	104,42	105,46	106,78	108,38	112,41

Tableau VI. 39 : caractéristique pompe

débit(l/s)	0	200	400	450
H	123,0	117,5	105,0	100,0

Tableau VI. 40 : NPSH r SP Maghnia 1

débit(l/s)	250	400	600
NPSH r (m)	4,4	5,0	10,0

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

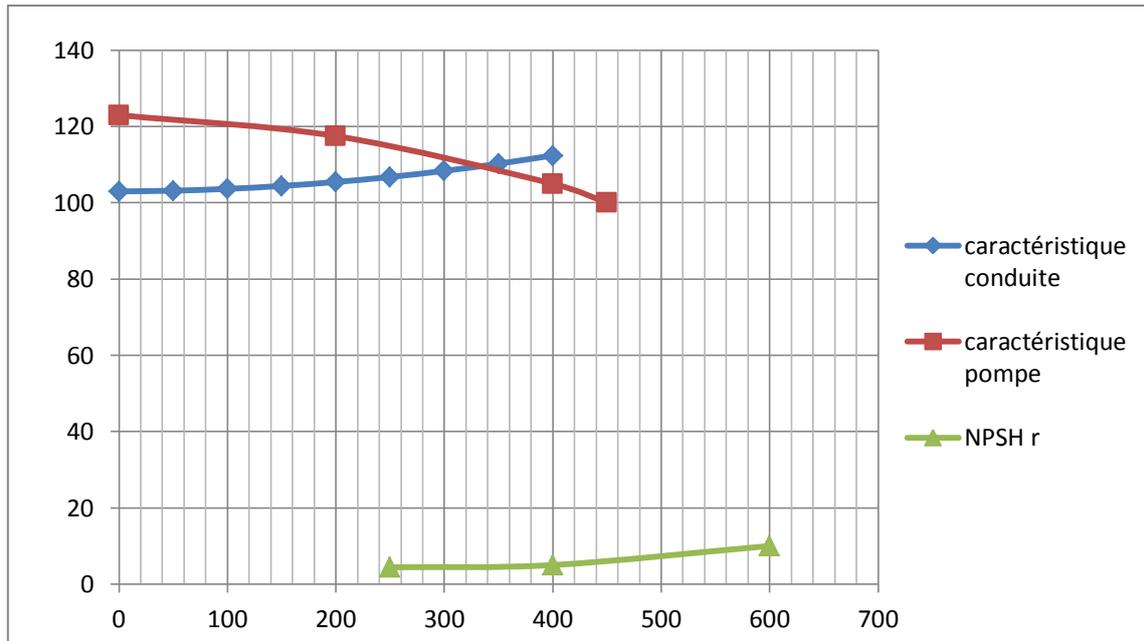


Figure VI. 18 : détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 1

Le point d'intersection de la caractéristique de la conduite et la caractéristique de la pompe nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.41)

Tableau VI. 41 : point de fonctionnement SP Maghnia 1

le point de fonctionnement	Q_p (l/s)	H_p (m)	$NPSH_r$ (m)	$NPSH_d$ (m)	remarque
	327,10	109,80	4,37	9,83	par de cavitation

Donc on confirme le choix initial de la pompe :

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 350 – 690 B**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **569 Mm**
- **Nombre De Tours** : **1480 Min -1**
- **Rendement** : **80 %**
- **Puissance** : **450 KW**

❖ **SP Maghnia 2 :**

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

Cote de Départ	[mGA]	414
Cote D'arrivée	[mGA]	517
Longueur	[m]	103
Diamètre	[mm]	108,9
Hg	[m]	1384
HMT	[m]	500

Tableau VI. 42 : caractéristique conduite SP Maghnia –R Maghnia 2

débit (l/s)	0	50	100	150	200	250	300	400
J	0	0,0001	0,00043	0,000931	0,001613	0,00247	0,00352	0,00616
ΔH_t	0	0,18	0,68	1,48	2,56	3,94	5,61	9,81
H	103,00	103,18	103,68	104,48	105,56	106,94	108,61	112,81

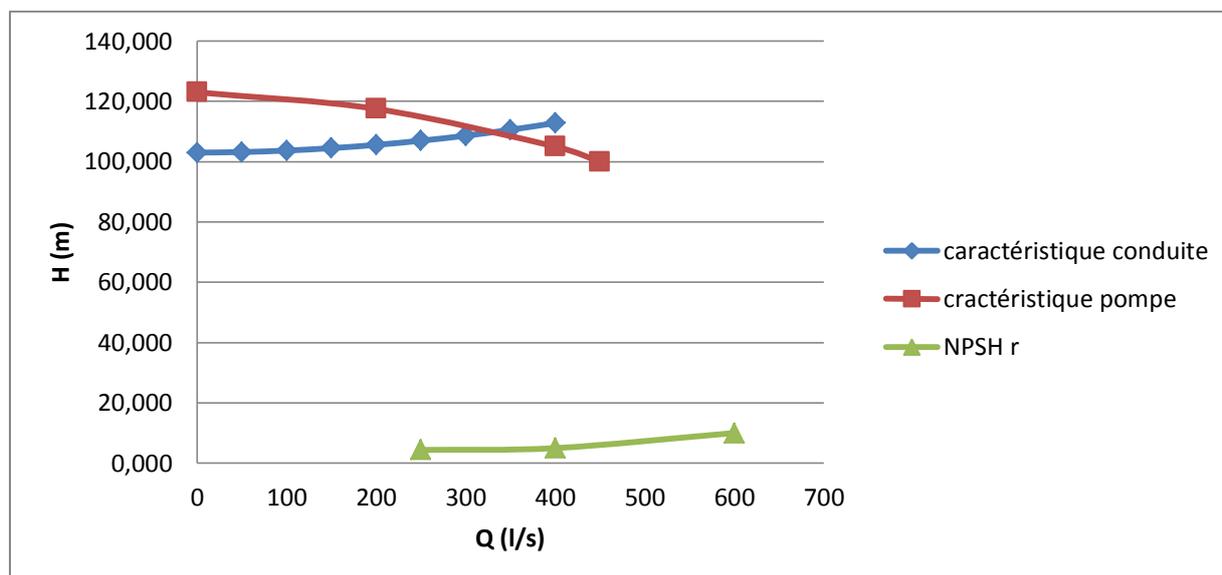
Tableau VI. 43 : caractéristique pompe

débit(l/s)	0	200	400	450
H	123,0	117,5	105,0	100,0

Tableau VI. 44 : NPSH r SP Maghnia 2

débit(l/s)	250	400	600
NPSH r (m)	4,4	5,0	10,0

Pour résumer, on schématise tout ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

**Figure VI. 19** : détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 2

Le point d'intersection de la caractéristique de la conduite et la caractéristique de la pompe nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.45)

Tableau VI. 45 : point de fonctionnement SP Maghnia 2

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r (m)	NPSH d (m)	remarque
	326,80	109,79	4,36	9,83	pas de cavitation

Donc on confirme le choix initial de la pompe :

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 350 – 690 B**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **569 Mm**
- **Nombre De Tours** : **1480 Min -1**
- **Rendement** : **80 %**
- **Puissance** : **450 KW**

❖ **SP Maghnia 3 :**

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

Cote de Départ	[mGA]	414
Cote D'arrivée	[mGA]	517
Longueur	[m]	103
Diamètre	[mm]	108,05
Hg	[m]	1184
HMT	[m]	500

Tableau VI. 46 : caractéristique conduite SP Maghnia2 –R Maghnia 3

débit (l/s)	0	50	100	150	200	250	300	400
J	0	0,0001	0,0004	0,0009	0,0016	0,0025	0,0035	0,0062
DHt	0	0,16	0,58	1,26	2,19	3,37	4,80	8,39
H	103,00	103,16	103,58	104,26	105,19	106,37	107,80	111,39

Tableau VI. 47 : caractéristique pompe

débit(l/s)	0	200	400	450
H	123,0	117,5	105,0	100,0

Tableau VI. 48 : NPSH r SP Maghnia 3

Debit (l/s)	250	400	600
NPSH r (m)	4,4	5,0	10,0

Pour résumer, on schématise tous ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

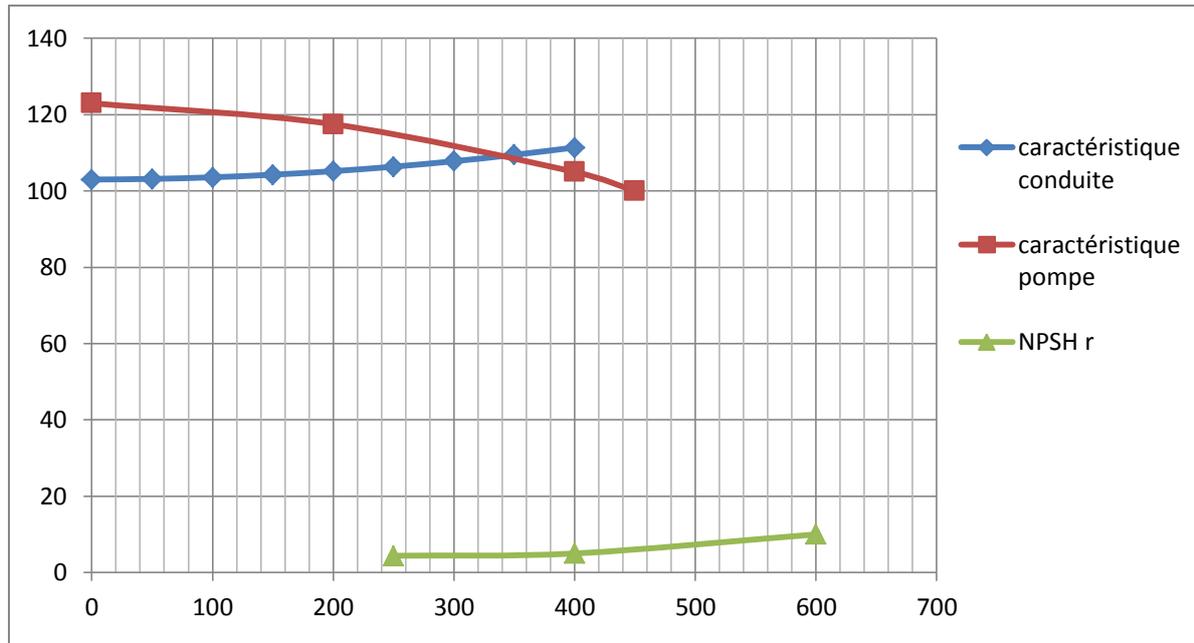


Figure VI. 20 : détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 3

Le point d'intersection de la caractéristique de la conduite et la caractéristique de la pompe nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.49)

Tableau VI. 49 : point de fonctionnement SP Maghnia 3

le point de fonctionnement	Qp (l/s)	Hp (m)	NPSH r	NPSH d	remarque
	337,30	109,01	4,42	9,83	par de cavitation

Donc on confirme le choix initial de la pompe :

- **Type De Pompe** : **KSB RDLO 350 – 690 B**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **569 Mm**
- **Nombre De Tours** : **1480 Min -1**
- **Rendement** : **80 %**
- **Puissance** : **450 KW**

❖ **SP Maghnia 4 :**

Le refoulement de cette station et caractérisé par :

Cote de Départ	[mGA]	414
Cote D'arrivée	[mGA]	517
Longueur	[m]	103
Diamètre	[mm]	108,05
Hg	[m]	1184
HMT	[m]	500

Tableau VI. 50 : caractéristique conduite SP Maghnia2 –R Maghnia 4

débit (l/s)	0	50	100	150	200	250	300	400
J	0	0,00011	0,00043	0,00093	0,001614	0,002479	0,003526	0,006165
ΔH_t	0	0,15	0,54	1,17	2,04	3,13	4,45	7,79
H	103	103,15	103,54	104,17	105,04	106,13	107,45	110,79

Tableau VI. 51 : caractéristique pompe SP Maghnia 4

débits(l/s)	0	200	400	450
H	123,0	117,5	105,0	100,0

Tableau VI. 52 : NPSH r SP Maghnia 4

Débit (l/s)	250	400	600
NPSH r (m)	4,4	5,0	10,0

Pour résumer, on schématise tous ce qu'on vient de dire sur un graphe pour la détermination du point de fonctionnement.

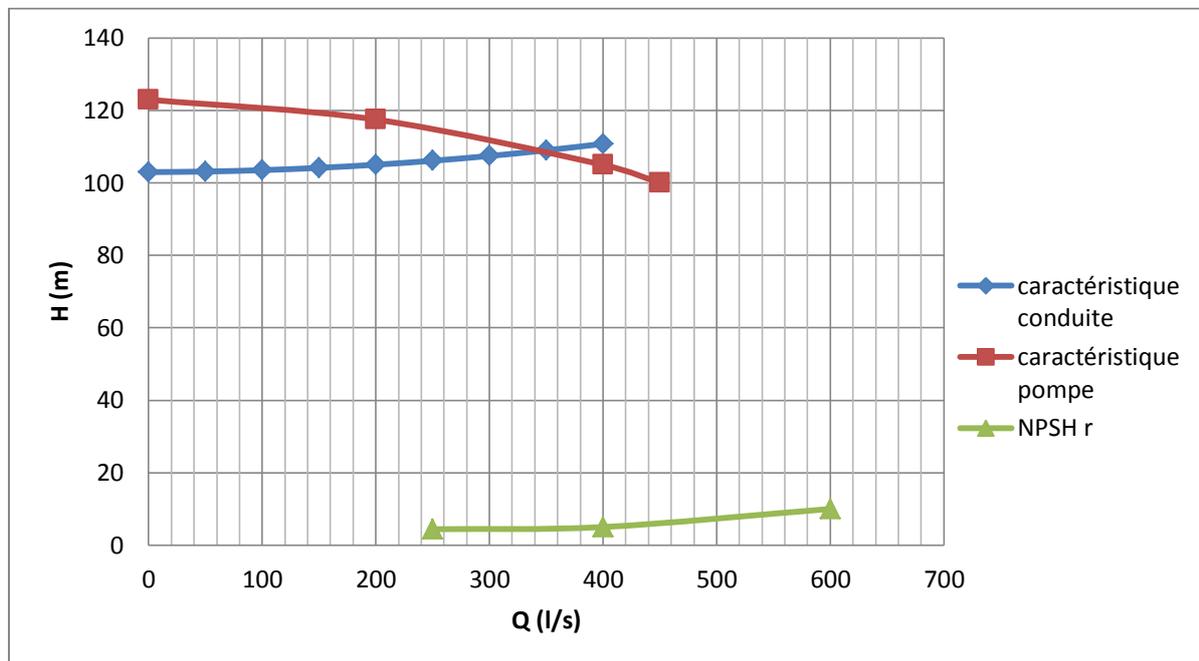


Figure VI. 21 : détermination graphique du point de fonctionnement SP Maghnia 4

Le point d'intersection de la caractéristique de la conduite et la caractéristique de la pompe nous donne le point de fonctionnement (Tableau VI.53)

Tableau VI. 53 : point de fonctionnement SP Maghnia 4

le point de	Qp	Hp	NPSHr	NPSHd	remarque
-------------	----	----	-------	-------	----------

fonctionnement	337,60	108,99	4,42	9,83	par de cavitation
-----------------------	--------	--------	------	------	--------------------------

Donc on confirme le choix initial de la pompe :

- **Type De Pompe** : **350 – 690 B**
- **Nombre** : **1+1**
- **Diamètre De La Roue** : **569 Mm**
- **Nombre De Tours** : **1480 Min -1**
- **Rendement** : **80 %**
- **Puissance** : **450 KW**

Remarque

il y a souvent un problème avec les stations de pompage, le débit et la hauteur de point de fonctionnement ne sont pas égaux aux débits et HMT recherché.

Pour régler ce problème, il existe des méthodes et à l'ingénieur de choisir entre ces différentes méthodes ou de combiner certain d'entre elles pour faire coïncider le débit et la hauteur demandé avec ceux du point de fonctionnement.

6. Les solutions de correction de débit et hauteur

6.1. Pompage à vitesse variable

L'entraînement à vitesse variable est attrayant quand le pompage doit réaliser un réglage de débit contraignant. Dans ce cas, la vitesse variable permet de mieux gérer le niveau d'une petite bache par réglage du débit

6.2. Dissipation d'énergie

Une solution plus simple au réglage de débit est la dissipation d'énergie par laminage ou par by-pass. Pour une caractéristique de système et une caractéristique de pompe donnée dont l'intersection donnerait un fonctionnement au point (N), figure suivante , le débit désiré (R) peut être atteint :

- Par laminage : une vanne de dissipation en série au refoulement de la pompe crée une perte de charge. Le point de fonctionnement de la pompe est (L).
- Par by-pass : une partie du débit est détourné et renvoyé à l'aspiration. Le point de fonctionnement de la pompe est (B). Le réglage par by-pass est plus stable, mais entraîne plus de pertes d'énergie et expose la pompe à la cavitation. Il est peu fréquent.

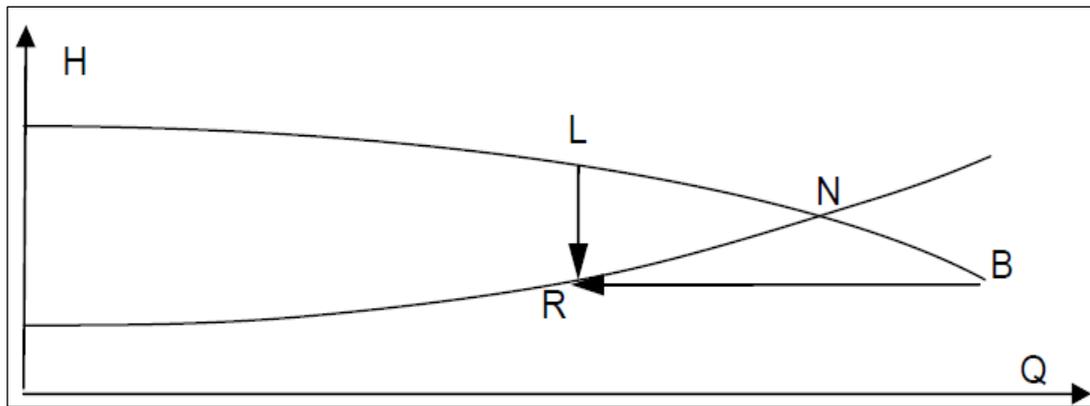


Figure VI. 22 : Réglage par laminage (L-R) ou by-pass (B-R)

Conclusion

dans ce chapitre, on a essayé de voir les différents types de pompe qui existent, avec plus de détails sur les pompes centrifuges. Ces dernières sont les mieux adaptées pour les transferts d'eau, on a présentés les différentes courbes caractéristiques des pompes avec la définition de la notion de point de fonctionnement.

Dans la partie dimensionnement des stations de pompage, on a choisi des pompes de telle sorte qu'elle donne le point de fonctionnement désiré avec un rendement acceptable.

Les différentes pompes utilisées dans ce transfert sont très coûteuses, donc leur protection est un volet incontournable qui va être développé dans le chapitre suivant.

Chapitre VII

Protection contre le coup de bélier

Chapitre VII**Protection contre le coup de bélier****Introduction**

L'importance technique des coups de bélier est extrêmement grande. L'amplitude et la soudaineté des surpressions et dépressions qui sont mises en jeu peuvent détériorer facilement la conduite ou les organes qui y sont branchés. Il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer par les différents moyens de protection existants.

1. Le phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement et qui peut engendrer des dégâts considérables dans le réseau.

2. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [3]:

- L'ouverture ou la fermeture 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.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

3. Les risques du coup de bélier**3.1. Risque de surpression**

C'est l'une des conséquences du coup de bélier, qui génère une pression très importante suite à une fermeture rapide ou instantanée d'une vanne ou l'arrêt brusque d'une pompe. Si la somme de cette surpression avec la pression initiale (en régime permanent) dépasse la pression maximale admissible des canalisations, il peut y avoir fissuration de ce dernier et dislocation des joints.

3.2. Pression négative

C'est Une autre conséquence du coup de bélier, l'apparition de cette pression négative est due au soit a une forte surpression ou suite à l'arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, tel qu'aplatissement de la conduite par implosion, l'aspiration des joints et même le décollement de l'enduit de protection interne [3].

3.3. Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement même si ces perturbations sont minimales, elles ont une conséquence directe sur le matériau de la canalisation ce qui provoque leurs fatigues [3].

4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les moyens ou les appareils anti bélier ont un rôle essentiel c'est :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils utilisés sont les suivants :

❖ Dispositifs d'action directe :

- Volant' d'inertie
- Clapet anti retour
- Vanne à fermeture automatique
- Amortisseurs en ligne

❖ Dispositifs d'action indirecte :

- Ballon anti bélier
- Cheminées d'équilibre
- Réservoir unidirectionnel
- Soupape de décharge
- By-pass
- Ventouses
- Déversoir

5. Les différents paramètres du coup de bélier

5.1. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'**ALLIEVI** :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec ; c : La célérité ; **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ; **e** : Épaisseur du tuyau en (m) ; **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VII . 1 : coefficient K pour divers matériaux

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-ciment	P.V.C	P.E.H.D
K	0,50	1,00	0,59	5,00	4,00	33,00	83 ,00

5.2. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

❖ Cas de la fermeture brusque

Le temps de fermeture est inférieur à la période de retour de l'onde

$$T_f < \frac{2.L}{C}$$

La valeur numérique du coup de bélier est :

$$B = \frac{C.V_0}{g} \quad (\text{m})$$

Avec, V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) et g : Accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

❖ Cas de la fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2.L}{C}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUND** :

$$b = \frac{2.L.V_0}{g.T_f} \quad (\text{m})$$

Avec ; L : La longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{max} = H_g + \frac{C.V_0}{g} \quad (\text{VII.2})$$

Cas de la dépression :

$$H_{min} = H_g - \frac{c.V_0}{g} \quad (\text{VII.3})$$

6. Méthode de BERGERON

C'est une méthode grapho-analytique, on fixe au préalable le volume initial du réservoir d'air, et son dispositif d'étranglement. Cette méthode consiste à déterminer par approximation successive la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air. L'intervalle du temps est pris égal à l'aller et le retour de l'onde.

En partant d'une vitesse prise arbitrairement " Vf" comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle du temps considéré, on calcule successivement à la fin de chaque intervalle du temps, la pression dans le réservoir puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentant des p.d.c dans la conduite. On vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de pression finale que cette droite coupe (a/g.S) au droite de " V1f" choisie sinon, les calculs seront fait avec une deuxième vitesse finale " V2f" [9].

- On calcule la vitesse moyenne dans chaque intervalle par la formule :

$$V_{mi} = \frac{V_{fi} - V_{fi-1}}{2} \quad (\text{VII.4})$$

- La formule du volume d'aire est donnée par :

$$\Delta U_i = S \cdot V_{mi} \cdot t_i \quad (\text{VII.5})$$

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

- Le volume d'air dans la cloche est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{VII.6})$$

La nouvelle pression dans le réservoir sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi de POISSON :

$$Z_i = Z_0 \cdot \left(\frac{U_0}{U_i}\right)^{1,4} \quad (\text{VII.7})$$

$$Z_0 = (H_0 - h_0) + 10 \quad (\text{VII.8})$$

Avec ; H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droite de la prise anti-bélier(m) et h_0 : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite et le plan d'eau dans le réservoir d'air en régime normal (m) ;

7. Protection des différentes stations de pompage

7.1. Station de pompage de Meghnia

Cette station comporte quatre pompes qui refoulent l'eau vers quatre réservoirs distincts.

Donc on peut considérer que cette station pompage est la somme de quatre stations de pompage.

7.1.1. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 1

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

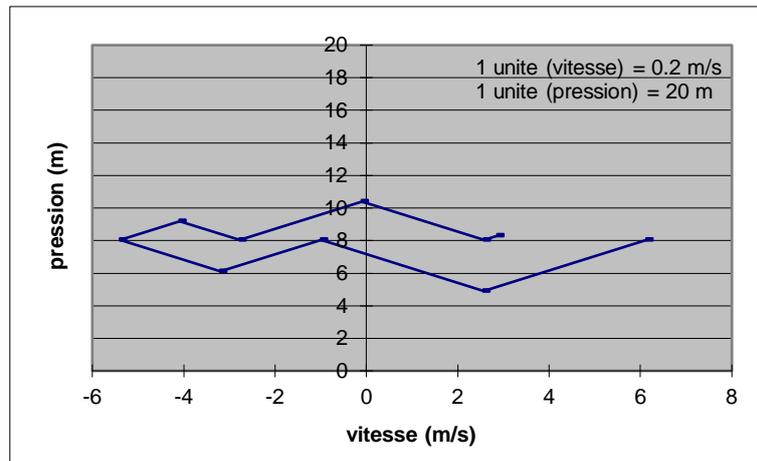


Figure VII. 1 : graphe de Bergeron de la station de pompage meghnia 1

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut 2 m^3 .

7.1.2. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 2

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

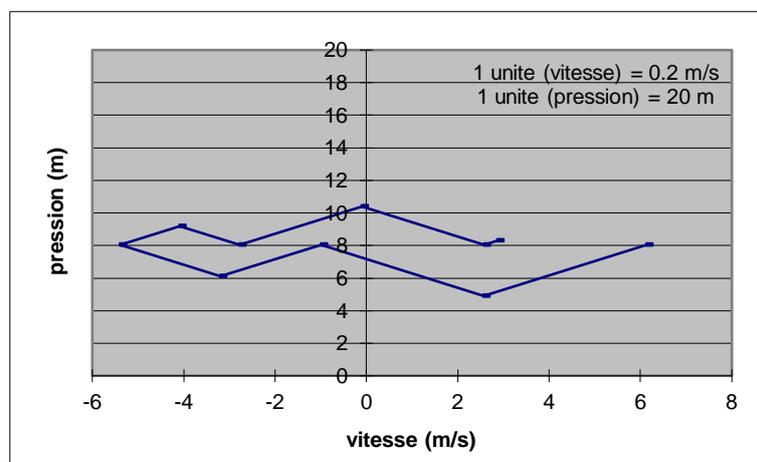


Figure VII. 2 : graphe de Bergeron de la station de pompage meghnia 2

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut $2,11 \text{ m}^3$.

7.1.3. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 3

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

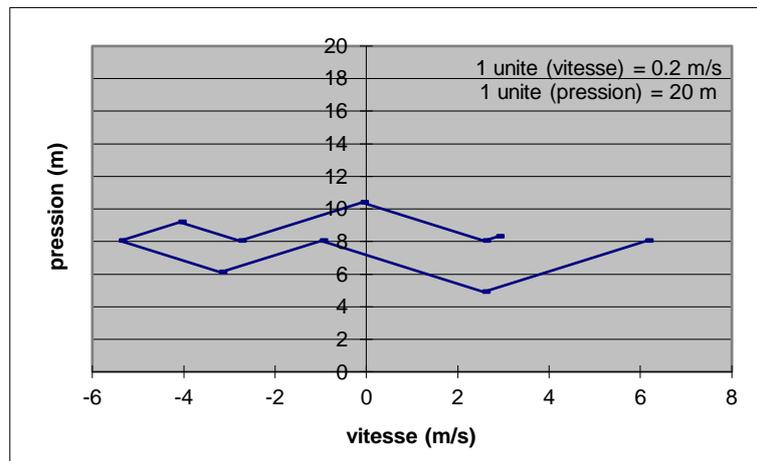


Figure VII. 3 : graphe de Bergeron de la station de pompage meghnia 3

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut **1,81 m³**

7.1.4. Station de pompage Meghnia vers R.Meghnia 4

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

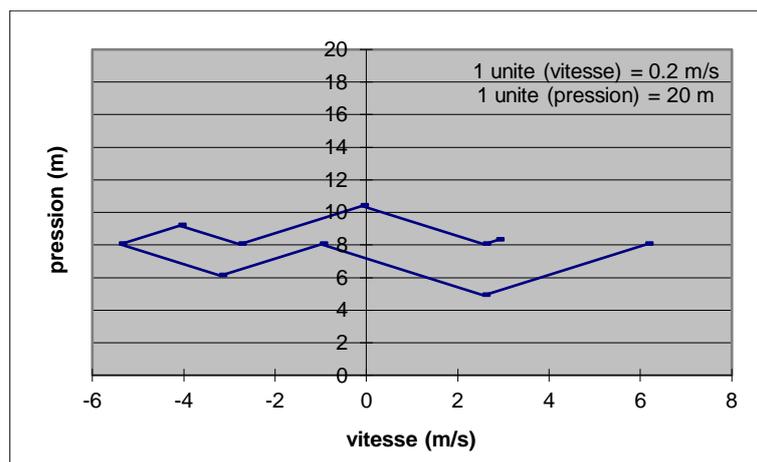


Figure VII. 4 : graphe de Bergeron de la station de pompage meghnia 4

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut **1,42 m³**.

7.2. Station de pompage 1

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

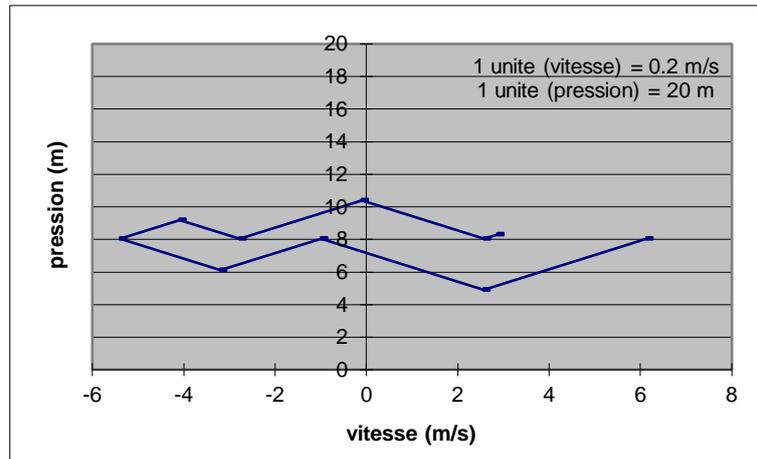


Figure VII. 5 : graphe de Bergeron de la station de pompage 1

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut 45 m^3 .

7.3. Station de pompage 8

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

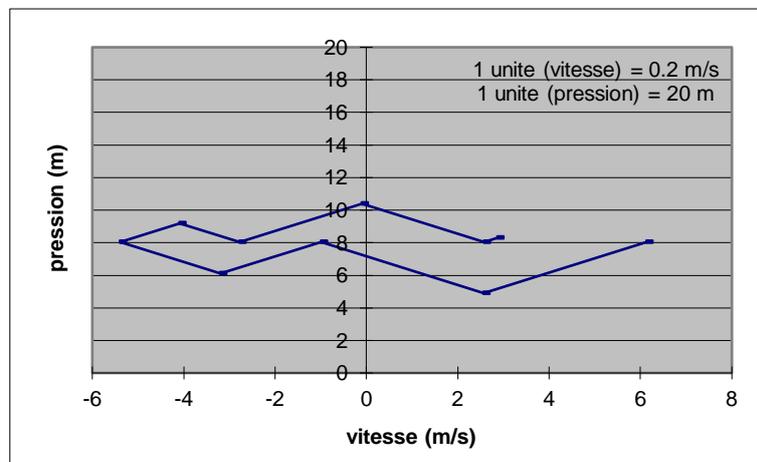


Figure VII. 6 : graphe de Bergeron de la station de pompage 8

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut 6 m^3 .

7.4. Station de pompage 1'

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

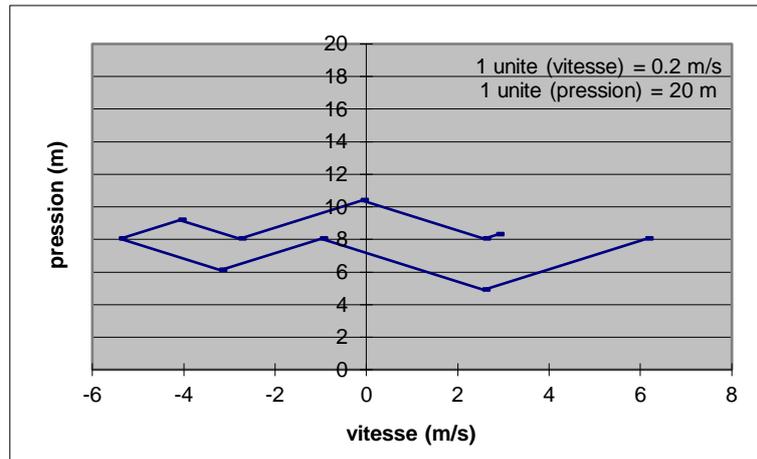


Figure VII. 7 : graphe de Bergeron de la station de pompage 1'

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut 45 m^3 .

7.5. Station de pompage 2

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

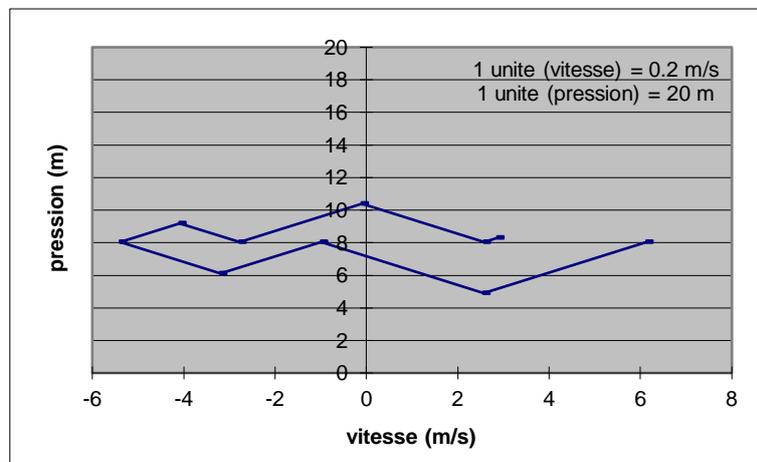


Figure VII. 8 : graphe de Bergeron de la station de pompage 2

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut $55,32 \text{ m}^3$.

7.6. Station de pompage 5

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

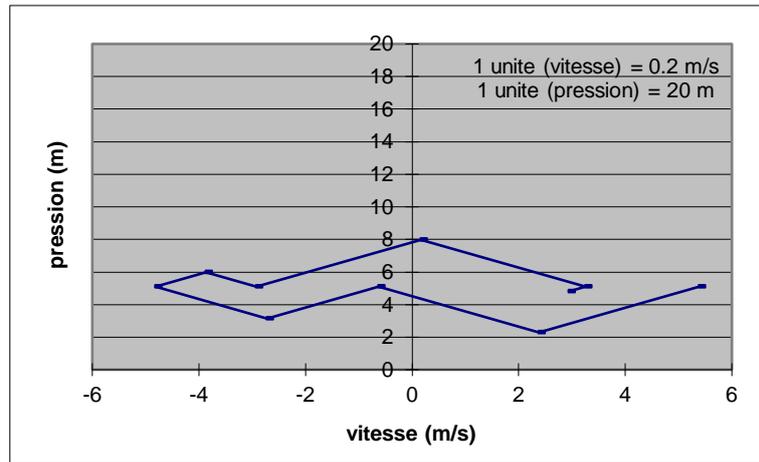


Figure VII. 9 : graphe de Bergeron de la station de pompage 5

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut **1,89 m³**.

7.7. Station de pompage 3

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

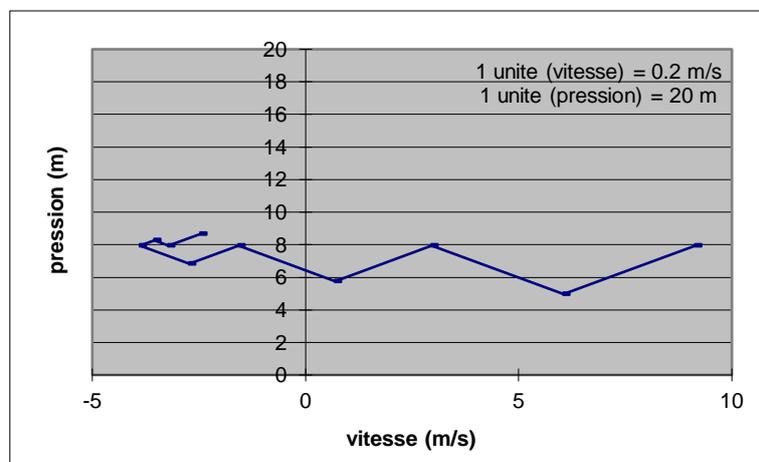


Figure VII. 10 : graphe de Bergeron de la station de pompage 3

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut **11 m³**.

7.8. Station de pompage 4

Le graphe de Bergeron de cette station est donné dans la figure ci-dessous

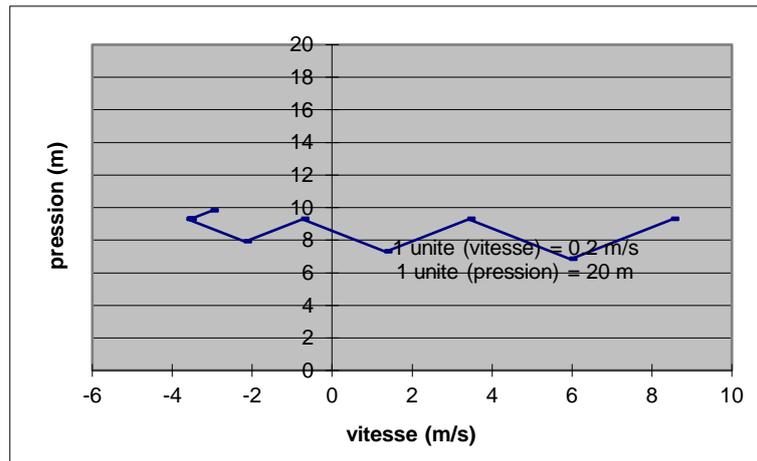


Figure VII. 11 : graphe de Bergeron de la station de pompage 4

- Le volume d'air nécessaire dans le réservoir anti bélier après calcul vaut **10 m³**.

8. Récapitulatif des réservoirs d'air pour chaque station :

Tableau VII. 2 : récapitulatif des réservoirs d'air

Station de pompage	de capacité théorique (m ³)	capacité normalisé (m ³)
sp meghnia1	2,00	3
sp meghnia 2	2,11	3
sp meghnia 3	1,81	3
sp meghnia4	1,42	2
SP1	45,00	2*25
SP8	6,00	7,5
SP1'	45,00	2*25
SP2	55,32	35 +25
SP5	1,89	3
SP3	11,00	12
SP4	10,00	12

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le phénomène du coup de bélier, puis on a proposé des divers solutions pour lutter contre ce problème. Et finalement, on a opté pour les réservoirs d'air, calculés et dimensionnés par la méthode graphique de Bergeron. D'après les résultats obtenus, le réseau sera exploité en toute sécurité.

Conclusion générale

Conclusion générale

Tout au long de cette étude, nous avons fait en sorte de dimensionner notre système de raccordement selon les différentes méthodologies. Et cela en termes de techniques et en termes de mise en équation, étudiés lors de notre cursus universitaire.

Après avoir effectué une première étape consistant en une récolte de données nécessaires mis à disposition par le bureau d'étude STUCKY ENHYD. Nous avons entamé notre étude par une description de la zone concernée et la station de dessalement. Nous avons par la suite, établi le bilan hydraulique de chaque commune concernée, et ainsi nous avons déduit les débits de dimensionnement de chaque tronçon. Il en a été de même pour les capacités des réservoirs et réservoirs tampons à construire.

Une étude du tracé existant a été suivie, puis plusieurs variantes de tracé de l'adduction ont été proposées. La variante une, constituée de conduites en fonte ductile, a été adoptée après calcul technico économique. Ce calcul a été effectué en termes de diamètres économiques et de vérification des critères de vitesse et de pression.

Un choix du type et du nombre des pompes pour équiper les stations de pompage a été fait, en assurant la protection des conduites par le dimensionnement de réservoirs anti bélier.

Ce travail rentre dans la nouvelle optique du renforcement-réhabilitation et diversification des grands réseaux urbains et de transfert à partir de ressources existantes : conventionnelles et non conventionnelles. Afin de satisfaire les besoins en eau des populations algérienne en général et Tlemcenienne en particulier.

Références bibliographiques

[1] **BENSAOULA.F, ADJIM.M.** « la mobilisation des ressources en eau : contexte climatique et contraintes socio-économiques (Cas de la Wilaya de Tlemcen) » *Larhyss Journal*, ISSN 1112-3680, n° 07, Juin 2008, pp. 79-92.

[2] **ABOURA REDDA** 2006 « comparaison phytoécologique des atriplexaies situées au nord et au sud de Tlemcen » mémoire de magister université abou bakr belkaid-tlemcen, 210 pages.

[3] **DUPONT, A.** (1979). « Hydraulique urbaine ». Tome II, édition Eyrolles, 484 pages.

[4] **GAYA.S et REZZOUK.Z** (2013) « Etude de l'Alimentation en eau potable du couloir de Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et zones environnantes à partir du barrage de Guenitra » projet de fin d'étude école nationale polytechnique, 148 pages .

[5] **HEBBOUDJ.R.et SEGHOUANI.N** (2013) « Etude du transfert des eaux du barrage de Kef Eddir vers les agglomérations des wilayas de Tipaza, Chlef et d'Ain Defla » projet de fin d'étude école nationale polytechnique, 112 pages.

[6] **BABA HAME.K** « hydrodynamique et modélisation d'une nappe alluviale, validation par l'approche géostatistique. Application à la nappe de la plaine de Maghnia (NW algérien) » thèse de doctorat université abou bekr belkaïd Tlemcen, 64 pages.

[7] **MAOUGAL.F** (2010) « Etude du transfert Sétif-Hodna système Ouest : Ighil Emda – Mahouane » projet de fin d'étude école nationale polytechnique, 266 pages.

[8] **TAIBI.T**(2010) « Etude du Raccordement de la Station de Dessalement de Cap Djinet aux quatre Communes de la wilaya de Boumerdes » projet de fin d'étude école nationale polytechnique, 99 pages.

[9] **BERGERON.L** (1950). « du coup de bélier en hydraulique au coup de foudre en électricité » ,édition Dunod, 336pages.

[10] **CARLIER.M** (1980). « Hydraulique Générale et Appliquée » édition Eyrolles, 565 pages.

Annexe

Annexe III

Tableau III.1 : Dimensionnement du réservoir de MERSA BEN M'HIDI

heures (h)	Ch %	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	1,5	264,79	95,33	264,79	95,33	169,47
1-->2	1,5	264,79	95,33	529,59	190,65	338,93
2-->3	1,5	264,79	95,33	794,38	285,98	508,40
3-->4	1,5	264,79	95,33	1059,17	381,30	677,87
4-->5	2,5	264,79	158,88	1323,96	540,18	783,79
5-->6	3,5	264,79	222,43	1588,76	762,60	826,15
6-->7	4,5	264,79	285,98	1853,55	1048,58	804,97
7-->8	5,5	264,79	349,53	2118,34	1398,11	720,24
8-->9	6,25	264,79	397,19	2383,14	1795,30	587,84
9-->10	6,25	264,79	397,19	2647,93	2192,49	455,44
10-->11	6,25	264,79	397,19	2912,72	2589,67	323,05
11-->12	6,25	264,79	397,19	3177,52	2986,86	190,65
12-->13	5	264,79	317,75	3442,31	3304,62	137,69
13-->14	5	264,79	317,75	3707,10	3622,37	84,73
14-->15	5,5	264,79	349,53	3971,89	3971,89	0,00
15-->16	6	264,79	381,30	4236,69	4353,20	-116,51
16-->17	6	264,79	381,30	4501,48	4734,50	-233,02
17-->18	5,5	264,79	349,53	4766,27	5084,02	-317,75
18-->19	5	264,79	317,75	5031,07	5401,78	-370,71
19-->20	4,5	264,79	285,98	5295,86	5687,75	-391,89
20-->21	4	264,79	254,20	5560,65	5941,95	-381,30
21-->22	3	264,79	190,65	5825,44	6132,60	-307,16
22-->23	2	264,79	127,10	6090,24	6259,70	-169,47
23-->00	1,5	264,79	95,33	6355,03	6355,03	0,00
capacité théorique = 1338,04 m³						

Tableau III.2 : Dimensionnement du réservoir de GHAZAOUET

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	1,5	665,09	239,43	665,09	239,43	425,66
1-->2	1,5	665,09	239,43	1330,18	478,87	851,32
2-->3	1,5	665,09	239,43	1995,28	718,30	1276,98
3-->4	1,5	665,09	239,43	2660,37	957,73	1702,64
4-->5	2,5	665,09	399,06	3325,46	1356,79	1968,67
5-->6	3,5	665,09	558,68	3990,55	1915,47	2075,09
6-->7	4,5	665,09	718,30	4655,64	2633,76	2021,88
7-->8	5,5	665,09	877,92	5320,74	3511,69	1809,05
8-->9	6,25	665,09	997,64	5985,83	4509,32	1476,50
9-->10	6,25	665,09	997,64	6650,92	5506,96	1143,96
10-->11	6,25	665,09	997,64	7316,01	6504,60	811,41
11-->12	6,25	665,09	997,64	7981,11	7502,24	478,87
12-->13	5	665,09	798,11	8646,20	8300,35	345,85
13-->14	5	665,09	798,11	9311,29	9098,46	212,83
14-->15	5,5	665,09	877,92	9976,38	9976,38	0,00
15-->16	6	665,09	957,73	10641,47	10934,11	-292,64
16-->17	6	665,09	957,73	11306,57	11891,85	-585,28
17-->18	5,5	665,09	877,92	11971,66	12769,77	-798,11
18-->19	5	665,09	798,11	12636,75	13567,88	-931,13
19-->20	4,5	665,09	718,30	13301,84	14286,18	-984,34
20-->21	4	665,09	638,49	13966,93	14924,67	-957,73
21-->22	3	665,09	478,87	14632,03	15403,53	-771,51
22-->23	2	665,09	319,24	15297,12	15722,78	-425,66
23-->00	1,5	665,09	239,43	15962,21	15962,21	0,00
				capacité theorique:3179,42 m ³		

Tableau III.3 : Dimensionnement du réservoir de HAMMAE BOUGHRARA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0 -->1	1,5	292,27	105,22	292,27	105,22	187,06
1 --> 2	1,5	292,27	105,22	584,55	210,44	374,11
2-->3	1,5	292,27	105,22	876,82	315,66	561,17
3-->4	1,5	292,27	105,22	1169,10	420,88	748,22
4-->5	2,5	292,27	175,36	1461,37	596,24	865,13
5-->6	3,5	292,27	245,51	1753,65	841,75	911,90
6-->7	4,5	292,27	315,66	2045,92	1157,41	888,51
7-->8	5,5	292,27	385,80	2338,20	1543,21	794,99
8-->9	6,25	292,27	438,41	2630,47	1981,62	648,85
9-->10	6,25	292,27	438,41	2922,75	2420,03	502,71
10-->11	6,25	292,27	438,41	3215,02	2858,45	356,57
11-->12	6,25	292,27	438,41	3507,30	3296,86	210,44
12-->13	5	292,27	350,73	3799,57	3647,59	151,98
13-->14	5	292,27	350,73	4091,84	3998,32	93,53
14-->15	5,5	292,27	385,80	4384,12	4384,12	0,00
15-->16	6	292,27	420,88	4676,39	4804,99	-128,60
16-->17	6	292,27	420,88	4968,67	5225,87	-257,20
17-->18	5,5	292,27	385,80	5260,94	5611,67	-350,73
18-->19	5	292,27	350,73	5553,22	5962,40	-409,18
19-->20	4,5	292,27	315,66	5845,49	6278,06	-432,57
20-->21	4	292,27	280,58	6137,77	6558,64	-420,88
21-->22	3	292,27	210,44	6430,04	6769,08	-339,04
22-->23	2	292,27	140,29	6722,32	6909,37	-187,06
23-->00	1,5	292,27	105,22	7014,59	7014,59	0,00
				capacité théorique = 1464,46 m ³		

Tableau III.4 : Dimensionnement du réservoir de BAB EL ASSA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0 -->1	1,5	411,92	148,29	411,92	148,29	263,63
1 --> 2	1,5	411,92	148,29	823,85	296,58	527,26
2-->3	1,5	411,92	148,29	1235,77	444,88	790,89
3-->4	1,5	411,92	148,29	1647,69	593,17	1054,52
4-->5	2,5	411,92	247,15	2059,61	840,32	1219,29
5-->6	3,5	411,92	346,01	2471,54	1186,34	1285,20
6-->7	4,5	411,92	444,88	2883,46	1631,21	1252,24
7-->8	5,5	411,92	543,74	3295,38	2174,95	1120,43
8-->9	6,25	411,92	617,88	3707,30	2792,83	914,47
9-->10	6,25	411,92	617,88	4119,23	3410,72	708,51
10-->11	6,25	411,92	617,88	4531,15	4028,60	502,55
11-->12	6,25	411,92	617,88	4943,07	4646,49	296,58
12-->13	5	411,92	494,31	5354,99	5140,79	214,20
13-->14	5	411,92	494,31	5766,92	5635,10	131,82
14-->15	5,5	411,92	543,74	6178,84	6178,84	0,00
15-->16	6	411,92	593,17	6590,76	6772,01	-181,25
16-->17	6	411,92	593,17	7002,68	7365,17	-362,49
17-->18	5,5	411,92	543,74	7414,61	7908,91	-494,31
18-->19	5	411,92	494,31	7826,53	8403,22	-576,69
19-->20	4,5	411,92	444,88	8238,45	8848,10	-609,65
20-->21	4	411,92	395,45	8650,37	9243,54	-593,17
21-->22	3	411,92	296,58	9062,30	9540,13	-477,83
22-->23	2	411,92	197,72	9474,22	9737,85	-263,63
23-->00	1,5	411,92	148,29	9886,14	9886,14	0,00
				capacité théorique = 2014,84 m³		

Tableau III.5 : Dimensionnement du réservoir de SOUANI

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	1,5	567,07	204,14	567,07	204,14	362,92
1-->2	1,5	567,07	204,14	1134,14	408,29	725,85
2-->3	1,5	567,07	204,14	1701,21	612,43	1088,77
3-->4	1,5	567,07	204,14	2268,27	816,58	1451,69
4-->5	2,5	567,07	340,24	2835,34	1156,82	1678,52
5-->6	3,5	567,07	476,34	3402,41	1633,16	1769,25
6-->7	4,5	567,07	612,43	3969,48	2245,59	1723,89
7-->8	5,5	567,07	748,53	4536,55	2994,12	1542,43
8-->9	6,25	567,07	850,60	5103,62	3844,72	1258,89
9-->10	6,25	567,07	850,60	5670,68	4695,33	975,36
10-->11	6,25	567,07	850,60	6237,75	5545,93	691,82
11-->12	6,25	567,07	850,60	6804,82	6396,53	408,29
12-->13	5	567,07	680,48	7371,89	7077,01	294,88
13-->14	5	567,07	680,48	7938,96	7757,49	181,46
14-->15	5,5	567,07	748,53	8506,03	8506,03	0,00
15-->16	6	567,07	816,58	9073,09	9322,60	-249,51
16-->17	6	567,07	816,58	9640,16	10139,18	-499,02
17-->18	5,5	567,07	748,53	10207,23	10887,71	-680,48
18-->19	5	567,07	680,48	10774,30	11568,19	-793,90
19-->20	4,5	567,07	612,43	11341,37	12180,63	-839,26
20-->21	4	567,07	544,39	11908,44	12725,01	-816,58
21-->22	3	567,07	408,29	12475,50	13133,30	-657,80
22-->23	2	567,07	272,19	13042,57	13405,50	-362,92
23-->00	1,5	567,07	204,14	13609,64	13609,64	0,00
				capacité théorique = 2728,51 m³		

Tableau III.6 :Dimensionnement du réservoir de MSIRDA FOUAGA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0 -->1	1,5	318,08	114,51	318,08	114,51	203,57
1 --> 2	1,5	318,08	114,51	636,17	229,02	407,15
2-->3	1,5	318,08	114,51	954,25	343,53	610,72
3-->4	1,5	318,08	114,51	1272,33	458,04	814,29
4-->5	2,5	318,08	190,85	1590,42	648,89	941,53
5-->6	3,5	318,08	267,19	1908,50	916,08	992,42
6-->7	4,5	318,08	343,53	2226,58	1259,61	966,97
7-->8	5,5	318,08	419,87	2544,67	1679,48	865,19
8-->9	6,25	318,08	477,13	2862,75	2156,61	706,15
9-->10	6,25	318,08	477,13	3180,83	2633,73	547,10
10-->11	6,25	318,08	477,13	3498,92	3110,86	388,06
11-->12	6,25	318,08	477,13	3817,00	3587,98	229,02
12-->13	5	318,08	381,70	4135,08	3969,68	165,40
13-->14	5	318,08	381,70	4453,17	4351,38	101,79
14-->15	5,5	318,08	419,87	4771,25	4771,25	0,00
15-->16	6	318,08	458,04	5089,33	5229,29	-139,96
16-->17	6	318,08	458,04	5407,42	5687,33	-279,91
17-->18	5,5	318,08	419,87	5725,50	6107,20	-381,70
18-->19	5	318,08	381,70	6043,58	6488,90	-445,32
19-->20	4,5	318,08	343,53	6361,67	6832,43	-470,76
20-->21	4	318,08	305,36	6679,75	7137,79	-458,04
21-->22	3	318,08	229,02	6997,83	7366,81	-368,98
22-->23	2	318,08	152,68	7315,92	7519,49	-203,57
23-->00	1,5	318,08	114,51	7634,00	7634,00	0,00
				capacité théorique = 1583,18 m³		

Tableau III.7 :Dimensionnement du réservoir de BOUHLOU

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0 -->1	1,5	131,88	47,48	131,88	47,48	84,40
1 --> 2	1,5	131,88	47,48	263,75	94,95	168,80
2-->3	1,5	131,88	47,48	395,63	142,43	253,20
3-->4	1,5	131,88	47,48	527,51	189,90	337,60
4-->5	2,5	131,88	79,13	659,38	269,03	390,35
5-->6	3,5	131,88	110,78	791,26	379,80	411,45
6-->7	4,5	131,88	142,43	923,13	522,23	400,90
7-->8	5,5	131,88	174,08	1055,01	696,31	358,70
8-->9	6,25	131,88	197,81	1186,89	894,12	292,77
9-->10	6,25	131,88	197,81	1318,76	1091,94	226,83
10-->11	6,25	131,88	197,81	1450,64	1289,75	160,89
11-->12	6,25	131,88	197,81	1582,52	1487,56	94,95
12-->13	5	131,88	158,25	1714,39	1645,82	68,58
13-->14	5	131,88	158,25	1846,27	1804,07	42,20
14-->15	5,5	131,88	174,08	1978,14	1978,14	0,00
15-->16	6	131,88	189,90	2110,02	2168,05	-58,03
16-->17	6	131,88	189,90	2241,90	2357,95	-116,05
17-->18	5,5	131,88	174,08	2373,77	2532,02	-158,25
18-->19	5	131,88	158,25	2505,65	2690,28	-184,63
19-->20	4,5	131,88	142,43	2637,53	2832,70	-195,18
20-->21	4	131,88	126,60	2769,40	2959,30	-189,90
21-->22	3	131,88	94,95	2901,28	3054,25	-152,98
22-->23	2	131,88	63,30	3033,15	3117,55	-84,40
23-->00	1,5	131,88	47,48	3165,03	3165,03	0,00
				capacité théorique = 726,63 m³		

Tableau III.8 : Dimensionnement du réservoir de SIDI MDJAHED

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	1,5	245,89	88,52	245,89	88,52	157,37
1-->2	1,5	245,89	88,52	491,77	177,04	314,73
2-->3	1,5	245,89	88,52	737,66	265,56	472,10
3-->4	1,5	245,89	88,52	983,55	354,08	629,47
4-->5	2,5	245,89	147,53	1229,43	501,61	727,82
5-->6	3,5	245,89	206,54	1475,32	708,15	767,17
6-->7	4,5	245,89	265,56	1721,21	973,71	747,50
7-->8	5,5	245,89	324,57	1967,09	1298,28	668,81
8-->9	6,25	245,89	368,83	2212,98	1667,11	545,87
9-->10	6,25	245,89	368,83	2458,87	2035,94	422,93
10-->11	6,25	245,89	368,83	2704,75	2404,77	299,98
11-->12	6,25	245,89	368,83	2950,64	2773,60	177,04
12-->13	5	245,89	295,06	3196,53	3068,67	127,86
13-->14	5	245,89	295,06	3442,41	3363,73	78,68
14-->15	5,5	245,89	324,57	3688,30	3688,30	0,00
15-->16	6	245,89	354,08	3934,19	4042,38	-108,19
16-->17	6	245,89	354,08	4180,07	4396,45	-216,38
17-->18	5,5	245,89	324,57	4425,96	4721,02	-295,06
18-->19	5	245,89	295,06	4671,85	5016,09	-344,24
19-->20	4,5	245,89	265,56	4917,73	5281,65	-363,91
20-->21	4	245,89	236,05	5163,62	5517,70	-354,08
21-->22	3	245,89	177,04	5409,51	5694,74	-285,23
22-->23	2	245,89	118,03	5655,39	5812,76	-157,37
23-->00	1,5	245,89	88,52	5901,28	5901,28	0,00
				capacité théorique = 1251,07 m ³		

Tableau III.9: Dimensionnement du réservoir de DJEBALA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0 -->1	1,5	357,43	128,68	357,43	128,68	228,76
1 --> 2	1,5	357,43	128,68	714,86	257,35	457,51
2-->3	1,5	357,43	128,68	1072,29	386,03	686,27
3-->4	1,5	357,43	128,68	1429,73	514,70	915,02
4-->5	2,5	357,43	214,46	1787,16	729,16	1058,00
5-->6	3,5	357,43	300,24	2144,59	1029,40	1115,19
6-->7	4,5	357,43	386,03	2502,02	1415,43	1086,59
7-->8	5,5	357,43	471,81	2859,45	1887,24	972,21
8-->9	6,25	357,43	536,15	3216,88	2423,38	793,50
9-->10	6,25	357,43	536,15	3574,31	2959,53	614,78
10-->11	6,25	357,43	536,15	3931,74	3495,68	436,07
11-->12	6,25	357,43	536,15	4289,18	4031,82	257,35
12-->13	5	357,43	428,92	4646,61	4460,74	185,86
13-->14	5	357,43	428,92	5004,04	4889,66	114,38
14-->15	5,5	357,43	471,81	5361,47	5361,47	0,00
15-->16	6	357,43	514,70	5718,90	5876,17	-157,27
16-->17	6	357,43	514,70	6076,33	6390,87	-314,54
17-->18	5,5	357,43	471,81	6433,76	6862,68	-428,92
18-->19	5	357,43	428,92	6791,19	7291,60	-500,40
19-->20	4,5	357,43	386,03	7148,63	7677,62	-529,00
20-->21	4	357,43	343,13	7506,06	8020,76	-514,70
21-->22	3	357,43	257,35	7863,49	8278,11	-414,62
22-->23	2	357,43	171,57	8220,92	8449,67	-228,76
23-->00	1,5	357,43	128,68	8578,35	8578,35	0,00
				capacité théorique = 1764,18m³		

Tableau III.10 : Dimensionnement du réservoir de DAR YAGHMOURASSENE

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	1,5	154,40	55,58	154,40	55,58	98,82
1-->2	1,5	154,40	55,58	308,80	111,17	197,63
2-->3	1,5	154,40	55,58	463,20	166,75	296,45
3-->4	1,5	154,40	55,58	617,60	222,33	395,26
4-->5	2,5	154,40	92,64	771,99	314,97	457,02
5-->6	3,5	154,40	129,69	926,39	444,67	481,72
6-->7	4,5	154,40	166,75	1080,79	611,42	469,37
7-->8	5,5	154,40	203,81	1235,19	815,23	419,96
8-->9	6,25	154,40	231,60	1389,59	1046,82	342,77
9-->10	6,25	154,40	231,60	1543,99	1278,42	265,57
10-->11	6,25	154,40	231,60	1698,39	1510,02	188,37
11-->12	6,25	154,40	231,60	1852,79	1741,62	111,17
12-->13	5	154,40	185,28	2007,18	1926,90	80,29
13-->14	5	154,40	185,28	2161,58	2112,17	49,41
14-->15	5,5	154,40	203,81	2315,98	2315,98	0,00
15-->16	6	154,40	222,33	2470,38	2538,32	-67,94
16-->17	6	154,40	222,33	2624,78	2760,65	-135,87
17-->18	5,5	154,40	203,81	2779,18	2964,46	-185,28
18-->19	5	154,40	185,28	2933,58	3149,73	-216,16
19-->20	4,5	154,40	166,75	3087,98	3316,49	-228,51
20-->21	4	154,40	148,22	3242,37	3464,71	-222,33
21-->22	3	154,40	111,17	3396,77	3575,88	-179,10
22-->23	2	154,40	74,11	3551,17	3649,99	-98,82
23-->00	1,5	154,40	55,58	3705,57	3705,57	0,00
				capacité théorique = 830,23m³		

Tableau III.11 : Dimensionnement du réservoir de SOUHLIA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	3	1266,45	911,85	1266,45	911,85	354,61
1-->2	3,2	1266,45	972,64	2532,91	1884,48	648,42
2-->3	2,5	1266,45	759,87	3799,36	2644,35	1155,01
3-->4	2,6	1266,45	790,27	5065,81	3434,62	1631,19
4-->5	3,5	1266,45	1063,82	6332,26	4498,44	1833,82
5-->6	4,1	1266,45	1246,19	7598,72	5744,63	1854,09
6-->7	4,5	1266,45	1367,77	8865,17	7112,40	1752,77
7-->8	4,9	1266,45	1489,35	10131,62	8601,75	1529,88
8-->9	4,9	1266,45	1489,35	11398,08	10091,10	1306,98
9-->10	4,6	1266,45	1398,16	12664,53	11489,26	1175,27
10-->11	4,8	1266,45	1458,95	13930,98	12948,21	982,77
11-->12	4,7	1266,45	1428,56	15197,44	14376,77	820,66
12-->13	4,4	1266,45	1337,37	16463,89	15714,15	749,74
13-->14	4,1	1266,45	1246,19	17730,34	16960,34	770,00
14-->15	4,2	1266,45	1276,58	18996,79	18236,92	759,87
15-->16	4,4	1266,45	1337,37	20263,25	19574,30	688,95
16-->17	4,3	1266,45	1306,98	21529,70	20881,28	648,42
17-->18	4,1	1266,45	1246,19	22796,15	22127,47	668,69
18-->19	4,5	1266,45	1367,77	24062,61	23495,23	567,37
19-->20	4,5	1266,45	1367,77	25329,06	24863,00	466,05
20-->21	4,5	1266,45	1367,77	26595,51	26230,77	364,74
21-->22	4,8	1266,45	1458,95	27861,96	27689,73	172,24
22-->23	4,6	1266,45	1398,16	29128,42	29087,89	40,53
23-->00	3,3	1266,45	1003,03	30394,87	30090,92	303,95
				capacité théorique = 1933,56m³		

Tableau III.12 : Dimensionnement du réservoir de NEDROMA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	3	849,59	611,70	849,59	611,70	237,88
1-->2	3,2	849,59	652,48	1699,17	1264,18	434,99
2-->3	2,5	849,59	509,75	2548,76	1773,93	774,82
3-->4	2,6	849,59	530,14	3398,34	2304,07	1094,27
4-->5	3,5	849,59	713,65	4247,93	3017,73	1230,20
5-->6	4,1	849,59	835,99	5097,51	3853,72	1243,79
6-->7	4,5	849,59	917,55	5947,10	4771,27	1175,83
7-->8	4,9	849,59	999,11	6796,68	5770,38	1026,30
8-->9	4,9	849,59	999,11	7646,27	6769,49	876,77
9-->10	4,6	849,59	937,94	8495,85	7707,44	788,41
10-->11	4,8	849,59	978,72	9345,44	8686,16	659,28
11-->12	4,7	849,59	958,33	10195,02	9644,49	550,53
12-->13	4,4	849,59	897,16	11044,61	10541,65	502,95
13-->14	4,1	849,59	835,99	11894,19	11377,64	516,55
14-->15	4,2	849,59	856,38	12743,78	12234,02	509,75
15-->16	4,4	849,59	897,16	13593,36	13131,19	462,17
16-->17	4,3	849,59	876,77	14442,95	14007,96	434,99
17-->18	4,1	849,59	835,99	15292,53	14843,95	448,58
18-->19	4,5	849,59	917,55	16142,12	15761,50	380,61
19-->20	4,5	849,59	917,55	16991,70	16679,05	312,65
20-->21	4,5	849,59	917,55	17841,29	17596,60	244,68
21-->22	4,8	849,59	978,72	18690,87	18575,33	115,54
22-->23	4,6	849,59	937,94	19540,46	19513,27	27,19
23-->00	3,3	849,59	672,87	20390,04	20186,14	203,90
				capacité théorique = 1336,6m³		

Tableau III.13 : Dimensionnement du réservoir de SEBRA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	3	964,51	694,45	964,51	694,45	270,06
1-->2	3,2	964,51	740,75	1929,02	1435,19	493,83
2-->3	2,5	964,51	578,71	2893,54	2013,90	879,64
3-->4	2,6	964,51	601,86	3858,05	2615,76	1242,29
4-->5	3,5	964,51	810,19	4822,56	3425,95	1396,61
5-->6	4,1	964,51	949,08	5787,07	4375,03	1412,05
6-->7	4,5	964,51	1041,67	6751,58	5416,70	1334,88
7-->8	4,9	964,51	1134,27	7716,10	6550,97	1165,13
8-->9	4,9	964,51	1134,27	8680,61	7685,23	995,38
9-->10	4,6	964,51	1064,82	9645,12	8750,05	895,07
10-->11	4,8	964,51	1111,12	10609,63	9861,17	748,46
11-->12	4,7	964,51	1087,97	11574,15	10949,14	625,00
12-->13	4,4	964,51	1018,52	12538,66	11967,67	570,99
13-->14	4,1	964,51	949,08	13503,17	12916,75	586,42
14-->15	4,2	964,51	972,23	14467,68	13888,97	578,71
15-->16	4,4	964,51	1018,52	15432,19	14907,50	524,69
16-->17	4,3	964,51	995,38	16396,71	15902,88	493,83
17-->18	4,1	964,51	949,08	17361,22	16851,96	509,26
18-->19	4,5	964,51	1041,67	18325,73	17893,63	432,10
19-->20	4,5	964,51	1041,67	19290,24	18935,30	354,94
20-->21	4,5	964,51	1041,67	20254,75	19976,97	277,78
21-->22	4,8	964,51	1111,12	21219,27	21088,09	131,17
22-->23	4,6	964,51	1064,82	22183,78	22152,91	30,86
23-->00	3,3	964,51	763,89	23148,29	22916,81	231,48
				capacité théorique = 1501,18 m ³		

Tableau III.14 : Dimensionnement du réservoir de BENI BOUSAIDE

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	3	708,69	510,26	708,69	510,26	198,43
1-->2	3,2	708,69	544,28	1417,39	1054,54	362,85
2-->3	2,5	708,69	425,22	2126,08	1479,75	646,33
3-->4	2,6	708,69	442,22	2834,77	1921,98	912,80
4-->5	3,5	708,69	595,30	3543,47	2517,28	1026,19
5-->6	4,1	708,69	697,35	4252,16	3214,63	1037,53
6-->7	4,5	708,69	765,39	4960,85	3980,02	980,83
7-->8	4,9	708,69	833,42	5669,55	4813,45	856,10
8-->9	4,9	708,69	833,42	6378,24	5646,87	731,37
9-->10	4,6	708,69	782,40	7086,93	6429,27	657,67
10-->11	4,8	708,69	816,41	7795,63	7245,68	549,95
11-->12	4,7	708,69	799,41	8504,32	8045,09	459,23
12-->13	4,4	708,69	748,38	9213,01	8793,47	419,55
13-->14	4,1	708,69	697,35	9921,71	9490,82	430,89
14-->15	4,2	708,69	714,36	10630,40	10205,18	425,22
15-->16	4,4	708,69	748,38	11339,09	10953,56	385,53
16-->17	4,3	708,69	731,37	12047,79	11684,94	362,85
17-->18	4,1	708,69	697,35	12756,48	12382,29	374,19
18-->19	4,5	708,69	765,39	13465,17	13147,68	317,49
19-->20	4,5	708,69	765,39	14173,87	13913,07	260,80
20-->21	4,5	708,69	765,39	14882,56	14678,46	204,10
21-->22	4,8	708,69	816,41	15591,25	15494,87	96,38
22-->23	4,6	708,69	782,40	16299,95	16277,27	22,68
23-->00	3,3	708,69	561,29	17008,64	16838,55	170,09
				capacité théorique = 1134,84 m ³		

Tableau III.15 : Dimensionnement du réservoir de SOUK TLETA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	3	58,47	42,10	58,47	42,10	16,37
1-->2	3,2	58,47	44,90	116,94	87,00	29,94
2-->3	2,5	58,47	35,08	175,41	122,08	53,32
3-->4	2,6	58,47	36,49	233,88	158,57	75,31
4-->5	3,5	58,47	49,11	292,35	207,68	84,66
5-->6	4,1	58,47	57,53	350,82	265,22	85,60
6-->7	4,5	58,47	63,15	409,29	328,37	80,92
7-->8	4,9	58,47	68,76	467,76	397,13	70,63
8-->9	4,9	58,47	68,76	526,23	465,89	60,34
9-->10	4,6	58,47	64,55	584,70	530,44	54,26
10-->11	4,8	58,47	67,36	643,17	597,79	45,37
11-->12	4,7	58,47	65,95	701,64	663,75	37,89
12-->13	4,4	58,47	61,74	760,10	725,49	34,61
13-->14	4,1	58,47	57,53	818,57	783,02	35,55
14-->15	4,2	58,47	58,94	877,04	841,96	35,08
15-->16	4,4	58,47	61,74	935,51	903,71	31,81
16-->17	4,3	58,47	60,34	993,98	964,05	29,94
17-->18	4,1	58,47	57,53	1052,45	1021,58	30,87
18-->19	4,5	58,47	63,15	1110,92	1084,73	26,19
19-->20	4,5	58,47	63,15	1169,39	1147,87	21,52
20-->21	4,5	58,47	63,15	1227,86	1211,02	16,84
21-->22	4,8	58,47	67,36	1286,33	1278,38	7,95
22-->23	4,6	58,47	64,55	1344,80	1342,93	1,87
23-->00	3,3	58,47	46,31	1403,27	1389,24	14,03
				capacité théorique = 203,72 m³		

Tableau III.16 : Dimensionnement du réservoir de MEGHNIA

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	3,35	4443,85	3572,85	4443,85	3572,85	870,99
1-->2	3,25	4443,85	3466,20	8887,70	7039,06	1848,64
2-->3	3,3	4443,85	3519,53	13331,55	10558,58	2772,96
3-->4	3,2	4443,85	3412,88	17775,40	13971,46	3803,93
4-->5	3,25	4443,85	3466,20	22219,24	17437,66	4781,58
5-->6	3,4	4443,85	3626,18	26663,09	21063,84	5599,25
6-->7	3,85	4443,85	4106,12	31106,94	25169,96	5936,98
7-->8	4,45	4443,85	4746,03	35550,79	29915,99	5634,80
8-->9	5,2	4443,85	5545,92	39994,64	35461,91	4532,73
9-->10	5,05	4443,85	5385,94	44438,49	40847,86	3590,63
10-->11	4,85	4443,85	5172,64	48882,34	46020,50	2861,84
11-->12	4,6	4443,85	4906,01	53326,19	50926,51	2399,68
12-->13	4,6	4443,85	4906,01	57770,03	55832,52	1937,52
13-->14	4,55	4443,85	4852,68	62213,88	60685,20	1528,68
14-->15	4,75	4443,85	5065,99	66657,73	65751,19	906,55
15-->16	4,9	4443,85	5225,97	71101,58	70977,15	124,43
16-->17	4,65	4443,85	4959,34	75545,43	75936,49	-391,06
17-->18	4,35	4443,85	4639,38	79989,28	80575,87	-586,59
18-->19	4,4	4443,85	4692,70	84433,13	85268,57	-835,44
19-->20	4,3	4443,85	4586,05	88876,98	89854,62	-977,65
20-->21	4,3	4443,85	4586,05	93320,82	94440,67	-1119,85
21-->22	3,75	4443,85	3999,46	97764,67	98440,14	-675,47
22-->23	3,75	4443,85	3999,46	102208,52	102439,60	-231,08
23-->00	3,7	4443,85	3946,14	106652,37	106385,74	266,63
				capacité théorique = 7176,83m³		

Tableau III.17 : Dimensionnement du réservoir de TIENT

heures (h)	Ch	apport (m3)	consommation (m3)	apport cumulé (m3)	consommation cumulée (m3)	ΔV (m3)
0-->1	1	101,76	24,42	101,76	24,42	77,34
1-->2	1	101,76	24,42	203,53	48,85	154,68
2-->3	1	101,76	24,42	305,29	73,27	232,02
3-->4	1	101,76	24,42	407,06	97,69	309,36
4-->5	2	101,76	48,85	508,82	146,54	362,28
5-->6	3	101,76	73,27	610,58	219,81	390,77
6-->7	5	101,76	122,12	712,35	341,93	370,42
7-->8	6,5	101,76	158,75	814,11	500,68	313,43
8-->9	6,5	101,76	158,75	915,87	659,43	256,44
9-->10	5,5	101,76	134,33	1017,64	793,76	223,88
10-->11	4,5	101,76	109,90	1119,40	903,66	215,74
11-->12	5,5	101,76	134,33	1221,17	1037,99	183,17
12-->13	7	101,76	170,96	1322,93	1208,95	113,98
13-->14	7	101,76	170,96	1424,69	1379,92	44,78
14-->15	5,5	101,76	134,33	1526,46	1514,24	12,21
15-->16	4,5	101,76	109,90	1628,22	1624,15	4,07
16-->17	5	101,76	122,12	1729,98	1746,27	-16,28
17-->18	6,5	101,76	158,75	1831,75	1905,02	-73,27
18-->19	6,5	101,76	158,75	1933,51	2063,77	-130,26
19-->20	5	101,76	122,12	2035,28	2185,89	-150,61
20-->21	4,5	101,76	109,90	2137,04	2295,79	-158,75
21-->22	3	101,76	73,27	2238,80	2369,06	-130,26
22-->23	2	101,76	48,85	2340,57	2417,91	-77,34
23-->00	1	101,76	24,42	2442,33	2442,33	0,00
				capacité théorique = 669,52 m ³		

Figure IV.2 : schema de la deuxieme variante

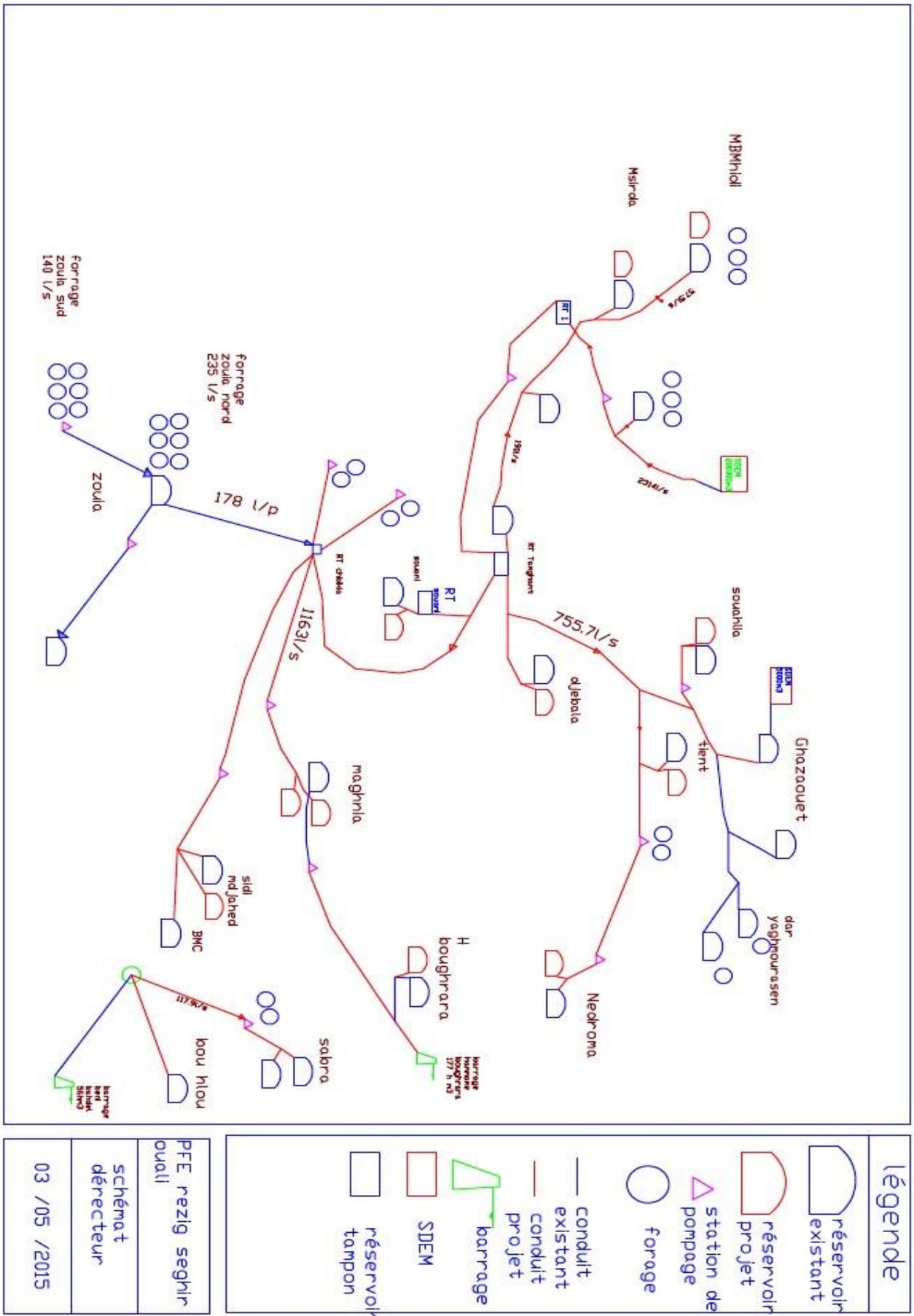


Figure IV.4 : la suite du profil en long de la SDEM vers SP1'

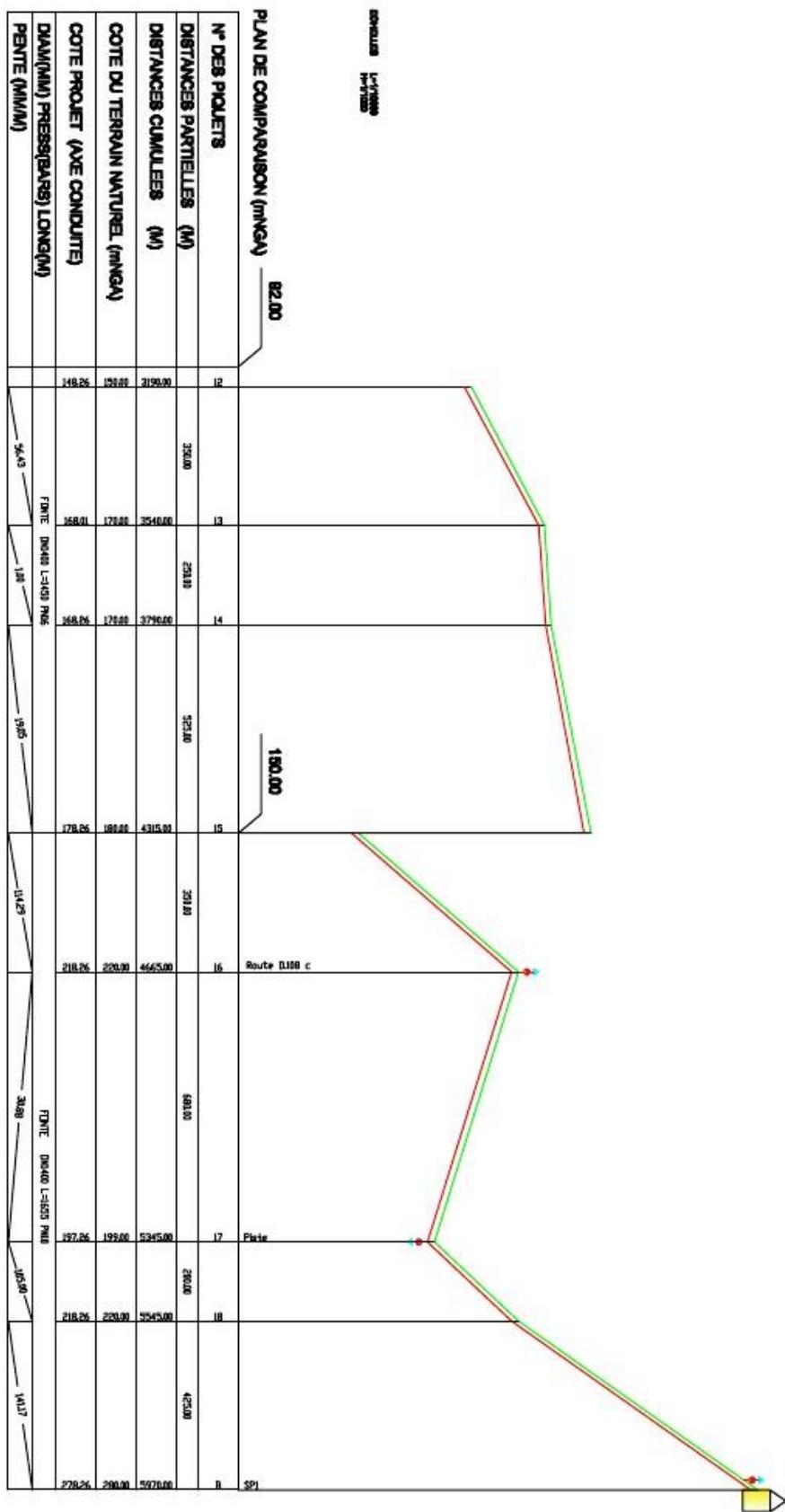


Figure IV.5 : profil en long du réservoir tampon 1 vers SP2

