

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction d'eau potable de la ville Ain Fakroun à partir du barrage Ourkis (w. Oum el Bouaghi).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-15

APA Citation (APA توثيق):

Zerdazi, Mohamed Tarek (2015). Etude d'adduction d'eau potable de la ville Ain Fakroun à partir du barrage Ourkis (w. Oum el Bouaghi)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



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

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

ETUDE D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE LA VILLE
AIN FAKROUN A PARTIR DU BARRAGE OURKIS
(W.OUM EL BOUAGHI)

Présenté par :

M^r : ZERDAZI Mohamed Tarek

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M ^r KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Promoteur

Septembre 2015

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^r KAHLERAS, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de la direction de l'Hydraulique de la wilaya d'OUM EL-BOUAGHI et les ingénieurs du Bureau d'Etudes HYDRO-PROJET-EST Constantine pour leurs conseils et orientations et spécialement Mr LAFAL et BEGHOU.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2015.

Grands mercis à vous tous.

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Abdelali et Ouarda, Qui m'ont soutenu
durant toutes ces années de formation.*

À mon unique sœur WASSILA, mes frères SAMIR, MALEK, RAFIK

Et les enfants de ma sœur

À tous mes oncles, tantes et leurs enfants

À tous les membres de la famille : ZERDAZI

À tous (tes) mes collègues

Aux petits enfants : sabri, skinder, sami , lolo, djacem , layal , racha et chrif.

*À tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à : Dahman, Alilo, Raouf,
Yasser Islem, Hichem, Ali, Mosaub, Adel, Said , Sohaib , Abdellah , Aymen , Houssem ,*

Safoun, Younes, Zaki , Yakoub, Bilel, Salah , Charaf , et toutou.

À tous et à toutes, je dédie ce travail

TAREK 2015

الملخص:

تعرف حاليا بلدية عين فكرون الواقعة شرق ولاية أم البواقي نقصا في احتياج الماء، لذلك كان هدفنا من هذه الدراسة هو تدعيم البلدية بالمياه الصالحة للشرب عن طريق أنابيب من سد ورقيس. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها وتقدير حاجياتها من الماء، قمنا باختبار شروط إعداد الأنابيب لنقل المياه، من الناحية التقنية والاقتصادية، فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. ترفع المياه في أنابيب الدفع بواسطة محطات الضخ، لذا درسنا محطات الضخ وإعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه. بعد ذلك تطرقنا بالتفصيل لوسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة، من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. وأخيرا تطرقنا إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائها.

Résumé :

La commune de AIN FAKROUN située à l'Est de la wilaya de OUM EL BOUGHI connaît actuellement des besoins en eau déficitaire. L'objectif de notre étude consiste à approvisionner en eau potable cette commune au moyen d'une adduction à partir du barrage OUARKIS.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous examinerons alors les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (refoulement- gravitaire) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement de ces stations de la chaîne d'adduction.

Nous établirons, par la suite, un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract:

The town commune of AIN FAKROUN is located at the Est of the wilaya of OUM EL BOUGHI, currently knows requirements of overdrawn water. The objective of our study consists in supplying town by drinking water of this by means of a adduction starting from the stopping OUARKIS.

After having presented our zone of study and estimated its requirements of water, we will then examine the conditions under which we have to established our mixed adduction (repression-gravitating) from the technico-economic point of view.

In the discharge pipe, water is raised by pumping stations; we will study, then, the conditions of establishment of these stations of the chain of adduction.

We will establish, thereafter, a means of protection of the discharge pipes, in particular, against a transitory phenomenon: Water hammer.

At the end of our work, we will approach the methodology of implementation of the project and the various means deployed for its execution.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Description de la zone d'études	2
Introduction.....	2
1. Historique.....	2
2. Situation géographique.....	3
3. Situation topographique.....	4
4. Situation géologique et sismicité.....	5
4.1. Géologie :	5
4.2. Sismicité :	6
5. Situation climatologique.....	7
5.1. Le climat :	7
5.2. Précipitations :	7
5.3. Températures de l'air :	7
5.4. Humidité relative :	8
5.5. Vent :	8
6. Situation hydrographique.....	8
6.1. Les Eaux Superficielles :	9
6.2. Les eaux Souterraines :	9
7. Situation démographique :	9
8. Activité Economique.....	10
9. Situation hydraulique.....	10
9.1. Ressources en eau:	10
9.2. Qualité de l'eau:	11
9.3. Capacité de stockage :	12
9.3.1. Réservoirs :	12
9.3.2. Bâche de reprise.....	12
9.4. Fonctionnement :	12
10. Description Du Barrage D'ourkiss.....	14
10.1. Système d'alimentation.....	14
10.2. Caractéristique du barrage.....	15
10.3. Origine et qualité de l'eau brute :	17
Conclusion :	20
Chapitre II: Estimation des besoins en eau	21
Introduction.....	21
1. Evolution de la population Aux différentes horizons d'étude.....	21

2.	Estimation des besoins en eau.....	22
2.1.	Quelques Définitions :	23
2.2.	Besoins des usagers domestiques :	23
2.3.	Les besoins des services publics :	24
2.3.1.	Besoins administratifs :	24
2.3.2.	Besoins socioculturels :	24
2.3.3.	Besoins en eau sanitaires :	25
2.3.4.	Besoins en eau scolaires :	25
2.3.5.	Besoins en eau commerciale :	25
2.3.6.	Besoins du bétail :.....	26
2.4.	Récapitulation des besoins en eau de la ville d'Ain Fakroun :	26
2.5.	Fuites et gaspillage :.....	27
3.	Études des variations de la consommation :	27
3.1.	Variation journalière :	27
3.1.1.	Le coefficient d'irrégularité maximum journalière « $K_{max.j}$ » :.....	27
3.1.2.	Coefficient d'irrégularité journalière minimum « $K_{min.j}$ » :.....	27
3.1.3.	La consommation maximale journalière « $Q_{max.j}$ » :.....	28
3.1.4.	La consommation minimale journalière « $Q_{min.j}$ ».....	28
3.1.5.	Récapitulation des variations journalière de la consommation en eau potable :	28
3.2.	Variation horaire :	29
3.2.1.	La consommation moyenne horaire « $Q_{moy.j}$ » :.....	29
3.2.2.	calcule des débits horaires :	29
3.2.3.	La courbe de la consommation cumulée :	31
4.	Calcul de déficit de consommation	31
	Conclusion.....	32
	Chapitre III: Calcul d'Adduction	33
	Introduction	33
1.	Type d'adduction	33
1.1.	Adduction gravitaire :	33
1.2.	Adduction par refoulement :	33
1.3.	Adduction mixte :	33
2.	Adduction et type d'écoulement	33
2.1.	Écoulement à surface libre :.....	34
2.2.	Écoulement en charge	34
3.	Critères de choix de tracé.....	34
4.	Critères de choix des conduite	35
5.	Choix du matériau de la conduite	35

6.	synthèse de l'analyse des matériaux de conduites	39
7.	Comportement d'une adduction.....	39
8.	Calcul hydraulique	41
8.1.	Cas gravitaire:	41
8.2.	Cas de refoulement	42
8.2.1.	Méthode de détermination du diamètre économique :	42
8.2.2.	Caractéristiques de l'adduction	43
9.	Proposition des variantes	45
9.1.	variante N°1	46
9.2.	variante N°2	46
10.	Analyse des variantes.....	46
11.	Dimensionnement de l'adduction	48
11.1.	Avant la station de traitement (SP0 vers la Station de traitement).....	48
11.2.	Après la station de traitement.....	51
11.2.1.	Dimensionnement de la première variante	51
11.2.2.	Dimensionnement de la deuxième variante.....	55
11.2.3.	Comparaison des variantes	59
	Conclusion :.....	60
	Chapitre IV : Etude des Réservoirs	61
	Introduction	61
1.	Classification des réservoirs.....	61
2.	Emplacement des réservoirs.....	61
3.	Fonctions des réservoirs :.....	62
4.	Prescriptions sanitaires :	63
5.	Équipement du réservoir :	63
5.1.	Conduite d'arrivée ou d'adduction :	64
5.2.	Conduite de départ ou de distribution :	64
5.3.	Conduite du trop-plein :	64
5.4.	Conduite de vidange :	64
5.5.	Conduit by-pass :	64
5.6.	Les joints d'étanchéité :	64
6.	Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	65
7.	Hygiène et sécurité :	65
8.	Capacité des réservoirs.....	65
9.	Principe de calcul.....	65
9.1.	La méthode analytique.....	65
9.2.	Méthode graphique	66

10. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction	66
10.1. Dimensionnement de la Bâches de reprise de station de pompage (SP1).....	67
10.2. Dimensionnement du Réservoir tampon :.....	67
10.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux	69
10.4. Forme des réservoirs :	71
Conclusion :.....	72
Chapitre V : Etude de Pompage :	73
Introduction :.....	73
1. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :.....	73
2. Choix de l'emplacement de la station de pompage :.....	74
3. Choix du type de Pompe :.....	74
4. Couplage des pompes :	74
4.1. Couplage en parallèle :.....	74
4.2. Couplage en série :.....	75
5. Choix du nombre de pompes :	76
6. Stations de pompages :.....	76
6.1. Station intermédiaire entre le barrage et la station de traitement :.....	76
6.1.1. Données de base :.....	76
6.1.2. Conception des équipements hydromécanique :	77
6.2. Station de pompage SP1 :	77
6.2.1. Données de base :.....	77
6.2.2. Conception des équipements hydromécanique :	78
6.3. Courbes caractéristiques des pompes :.....	78
6.4. Courbes caractéristiques de l'accouplement en parallèle :	80
6.5. Point de fonctionnement des pompes :	81
6.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :.....	83
7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :	84
7.1. Équipements en amont de la pompe	84
7.2. Équipements en aval de la pompe.....	85
8. Calage de la pompe :.....	86
9. Choix du moteur électrique.....	88
9.1. Critères de choix du moteur électrique	88
10. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	89
10.1. Bâtiment de la Premier station de pompage (SPF) :	89
10.2. Bâtiment de la Deuxième station de pompage (SP1) :.....	92
Conclusion :.....	95

Chapitre VI :Protection De l'Adduction contre le Phénomène Transitoire	96
Introduction	96
1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :	96
1.1. Définition :	96
1.2. Causes du coup de bélier :	96
1.3. Risques dus aux coups de bélier :	97
1.4. Description des phénomènes physiques :	97
1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	101
1.6. Calcul des réservoirs d'air :	104
1.7. Dimensionnement des réservoirs d'air :	105
2. Pose de canalisation :	112
3. Techniques d'assemblage des tubes PEHD :	115
4. Les pièces spéciales :	116
5. Organes de mesures :	116
Conclusion :	117
Chapitre VII :Organisation de Chantiers	118
Introduction	118
1. Différents travaux à entreprendre :	118
1.1. Travaux concernant la station de pompage :	118
1.2. Travaux concernant l'adduction :	119
1.3. Travaux concernant les réservoirs :	119
2. Calcul des volumes des travaux :	120
2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :	121
2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	122
3. Planification des travaux :	124
3.1. Définitions des tâches et leurs durées	124
3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	126
4. Les Engins :	130
4.1. Pelle hydraulique:	130
4.2. Les Dozer:	131
4.3. Chargeur	132
4.4. Compacteur (vibrateur de sol)	133
Conclusion	133
Chapitre VIII :Protection et Sécurité de Travail	134
Introduction	134
1. Causes des accidents	134
2. Actions et conditions dangereuses	135

3. Organisation de la prévention des accidents du travail	136
Conclusion.....	138
Conclusion général	139
BIBLIOGRAPHIE	
Nomenclature	
ANNEXES	

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Description de la zone d'études

Tableau 1 Précipitations mensuelles interannuelles (mm) dans la zone de projet.....	7
Tableau 2 Températures mensuelles en degrés Celsius.....	8
Tableau 3 variation mensuelles de l'humidité dans l'air.....	8
Tableau 4 variation mensuelles des vitesses de vents en mètres du sol.....	8
Tableau 5 Variation du nombre d'habitant et le taux de concentration urbaine.....	9
Tableau 6 Caractéristiques des sites de production et de leurs équipements.....	10
Tableau 7 Caractéristiques des eaux brutes des forages d'AIN FAKROUN.....	11
Tableau 8 Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	12
Tableau 9 Caractéristiques des bâches de reprise.....	12
Tableau 10 Caractéristiques du barrage d'Ourkis.....	15
Tableau 11 les différentes cotes des niveaux dans la retenue du barrage OURKIS.....	15
Tableau 12 Ouvrages pour l'alimentation en eau potable et en irrigation.....	16
Tableau 13 Résultat des analyses des prélèvements à partir du barrage OURKIS.....	18
Tableau 14 Principale caractéristiques de l'eau selon l'OMS.....	20

Chapitre 2: Estimation des besoins en eau

Tableau 1 Evolution de la population.....	22
Tableau 2 Besoins domestiques en eau de la ville d'Ain Fakroun.....	24
Tableau 3 Les besoins en eau administratifs.....	24
Tableau 4 Les besoins en eau socioculturels.....	25
Tableau 5 Les besoins en eau sanitaires.....	25
Tableau 6 Les besoins en eau scolaires.....	25
Tableau 7 Les besoins en eau commerciaux.....	26
Tableau 8 Les besoins en eau du bétail.....	26
Tableau 9 Récapitulation de la consommation totale de la ville d'Ain Fakroun.....	26
Tableau 10 Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	28
Tableau 11 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	30
Tableau 12 Tableau des déficits à combler à l'an 2045.....	31

Chapitre 3: Calcul d'Adduction

Tableau 1 Synthèse des paramètres examinés.....	39
Tableau 2 Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	41
Tableau 3 Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	45
Tableau 4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	48
Tableau 5 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	49
Tableau 6 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	49
Tableau 7 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	49
Tableau 8 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	51
Tableau 9 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	52
Tableau 10 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	52

Tableau 11 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	52
Tableau 12 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	55
Tableau 13 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	56
Tableau 14 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	56
Tableau 15 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	56
Tableau 16 Comparaison des deux variantes	59
Tableau 17 Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction (variante 01).....	60

Chapitre 4 : Etude des Reservoirs

Tableau 1 Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Fakhoukh.....	70
Tableau 2 Tableau donnant les dimensions de la bache de reprise	71
Tableau 3 Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon	71
Tableau 4 Tableau donnant les dimensions des réservoirs de distribution.....	72

Chapitre 5 : Etude de Pompage :

Tableau 1 HMT de la station de pompage flottante.....	77
Tableau 2 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	77
Tableau 3 HMT de la station de pompage (SP1).	78
Tableau 4 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	78
Tableau 5 Courbe Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP0-S de traitement)	81
Tableau 6 Courbe Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1- Réservoir tampon).	82
Tableau 7 Pression atmosphérique en fonction de la côte	86
Tableau 8 Pression de vapeur en fonction de la température	86
Tableau 9 Choix du type de bâtiment.....	92

Chapitre 6 : Protection De l'Adduction contre le Phénomène Transitoire

Tableau 1 Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers	103
Tableau 2 Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	106
Tableau 3 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	106
Tableau 4 Tableau du profil en long absolu.....	107
Tableau 5 Tableau du profil en long absolu.....	109

Chapitre 7 : Organisation de Chantiers

Tableau 1 Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage.....	121
Tableau 2 Volumes de travaux d'une seule station de pompage.....	122
Tableau 3 Les volumes des conduites.....	123
Tableau 4 Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	124
Tableau 5 Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	125
Tableau 6 Temps de réalisation des opérations du réservoir.....	126
Tableau 7 tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.....	126
Tableau 8 tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	127

Liste des figures

Chapitre 1 : Description de la zone d'études

Figure 1 Plan communal de la wilaya D'OUM EL BOUAGHI.....	3
Figure 2 Carte de situation du projet.....	5
Figure 3 Carte RPA99.....	6
Figure 4 schéma de fonctionnement D'ain fakroun.....	13
Figure5 Plan générale du transfert du complexe de béni Haroun.....	14
Figure 6 Photo du barrage Ourkiss.....	17

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Figure 1 Evolution démographique.....	22
Figure 2 courbe de la consommation cumulée.....	31
Figure 3 déficits à combler à l'horizon 2035 de AIN FAKROUN.....	32

Chapitre 3 : Calcul d'Adduction

Figure1 Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	40
Figure 2 Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	40
Figure 3 Plan de situation de la trace de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Fakroun.....	47
Figure 4 Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.....	50
Figure 5 Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.....	53
Figure 6 Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.....	57

Chapitre 4 : Etude des Réservoirs

Figure 1 lois de manoeuvre d'un robinet vanne.....	68
--	----

Chapitre 5 : Etude de Pompage

Figure 1 couplage de deux pompe en parallèle.....	75
Figure 2 couplage de deux pompe en série.....	75
Figure 3 les courbes caractéristiques de la pompe SP0 de type CAPRARI KCM150RDN1 ..	79
Figure 4les courbes caractéristiques de la pompe SP1 de type CAPRARI PML150/4B.....	79
Figure 5 les courbes caractéristiques de l'accouplement en parallèle de la SPF.....	80
Figure 6 les courbes caractéristiques de l'accouplement en parallèle de la SP1.....	80
Figure 7 Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle de la SPF.....	82
Figure 8 Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle de la SP1.....	83
Figure9 installation d'une prise d'eau flottante.....	90
Figure 10 prise d'eau flottante.....	91
Figure 11 prise d'eau flottante du barrage du Ghrib (Algérie).....	92

Chapitre 6 : Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire

Figure 1 Étapes d'un cycle de variation de pression.....	99
Figure 2 Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.....	101
Figure 3 Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....	102
Figure 4Profil en long d'une conduite.....	105

Figure 5 Profil en long d'une absolue(SPF-S traitement).....	107
Figure 6 Profil en long d'une absolue(SP1-R Tampon).....	109
Figure 7 Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	113
Figure 8 Pose de canalisation en galerie.....	114
Figure 9 traversée d'une rivière.....	114
Figure 10 Electro-soudage.....	115
Figure 11 Soudage bout à bout.....	116

Chapitre 7 : Organisation de Chantiers

Figure 1 Coupe en travers de la tranchée de la conduite.....	122
Figure 2 le reseau a noeuds de l'adduction.....	128
Figure 3 le reseau a noeuds des station de pompage et réservoir.....	129
Figure 4 Pellehydraulique.....	131
Figure 5 Bulldozer.....	131
Figure 6 Chargeur.....	132
Figure 7 Compacteur Mono.....	133

Listes de planches

PLANCHE N°1 : TRACE EN PLAN DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (Station de Pompage 1-Reservoir Tampon).

PLANCHE N°2 : SCHEMA VERTICAL DU SYSTEME D'ADDUCTION DE LA VARIANTE RETENUE

PLANCHE N°3 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT PARTIE (Station de Pompage1-Reservoir Tampon).

PLANCHE N°4 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE GRAVITAIRE PARTIE 1.

PLANCHE N°5 : PLANS DE LA STATION DE POMPAGE.

INTRODUCTION GENERALE

L'EAU C'EST LA VIE

Le corps humain contient 70% d'eau.
S'il perd 2% de cette eau c'est la soif,
Et s'il en perd 8% c'est la déshydrations.

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

L'Algérie est classée parmi les pays les plus pauvres en matière de ces ressources. Son classement est au-dessous du théorique de rareté fixe par la Banque mondiale et qui égale 1000 m³/an et par habitant.

Le problème de l'eau en Algérie est devenu de plus en plus sérieux à cause des caractéristiques climatiques, fluctuantes entre les plus sèche et semi-arides. Ce qui menace le pays d'une baisse des ressources hydraulique au même temps de croissance démographique actuelle et du développement des secteurs utilisant cette matière tel que L'industrie, l'agriculture et le tourisme. En outre, vu sa grande surface, l'Algérie ne dispose pas beaucoup des eaux superficielles. Ces dernières se limitent essentiellement dans le côté Nord de la chaîne montagneuse atlantique du pays.

Dans cette dernière décennie, l'Algérie a entamé une stratégie qui consiste à réaliser des stations de dessalement de l'eau de la mer afin d'approvisionner les régions côtières par l'eau potable. D'autre cote, de grands barrages seront construits dans les régions intérieures pour satisfaire les besoins d'une population loin de la mer. Ces barrages tels que Bnei Haroun et Oued El Athmania. Pour cela des barrages réservoirs sont raccordés aux grands barrages avec des réseaux de transfert.

Parmi ces barrages réservoir il y'à celui d'Ourkis il est implanté dans la wilaya d'Oum El Bouaghi, Une fois fonctionnel et avec sa capacité de 65 millions de m³, il permettra l'irrigation d'un périmètre de 17.000 hectares à Chemora, au Nord-Est de Batna-ville et de 3.000 hectares à Bouqherra Saoudi, non loin d'A'in Fakroun. Il prendra, aussi, en charge 5 importantes agglomérations en matière d'eau potable, il s'agit d'Ain M' Lila, Ain Fakroun et Ain Kercha (Branche Ouest) , Ain Beida, et Oum El Bouaghi- ville le (Branche Est) Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction (barrage Ourkiss - Reservoir de Ain Fakroun) et se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

CHAPITRE I

Description

De

La zone d'études

Chapitre I : Description de la zone d'études

Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les informations et les données qui concerne la situation de la zone d'étude ; de point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique et surtout hydrauliques, pour connaître les caractéristiques de lieu qui influencent sur la conception de ce projet d'adduction en eau potable de la commune de AIN FAKROUN à partir du barrage de OURKIS.

1. Historique

La commune d'Ain Fakroun, issue de l'ex commune mixte d'Ain M' lila a été créée à la suite de l'éclatement de cette dernière en 1957.

La population était répartie en deux groupes ethniques européens et musulmans, les premiers ont occupé le centre urbain (noyau européen). L'élément musulman, arabe ou berbère arabisé, reparti généralement aux alentours de l'agglomération (dans les Mechtas et douars), occupait les mauvaises terres. Du temps de la colonisation, le centre était relativement important comme en témoigne le noyau européen bâti selon un plan en damier comprenant quelques douzaines de blocs.

Par décision des autorités militaire, un nouveau regroupement (setha) s'est juxtaposé à l'ancien bourg au début de la guerre de libération quelques 300 habitants sont venus s'installer à l'Est, créant un village à double faciès très prononcé. Actuellement, setha compte plus de 500 habitants. Cette agglomération nouvelle est bâtie selon un plan moins rigoureux, en éventail et plus dense, avec de nombreux accès piétonniers donnant sur la campagne.

En 1990, la commune fût reclassée au rang de chef-lieu de daïra regroupant ainsi les communes de : Ain Fakroun et El Fdjoudj et prit une ampleur considérable, notamment par la création de lotissements formels et informels tout autour de l'ancien noyau (partie Nord-Ouest de la ville) et la création de la ZB ont permis à Ain Fakroun d'atteindre des proportions actuelles.

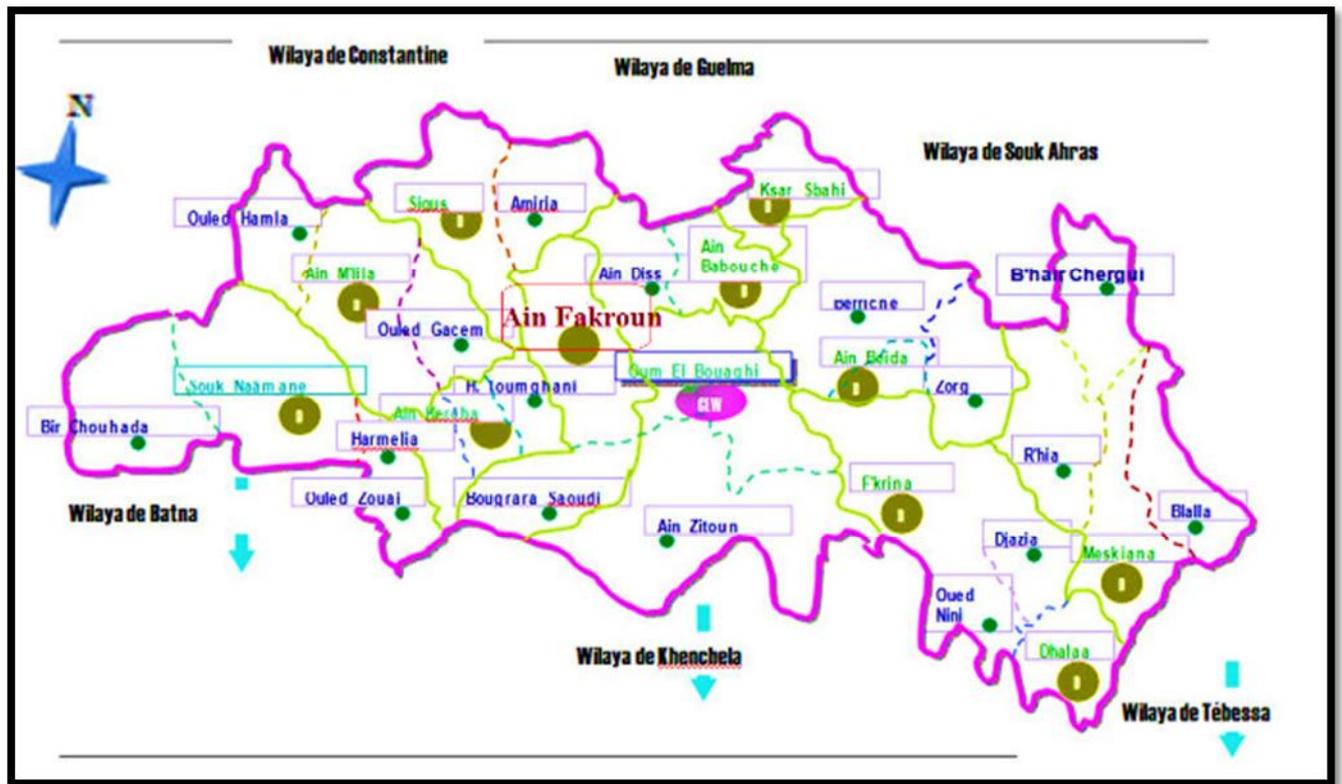


Figure 1 Plan communal de la wilaya D'OUUM EL BOUAGHI.

2. Situation géographique

La ville De AIN FAKROUN est considérée parmi les grandes daïras de la wilaya D'OUUM EL BOUAGHI. Elle est limite :

- Au nord par les communes de SIGUS, EL AMIRIA.
- Au l'Est par la communes OUM EL BOUAGHI et AIN DISS.
- Au Sud par la commune de BOUQHERRA SAOUDI.
- Au l'Ouest par la commune de TOUMGHANI.

La commune De AIN FAKROUN est située dans les hautes plaines constantinoises au N.E des Aurès et au Nord des pays des lacs, entre 6°45 et 6,57 de longitude et 35°50 et 34,23 de l'altitude elle s'étend sur 11,5 km environ du Nord au Sud et sur 07 km d'Est en Ouest et couvre ainsi une superficie de 797km². AIN FAKROUN est situé à 58 km de Constantine, 36 km d'Ain M'Lila 32 km D'OUUM EL BOUAGHI (chef- lieu de wilaya), 57 km D'AIN BEIDA, 142 km de Tébessa et 105 km de Batna.

3. Situation topographique

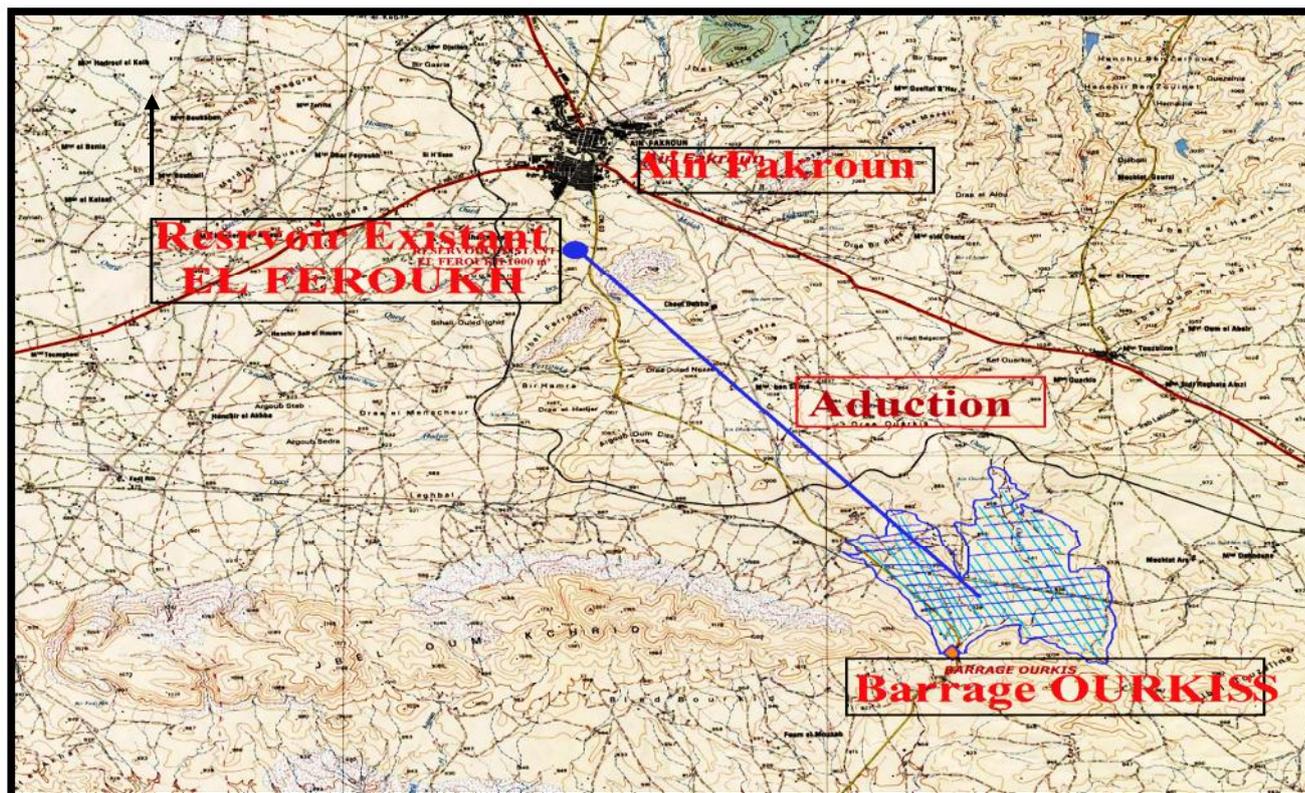
Du point de vue morphologie, trois ensembles physiques peuvent être identifiés.

1) L'ensemble montagneux du Djebel Oum kechrid au Sud, à morphologie irrégulière présentant une activité morpho - dynamique apparente. Les altitudes moyennes varient entre 1000 et 1050m : le point culminant est à 1208m. Les pentes varient entre 12 et 25% dans les hauts versants, elles sont par contre, plutôt faible (3 à 12 %) dans les bas piémonts La structure géologique du relief est à dominance calcaire associée aux marnes. Dans les bas piémonts les formations beaucoup plus argilo - sableuses du miocène moyen, les galets et alluvions sont repartis dans les dépressions.

2) A l'Est et au Nord-Est, un paysage collinaire prédomine : Dj ferroukh 1107m, Djebel Hazmal 1163m, et hireche 1080. Les pentes sont assez importantes variant entre 12% et 25%. Les formations géologiques prédominantes sont généralement des strates calcaires intercalées dans les marnes. De la même façon s'individualise l'ensemble du Djebel loussalit (El Knira) à l'Ouest constituant un système collinaire de moyenne altitude (950m). Les pentes sont supérieures à 12%. Les versants sont réguliers, homogènes et présentent des dénivellations légèrement importantes. La structure est essentiellement calcaire du crétacé moyen, en fait c'est une continuité de la structure anticlinale de Djebel Fortass.

3) La plaine d'Ain Fakroun s'identifie par ses particularités morphologiques et géométriques. Elle présente une topographie inclinée et en forme de quadrilatère. Les aspects complexes sont dus à l'alternance de tectoniques et de morpho dynamiques. Les altitudes se situent entre 850 et 900m, les pentes sont faibles (0 à 3 %). Les plaines sont recouvertes d'un manteau de matériel alluvionnaire du post- pliocène.

D'après les données topographique précédentes en observe que La zone d'étude est accidentée telle que les altitudes des points extrêmes sont 920m NGA à l'aval c'est-à-dire au niveau du barrage de Ourkis et 986m NGA au niveau du réservoir existant EL Feroukh , mais le relief reliant ces deux points est accidenté telle que le point le plus haut culmine à une altitude 1107 m NGA, Quant au point le plus bas entre les deux limites à une altitude de 960 m NGA, cela montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel et aussi qu'il y a un risque d'écrêtement de la ligne de charge.



Echelle : 1/25000

source : Institut National de Cartographie et de Télédétection

Figure 2 Carte de situation du projet.

4. Situation géologique et sismicité

4.1. Géologie :

La géologie du sol joue un rôle important du point de vue économie et stabilité, car elle détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à mettre en place sur chantier, Cette étude nous renseigne sur la structure et les caractères du sol de la région en générale.

On se trouve dans une zone où interfèrent les domaines sahariens et tellien, l'emplacement des chaînes telliennes fut occupé au secondaire et tertiaire par un fossé de sédimentation. La limite Sud est marquée par une importante ligne de chevauchement dit Sud tellien et les hautes plaines correspondent à une zone surélevée où la couverture néritique (sédiments marins) déposée sur la plateforme continentale des terrains crétacés et éocène est moins épaisse que dans les chaînes telliennes et peu plissée. Le terrain le plus ancien affleurant dans la région étudiée est le trias, essentiellement constitué d'argiles bariolées, le plus souvent rouge à gypse, avec des cristaux de quartz bipyramide et plus souvent des blocs d'ophites localement existant et des calcaires jaunes ou gris en plaquettes. Cet ensemble représente le trias supérieur et moyen.

L'absence quasi-totale d'arbres donne à la région une physionomie très particulière, une maigre couverture forestière très dégradée (génévriers, chênes kermès et quelques pins d'alep) conservés qui sont localisées dans la partie Nord du Djebel Oum El kechrid, djebel ferroukh, du djebel Hazema et du Kef Ain Fakroun. Tous les autres reliefs restent dénudés.

4.2. Sismicité :

La région de OUM ELBOUAGHI est classée d'après le D.T.R BC 2-48 « Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 » dans la Zone 1 : faible sismicité.

Par ailleurs le RPA99 prévoit une classification par importance de l'ouvrage. Les réservoirs de stockage d'eau potable sont classés dans la catégorie 1, et la sous-catégorie A ou B.

Cette classification donne une accélération nominale du sol égale à 1,5m/s².

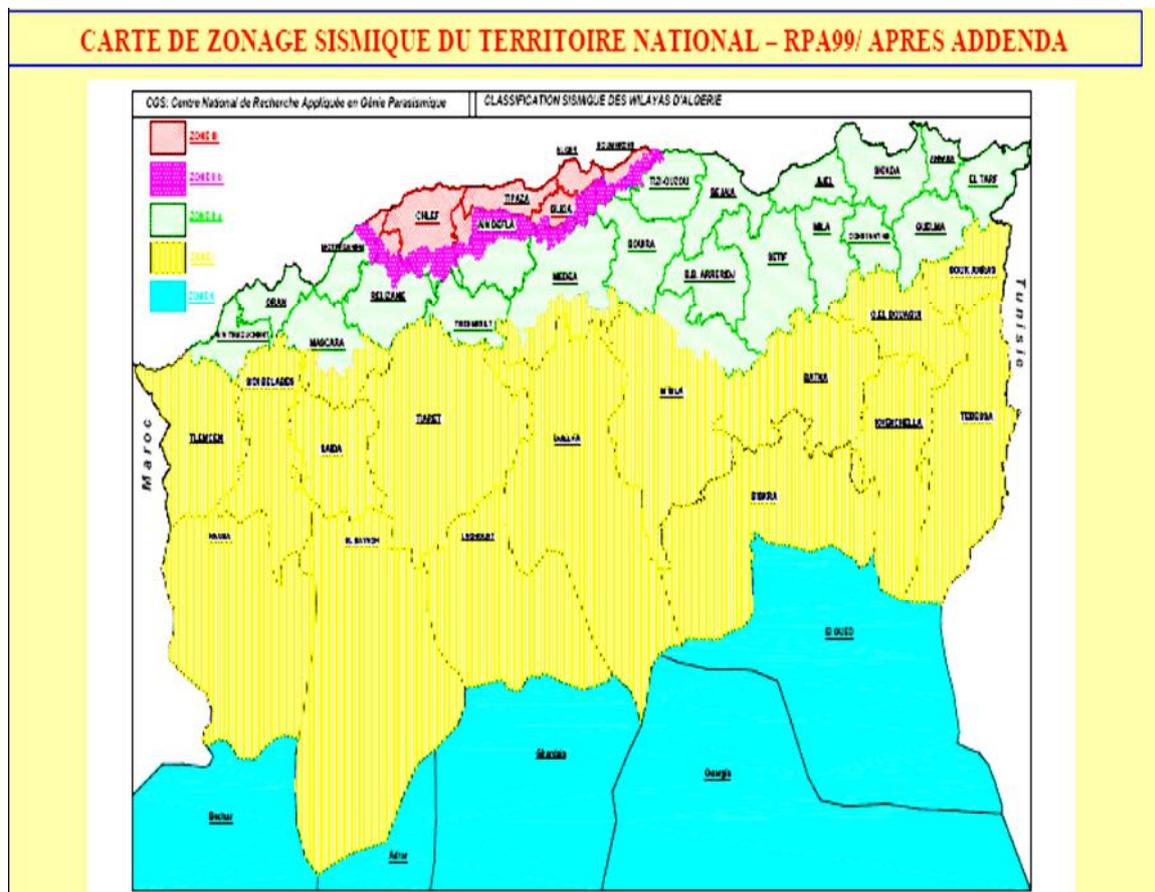


Figure 3 Carte RPA99.

5. Situation climatologique

Les données climatologiques elles nous aident à se renseigner sur le climat, la pluviométrie, les températures, les vents, humidité de l'air. Les stations climatologiques de référence sont celles de Constantine, Batna, Oum el bouaghi.

5.1. Le climat :

Le climat de la commune de AIN FAKROUN est celui des hautes plaines telliennes en général, les reliefs s'élèvent bien vers le Nord Est lorsqu'on se rapproche de L'Atlas Tellien.

L'éloignement de la mer et la présence au Nord des reliefs élevés de la chaîne numidique faisant obstacle aux influences maritimes fait que le climat Est homogène; faible nébulosité (vapeur+ nuages), grande sécheresse de l'air entraînant un réchauffement du sol important, le jour et un fort refroidissement la nuit. L'hiver est rigoureux, avec de grands froids les vents d'Ouest dominants et glaciaux pendant presque toute la saison. Le ciel est presque toujours couvert de nuages sombres et bas, poussés vers l'Est, donnant des chutes brèves de neige sans accumulation et suivies de près d'une pluie de longue durée. C'est la période de l'année où la pluviométrie atteint son maximum. Le printemps est caractérisé par des gelées blanches tellement importantes qu'elles causent certaines années de grands dégâts aux cultures.

5.2. Précipitations :

La pluviométrie dans la commune de AIN FAKROUN et varient entre 350 mm à 500 mm/an. La pluviométrie moyenne enregistrée durant l'année 2014 est de 450mm.

Tableau 1 Précipitations mensuelles interannuelles (mm) dans la zone de

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne Ain Fakroun (°C)	90	62	44	33	25	7	3	4	16	35	37	98

Source : ONM OUM EL-BOUAGHI

Les précipitations sont concentrées durant l'hiver, mais aussi souvent sous forme d'orage en été et en automne.

5.3 Températures de l'air :

Le fait marquant en Algérie, et notamment dans la zone d'étude est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de températures (40 à 45 °C) sont dus à ce phénomène particulier.

En hiver, les températures peuvent descendre sous la barre de 0°C et engendre des journées de gelées de quelque jours, qui sont défavorables a certaine cultures.

L'analyse des températures a été effectuée à partir de trois stations climatologiques de référence, situées les plus proches du site de AIN FAKROUN : celles de Constantine, Batna et Oum el Bouaghi.

Tableau 2 Températures mensuelles en degrés Celsius

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne Ain Fakroun (°C)	7	7	11	14	21	24	28	27	23	17	10	6

Source : ONM OUM EL-BOUAGHI

La température annuelle moyenne est de 16,25°C.

5.4. Humidité relative :

L'humidité relative de l'air varie beaucoup d'un mois à l'autre autour de la valeur moyenne. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15 % les jours de sirocco et atteint les 100 % les jours de brouillard. Les variations mensuelles sont montrées par le tableau ci-contre.

Tableau 3 variation mensuelles de l'humidité dans l'air

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité relative (%)	46.4	53.3	47.1	46.2	45.3	33.5	32.4	31.6	48.9	51.7	54.8	49.2

Source : ONM OUM EL-BOUAGHI

5.5. Vent :

Les vents dominants sont ceux de l'ouest et Nord-Ouest, les vents du Nord en hiver sont souvent secs et froids. Les variations mensuelles sont montrées par le tableau ci-dessous.

Tableau 4 variation mensuelles des vitesses de vents en mètres du sol

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse de vent (m/s)	0.5	1.2	3.2	5.4	3.0	5.1	9.6	9.5	5.7	3.6	2.3	0.2

Source : ONM OUM EL-BOUAGHI

Leur vitesse moyenne mensuelle à quatre mètres du sol est proche de 4.11 m/s.

6. Situation hydrographique

Les ressources en eaux souterraines et superficielles dans la commune ne sont pas évaluées actuellement.

La carte topographique de AIN FAKROUN nous permet de constater l'absence totale d'oueds permanents. Ils sont à secs presque toute l'année. On trouve des points d'eau dans plusieurs endroits qui indique l'existence de réserves d'eau souterraines.

6.1. Les Eaux Superficielles :

Les sources d'information à travers lesquelles il serait possible de traiter quantitativement ce secteur font malheureusement défaut. Les données disponibles signalent l'existence de deux retenues collinaires : El Khauga et El-Quastania fortement envasée. Ces ouvrages mobilisent respectivement 20.000 M3 / An et 30.000 M3 /An destinées toutes deux à l'irrigation de petites parcelles dans la plaine d'Ain Fakroun. Ces retenues sont dans un état de dégradation très avancé et sont irrécupérables.

6.2. Les eaux Souterraines :

Elles sont mobilisées surtout au moyen de puits individuels et des Cinq (05) forages fonctionnels avec des débits variables.

7. Situation démographique :

La commune de AIN FAKROUN est structurée par une agglomération constituée des habitations collectives et individuelles, et elle est aussi à vocation agricole, et Le tissu urbain est caractérisé par des concentrations de population et d'habitations très variables ce qui explique le développement rapide de l'urbanisation de la ville.

La variation du nombre d'habitant et le taux de concentration urbaine de la ville est représenté par le tableau suivant :

Tableau 5 Variation du nombre d'habitant et le taux de concentration urbaine

Année	Nombre habitant	Taux de concentration urbaine
1977	12115	50,49%
1987	25372	72,46%
1998	40666	86,18%
2008	48804	85,95%

Source : (RGPH)

❖ L'objet de cette présente partie est de mettre en évidence les différentes variables

Sociodémographiques qui influent directement sur le volume de la ville à savoir la population résidente aux différents termes et les besoins induits d'un accroissement certain dans le temps de cette population. Une fois le volume démographique quantifié nous passerons à une quantification des besoins en eau.

8. Activité Economique

Les activités économiques qui règnent dans la vie quotidienne des habitants de AIN FAKROUN sont généralement les suivantes :

- Le commerce à AIN FAKROUN est représenté les commerces de première nécessité nécessaire à tout regroupement de la population et destiné à satisfaire les besoins quotidiens des citoyens qui sont au nombre de 1705 registres de commerces représentés par des personnes physiques et 714 registres représentés par des personnes morales (sociétés type, SARL, EURL, SNC, ou SPA). Ceux sont surtout les sociétés d'importation de vêtements qui ont pris une ampleur considérable et qui rayonnent à un niveau national.
- l'industrie Elle n'est pas très importante, seuls quelques petits projets d'investissement privé sont à noter : 04 unités de carrelages dont 03 implantées au chef-lieu de communes, 08 unités de fabrication de parpaing, une limonadière située sur la route de Ain Kercha Ainsi que l'entrée en production de la minoterie située dans la ZAD.

9. Situation hydraulique

Ce titre traite des systèmes d'adduction existants à travers la ville concernée par le projet et dans leurs multiples composantes (mobilisation, transfert, stockage etc.).

Toutes les informations ont été recueillies auprès de la direction de l'hydraulique et subdivisions de l'hydraulique AIN FAKROUN.

9.1. Ressources en eau :

La ville d'AIN FAKROUN est alimentée actuellement uniquement à partir des eaux souterraines. Cinq (05) forages alimentent actuellement la ville Le tableau (6) présente les sources principales de l'alimentation en eau potable de cette commune et leurs caractéristiques.

Tableau 6 Caractéristiques des sites de production et de leurs équipements

Type	Nom	Débit (l/s)	HMT (m)	Pompe	Nombre d'heure de pompage	Observation
Forages existants	F1	18	200	immergée	24	-
	F2	17	100	immergée	24	-
	H22	26	124	immergée	24	-
	AF2	25	60	immergée	22	-
	C8	23	45	immergée	23	-

Source : Subdivisions de ressource en eau Ain Fakroun.

Les cinq forages mobilisent un débit de 105.75 l/s.

9.2. Qualité de l'eau :

La qualité des eaux brutes a été appréhendée à partir des résultats des analyses effectuées le 23/06/2006 sur les eaux des forages de Ain Fakroun.

Les caractéristiques des eaux brutes sont les suivantes :

Tableau 7 Caractéristiques des eaux brutes des forages d'AIN FAKROUN

Paramètre	F1	F2	C8	AF2	H22
Ph	6.84	7.12	7.09	7.5	6.32
Conductivité	1243 μ S/cm	1250 μ S/cm	1335 μ S/cm	941 μ S/cm	1263 μ S/cm
Titre Hydrotimétrique (Dureté totale)	700 mgCaCO ₃ /l	720 mgCaCO ₃ /l	648 mgCaCO ₃ /l	512 mgCaCO ₃ /l	616 mgCaCO ₃ /l
Titre alcalimétrique Complet (Alcalinité)	528 mgCaCO ₃ /l	521 mgCaCO ₃ /l	578 mgCaCO ₃ /l	248 mgCaCO ₃ /l	535 mgCaCO ₃ /l
Turbidité	0.290NTU	6.33 NTU	0.760 NTU	7.46 NTU	0.966 NTU
Nitrates	-mg/l	-mg/l	-mg/l	-mg/l	-mg/l
Nitrites	-mg/l	-mg/l	-mg/l	-mg/l	-mg/l
Chlore	323 mg/l	359 mg/l	373 mg/l	198 mg/l	345 mg/l

Source : Subdivisions de ressource en eau AIN FAKROUN

Compte tenu des analyses effectuées, l'eau brute souterraine prélevée se caractérise par :

Paramètres organoleptiques :

Une turbidité faible pour les forages F1, C8, H22 et élevée pour les forages F2 et AF2.

Paramètres physico-chimiques liés à la structure naturelle des eaux :

Un pH plutôt basique sauf pour les forages F1 et H22.

Une minéralisation forte (conductivité compris entre 950 et 1350 μ S/cm).

Une dureté forte à très forte (500-750 mgCaCO₃/l).

La concentration en magnésium du forage F1 est supérieure à la norme en vigueur.

Une concentration en chlorure relativement importante (entre 200 et 350 mg/l) (ligne directrice de l'organisation mondiale de la santé préconise un maximum de 250 mg/l).

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux des forages à AIN FAKROUN, respectent les lignes directrices fixées par l'organisation mondiale de la santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable. Par contre, pour le forage F1, la teneur en magnésium dépasse la norme en vigueur.

9.3. Capacité de stockage :

9.3.1. Réservoirs :

Cinq (05) réservoirs permettent de recevoir les eaux et de les distribuer :

R1 : 1000m³ au sol 2km au sud de la ville.

R2 :500 m3 au sol à 1.5km au sud-est de la ville.

R3 :1000 m3 surélevé au centre-ville.

R4 :2*275 m3 au centre-ville côté de R3.

R5 :700 m3 au centre-ville (Setha).

Tableau 8 Caractéristiques des ouvrages de stockage

Désignation	Nom	Type	Capacité (m ³)	Année de mise en service
El faroukh	R1	Semi en terre	1000	1992
Centre-ville	R3	Surélevé	1000	1995
Centre-ville	R4	Semi en terre	2*275	1959
Setha	R5	Surélevé	700	1978
Kafelouise	R2	Semi en terre	500	2004

Source : Subdivisions de ressource en eau AIN FAKROUN

La capacité de stockage globale de la ville est de **3750m³**

9.3.2. Bâche de reprise

La ville AIN FAKROUN contient Trois (03) bâche de reprise répartissent comme suit :

Tableau 9 Caractéristiques des bâches de reprise

Désignation	Nom	Etat	Capacité (m ³)	NBR Pomme	HMT (m)	Débit (l/s)	Année de mise en service
Arkoub	B 600	Enterre	600	02	125	57	1987
Oum	E10	Enterre	200	02	80	25	2006
Amerzdour	C8	Enterre	100	02	70	42	2007

Source : Subdivisions de ressource en eau AIN FAKROUN

9.4. Fonctionnement :

Les eaux mobilisées sont transférées vers les réservoirs par le réseau d'adduction décrit ci-dessous :

- ✓ le F1 alimente la bâche de reprise 600 m3 pour être ensuite envoyé au 1000 m3.
- ✓ le F2 alimente les 2*275m3 et au même temps la bâche 600m3.

✓ Le H22 et le C8 et AF2 alimentent la bache 200m³ qui refoule les eaux vers le réservoir 1000m³. Ce dernier alimente les deux réservoirs surélevés 1000m³ et le réservoir 700m³ ; les réservoirs 2*275m³ ainsi que le réservoir 500m³ cote par le biais d'une petite station de pompage.

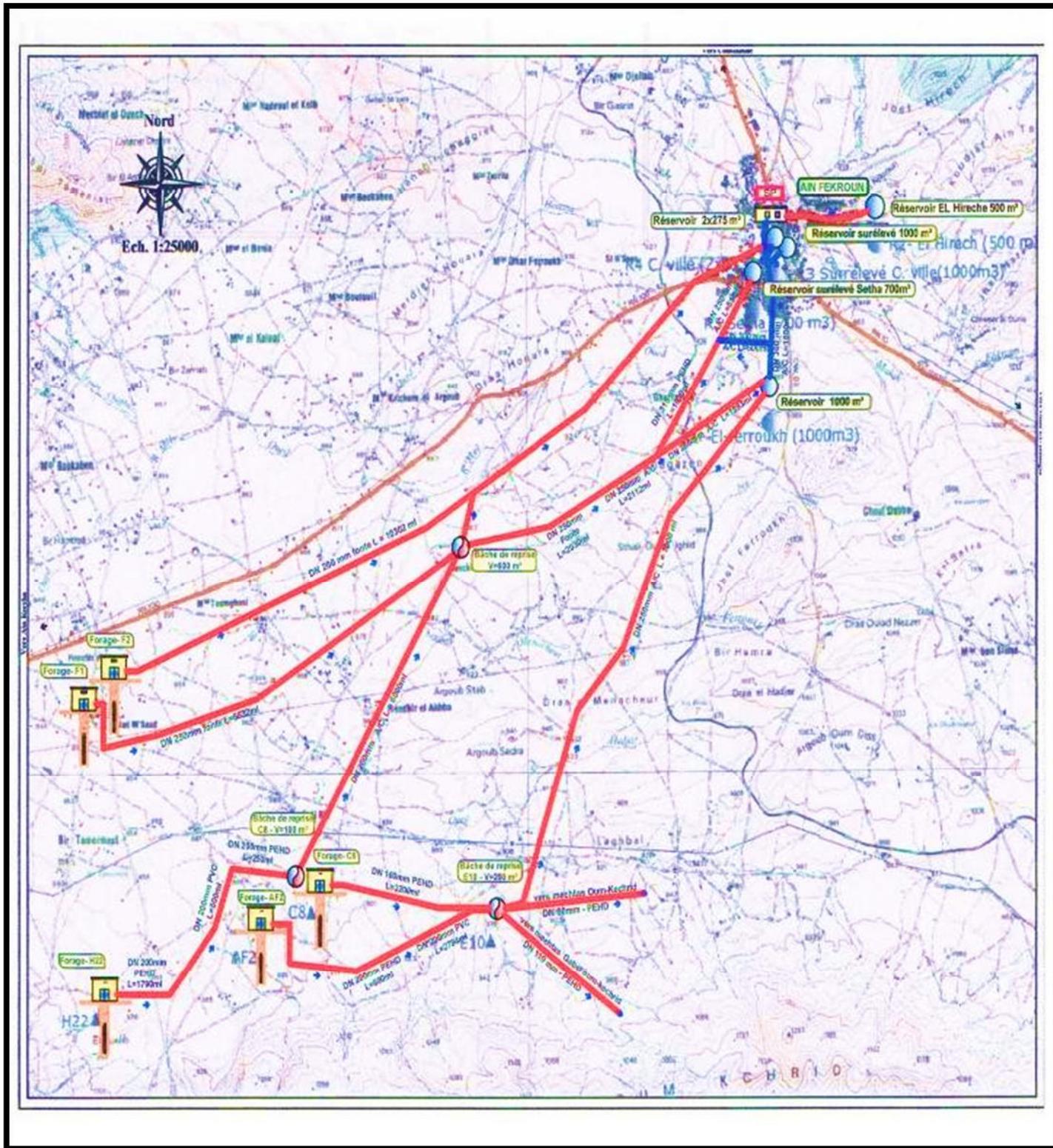


Figure 4 Schéma d'adduction d'AIN FAKROUN.

10. Description Du Barrage D'ourkis

10.1. Système d'alimentation

Le barrage d'Ourkis est situé dans la wilaya d'Oum El Bouaghi à 14 km au sud d'Ain Fakroun directement en aval du confluent des Oueds d'El Kebir et d'Ourkis. Il fait partie du complexe Béni Haroun.

Le barrage est alimenté par le barrage d'Oued Athmania via une conduite de longueur 86 km et d'un diamètre variant de 1300mm à 3000mm. Le transfert se fait par pompage moyennant 2 stations de pompes (Oued Seguin d'un $Q = 19.50 \text{ m}^3/\text{s}$ et Ain Kercha d'un $Q = 15.50 \text{ m}^3/\text{s}$).

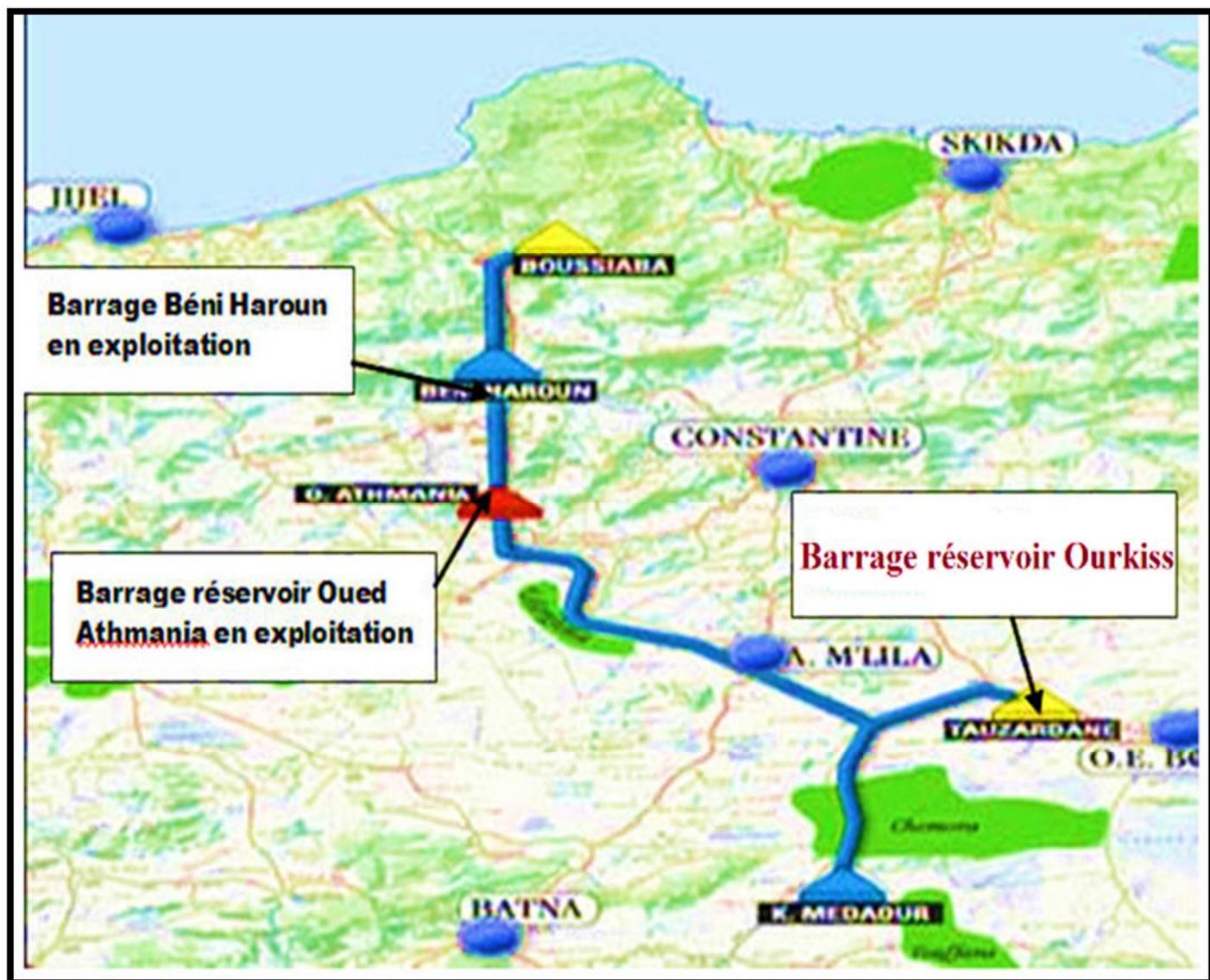


Figure 5 Plan générale du transfert du complexe de béni Haroun.

10.2. Caractéristique du barrage

Le barrage est un ouvrage poids en Béton Compacté Roulé (BCR) de 407 m de longueur en crête et une hauteur de 35 mètres et une retenue de 65hm³ sous une cote de retenue normale de 951.6 m NGA. Contrôle un bassin versant de 62 km².

Voici un tableau qui résume les caractéristiques du barrage d'Ourkis.

Tableau 10 Caractéristiques du barrage d'Ourkis.

Barrage		
Type de barrage	Unités de mesures	Barrage poids en BCR
Cote de la crête du barrage	NGA	954.5
Longueur de la crête du barrage	m	407
Largeur de la crête du barrage(en tête)	m	35
Hauteur maximale sur TN	m	35
Volume de matériau	m ³	511000
Evacuateur de crue (débit maximal)	m ³ /s	250

Source : ANBT

Les différentes cotes des niveaux dans la retenue du barrage OURKIS sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 11 les différentes cotes des niveaux dans la retenue du barrage OURKIS

Niveau de la retenue	Cote (NGA)	Volume (hm ³)
Retenue normale	951.60	69.70
Niveau de prise supérieure	946.60	40.10
Niveau de prise intermédiaire	938.20	10.90
Niveau de prise inférieur	932.00	2.30
Niveau de vidange de fond	925.50	0.12
Fond de la retenue	920.00	0.0
PHE	953.83	0.0

Source : ANBT

Les apports au droit du site du barrage ont été estimés à 3,34 Hm³/an. Il correspondait donc à 5% du débit d'alimentation du barrage. Il faut noter que les pertes par évapotranspiration ont été estimées durant cette phase d'étude et qu'il ressort qu'elles seront relativement importantes, venant quasiment annuler les apports naturels du bassin versant de l'oued Ourkis.

Le barrage est équipé d'une tour de prise permettant de cumuler les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond. Cette tour dont les caractéristiques principales sont données ci-après est prolongée par une galerie sous remblai.

Ouvrage pour l'alimentation en eau potable et en irrigation.

Tableau 12 Ouvrages pour l'alimentation en eau potable et en irrigation

Tour de prise		
➤ Diamètre intérieur	m	7
➤ Hauteur	m	36
3 prises d'eau		
➤ prise supérieure	NGA	946.6
➤ prise intermédiaire	NGA	938.2
➤ prise inférieure	NGA	930.5
Débit maximal sous la cote minimale d'exploitation	m ³	8
diamètre des conduites métalliques	mm	1500
Pente	%	1
longueur	M	180
Une vanne papillon par prise de diamètre	mm	1500
Cote de l'ouvrage de sortie	NGA	924.5

Source : ANBT



Figure 6 Photo du barrage Ourkis.

10.3. Origine et qualité de l'eau brute :

Les analyses des eaux de l'oued Ourkis ont été faites à titre indicatif pour évaluer la qualité des eaux et le degré de pollution de l'oued. Nous tenons à préciser par ailleurs, que les prélèvements ont été effectués juste après le passage d'une crue. Nous remarquons à priori que les teneurs des différents éléments sont relativement élevées. Néanmoins, il faut noter qu'à terme, les eaux provenant des bassins versants de l'oued Ourkis représenteront au plus 5% de la totalité des volumes d'eaux brutes, le reste provenant du Barrage de Oued Athmania. On peut considérer d'ores et déjà que ces concentrations seront diluées dans l'ensemble des volumes d'eaux brutes pour se rapprocher de celle relevées sur les eaux brutes de l'Oued Athmania.

Tableau 13 Résultat des analyses des prélèvements à partir du barrage OURKIS.

Date de prélèvement	06/03/2008	11/03/2008
Température °C	4	
CO2	0	
Turbidité brute	393	18,7
MES a 105 °C mg/l	80	100
pH	7,88	
Conductivité µS/cm	4440	3980
Résidu sec à 105 °C	2868	2624
O2 dissous mg/l	7,6	8,6
O2 dissous %	82,6	
d'O2	14	14,1
DCO mg/l d'O2	59	135
DB05 mg/l d'O2	11,3	8,6
PO4	0,3	0,005
NH4 mg/l	0.02	0.05
NO2 mg/l	0,2	0,145
NO3 mg/l	57	27,3
HCO3 mg/l	347,7	262,3
SO4	1100	1150
Cl	580	445
Ca	345,6	248,54
Mg	121,44	148,56
Na	409,84	375,84
K	0,77	0,66
Fe	0,027	0.161
Mn	0.00	0.008
Zn	0,017	0.00

Matières en suspension :

Les valeurs de la MES obtenues dans le cadre du barrage d'Ourkiss, déclassent les eaux dans la catégorie de passable à médiocre. Ces valeurs représentent des eaux prélevées après une crue.

Turbidité :

Les valeurs de la turbidité qui varient entre 393 pour la première analyse et 18.7 pour la deuxième, donc d'une eau très trouble à une eau plus moins claire.

Composés azotes :

Les valeurs de NO_2 , NO_3 et NH_4 , indiquent des valeurs quoique plus élevées que celles obtenues dans le cadre de Beni Haroun ; elles restent toutefois dans la catégorie passable à médiocre.

Matières oxydables organiques :

Les valeurs obtenues de la DBO_5 , qui varient entre 11.3 et 8.6, classent les eaux dans la catégorie de passable à médiocre. En revanche, les teneurs de la DCO indiquent des concentrations trop fortes variant 59 à 135 mg/l d' O_2 , correspondent à la catégorie d'une eau très polluée. Cette « pollution » est probablement attribuée à la forte minéralisation de l'eau qui est de l'ordre de 4000 à 4500 mg/l.

Phosphate :

Les teneurs en phosphates variant de 0.3 à 0.05 mg/l montrent que les eaux sont bonnes à excellentes et qu'il n'y a aucune pollution anthropique.

Métaux lourds :

Les valeurs sont globalement très bonnes car nous enregistrons des valeurs nulles pour le Cd, le Cu, le Mn et le Pb. Pour le Zn, le Mn et le Fe, les valeurs maximales sont de 0.008 pour le Mn, de 0.017 pour le Zn et de 0.161 pour le Fe, teneurs qui restent cependant dans les limites admissibles.

Autres :

Chlorures et sulfates présentent des teneurs qui classent les eaux dans la catégorie de qualité médiocre. Les autres éléments présentent également des teneurs élevées, caractéristiques d'une eau trop minéralisée. Cette minéralisation est caractéristique de la région d'OEB, qui présente des sols sales, et une fois qu'il pleut, les eaux de ruissellement se chargent vraisemblablement en ces éléments pour donner ces fortes valeurs de conductivité et de résidu sec.

Et dans le tableau suivant sont données les caractéristiques principales d'une eau potable selon l'OMS.

Tableau 14 Principale caractéristiques de l'eau selon l'OMS

Paramètres	Analyses	Unités	valeurs OMS
paramètres organoleptiques	couleur	Pt-Co	15
	turbidité	NTU	5
Paramètres physico chimiques	PH	–	6.5 - 8.5
	Conductivité	µs/cm	
	cl ⁻	mg/l	250
	SO ₄ ²⁻	mg/l	400
	Ca ²⁺	mg/l	75
	Mg ²⁺	mg/l	30-125
Substances indésirables	Dureté		50
	TA		-
	TAC		-
	Fer	mg/l	0.3
	Mn ²⁺	mg/l	0.1
Substances toxiques	Nitrates	mg/l	44
	Chrome	mg/l	0.05
	cyanures	mg/l	0.1
Substances microbiologiques	Coliformes totaux	100mg/l	0.01
	Coliformes fécaux	100mg/l	0
	streptocoques	100mg/l	0

Source : ANBT

Les deux tableaux précédents montrent la nécessité d'une station de traitement.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a illustré toutes les caractéristiques du projet d'adduction ainsi que les conditions du terrain tel que la topographie et la géologie, et aussi les différents ouvrages qui composent ce système d'adduction et représenter la commune de AIN FAKROUN, et connaître l'Etat actuel du système d'alimentation en eau potable. Ainsi les caractéristiques du barrage.

CHAPITRE II

Estimation

Des

Besoins en eau

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction

Une bonne conception d'un projet de renforcement d'alimentation en eau potable commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

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

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs tels que : l'évolution de la population, les ressources disponibles, les équipements existants et le niveau de vie de la population. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

Classiquement les consommateurs potentiels en eau dans un tissu urbain sont classés comme suit :

- Besoins domestiques.
- Besoins des services publics : scolaires, administratifs, sanitaires, culturels et sportifs, commerciaux, sociaux et arrosage.

Les informations nécessaires pour l'élaboration de ce chapitre ont été recueillies au niveau des organismes suivants :

- * A.P.C d'Ain Fakron.
- * Subdivision de l'Hydraulique d'Ain Fakron.
- * Algérienne Des Eaux (A.D.E) d'Ain Fakron.

1. Evolution de la population Aux différents horizons d'étude

L'étude de ce projet, tient compte d'un horizon d'étude éloigné de 30 ans à partir de l'année 2015.

- ✓ Le nombre d'habitants, pour différents horizons, est établi à partir des résultats du recensement RGPH de 2008 qui est de l'ordre de 48804 habitants, avec de taux d'accroissement pris égale à celui calculé par l'ONS qui est de l'ordre de 1.6% par an.

La population aux horizons court, moyen et long terme est estimée moyennant la formule dite « à taux de croissance géométrique » :

$$\mathbf{P_f = P_0 (1+T)^n} \quad (\text{II.1})$$

Où

P_f : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (l'an 2045 pour notre cas).

P_0 : Nombre d'habitants à l'année prise comme référence (2008 année de dernier recensement).

T : Taux d'accroissement, qui est égal à 1.6 %. (Selon L'ONS)

n : Nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon d'étude (30 ans pour notre cas).

Tableau 1 Evolution de la population

Horizon	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Population estimée (hab)	48804	54540	59045	63922	69202	74918	81106	87806

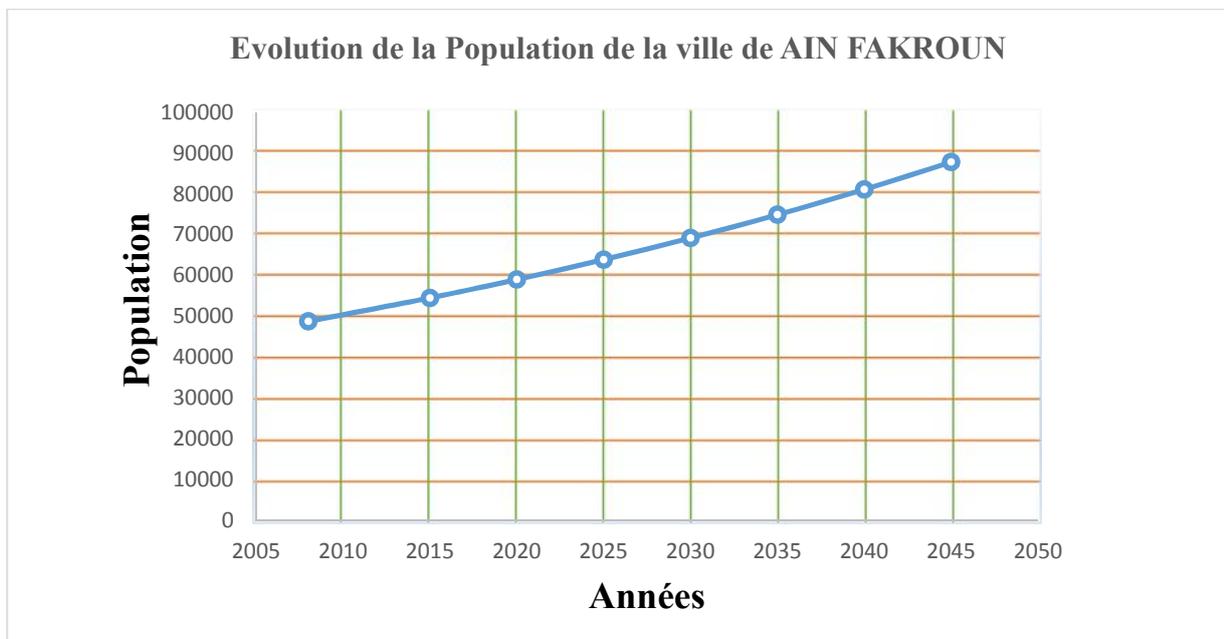


Figure1 Evolution démographique

On voit donc à travers ces estimations que la population va continuer à s'accroître de manière moyenne, puisque l'augmentation du nombre d'habitants dépasse les 30% entre les années 2008 et 2045 soit 44.4%.

2. Estimation des besoins en eau

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

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

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels
- Besoins du bétail

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution. [2]

2.1. Quelques Définitions :

- ❖ **Le besoin unitaire** au niveau d'un usage particulier, qui est la quantité d'eau nécessaire pour une certaine utilisation, par exemple pour une douche, ou pour un cycle de machine à laver.
- ❖ **Le besoin globale par jour** pour un usager, qui est la somme des besoins unitaires résultant de l'utilisation qu'il a faite de l'eau.
- ❖ **La demande**, qui est la quantité d'eau à prélever dans le milieu naturel à chaque instant pour faire face à la couverture des différents besoins, compte tenu des pertes du prélèvement à l'utilisation.

2.2. Besoins des usagers domestiques :

Le débit de consommation moyen journalier correspondant aux besoins domestiques pour l'horizon 2045 est donné par la formule (II-2) :

$$Q_{moyj} = \text{dotation} * N^{\circ} \text{ d'habitants} * \frac{1}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Important : Le choix de la dotation est fonction du nombre de la population à l'horizon 2045.

Avec :

- Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière (m³ /j).
- d_i : Dotation journalière (l/j/hab).
- N_i : Nombre de consommateurs (hab).

Les besoins domestiques, pour la commune d'Ain Fakroun à l'horizon 2045, sont indiqués dans le tableau (2) :

Tableau 2 Besoins domestiques en eau de la ville d'Ain Fakroun.

Agglomération	Dotation (l/j/hab)	Besoins moyenne journalier (m3 /j)		
		Besoins à l'horizon 2025	Besoins à l'horizon 2035	Besoins à l'horizon 2045
Ain Fakroun	200	12784.4	14983.6	17561.2

2.3. Les besoins des services publics :

La détermination des divers équipements et leurs besoins se basent essentiellement sur les différents POS du chef-lieu de la ville ainsi que les différents plans D'aménagements Réalisés récemment ou en cour de réalisation. Sachant que ces données Proviennent de PDAU de la ville d'Ain Fakroun.

2.3.1. Besoins administratifs :

Les besoins administratifs concernant les différents établissements, leurs dotations et leurs débits sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau 3 Les besoins en eau administratifs

Equipements	Unité	Nombre D'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins moyenne journalier (m3 /j)
APC	Employé	30	15	0,45
PTT	Employé	24	15	0,36
Gendarmerie	Agent	50	20	1,00
Commissariat	Agent	40	20	0,80
Gare	Employé	15	15	0,23
Subdivision	Employé	17	15	0,26
Banques	Employé	22	15	0,33
Agences Postales	Employé	14	15	0,21
Assurances	Employé	31	15	0,47
Totale				4,10

2.3.2. Besoins socioculturels :

Les différents besoins des localités socioculturelles concernant notre Agglomération sont représentés comme suit :

Tableau 4 Les besoins en eau socioculturels

Equipements	Unité	Nombre D'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins moyenne journalier (m3 /j)
Mosquée	Fidèle	1750	10	17,5
Centre culturel	Employé	80	15	1,2
Totale				18,7

2.3.3. Besoins en eau sanitaires :

Les différents besoins en eau des localités sanitaires sont réunis dans le tableau

Suivant :

Tableau 5 Les besoins en eau sanitaires

Equipements	Unité	Nombre D'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins moyenne journalier (m3 /j)
Centre de Santé	Patient	600	15	9
Clinique	Patient	150	15	2,25
Hôpital	Patient	850	15	12,75
Totale				24

2.3.4. Besoins en eau scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude

Sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau6 Les besoins en eau scolaires

Equipements	Unité	Nombre D'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins moyenne journalier (m3 /j)
CEM	Elève	1200	10	12
Lycée	Elève	800	10	8
Ecole primaire	Elève	1400	10	14
Totale				34

2.3.5. Besoins en eau commerciale :

Les besoins en eau commerciaux des différentes localités de notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau 7 Les besoins en eau commerciaux

Equipements	Unité	Nombre D'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins moyenne journalier (m ³ /j)
Centre Commercial	m ²	3000	5	15
Marche couvert	m ²	1500	5	7,5
Marche de F.L	m ²	1500	5	7,5
Totale				30

2.3.6. Besoins du bétail :

Les besoins des différents élevages réunis sur la zone d'étude Sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8 Les besoins en eau du bétail

élevages	Unité	Nombre D'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins moyenne journalier (m ³ /j)
Bovine	Tête	2537	80	202.96
Ovine	Tête	29111	8	232.89
Caprine	Tête	3880	8	31.04
Totale				466.89

2.4. Récapitulation des besoins en eau de la ville d'Ain Fakroun :

Les besoins totaux de la ville d'Ain Fakroun des différentes catégories de besoins pour l'horizon 2045 sont Groupés dans le tableau suivant :

Tableau 9 Récapitulation de la consommation totale de la ville d'Ain Fakroun.

Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins administratif s (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins commerciaux (m ³ /j)	Besoins d'élevage (m ³ /j)	Totale (m ³ /j)
17561.2	4.1	24	18,7	34	30	466.89	18138.89

A l'horizon 2045, les besoins moyens journaliers totaux d'AIN FAKROUN sont estimés à 18138.89m³/j, soit un débit de **209.94/s**.

2.5. Fuites et gaspillage :

De plus aux besoins des différents types de consommateurs, on tient compte des fuites et gaspillage qui sont considérés comme un besoin dont Le gaspillage dû aux habitudes des consommateurs et les fuites sont des pertes inévitables qui sont situées à différents niveaux : (la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les joints, les vannes), et le volume de ces pertes dépend du :

- ✓ L'âge et l'état de réseau.
- ✓ La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau.

Ces pertes représentent 10% à 30% du $Q_{\text{moy.j}}$ pour un réseau neuf et peuvent atteindre jusqu'à 50% pour un réseau vétuste.

N.B : Pour la ville d'Ain Fakroun on estime ces pertes à 10% du $Q_{\text{moy.j}}$.

$$Q'_{\text{moy.j}} = 1.1 * 18138.89 = 19952.78 \text{ m}^3/\text{j}$$

3. Études des variations de la consommation :

En fonction des jours, des semaines et des mois la consommation en eau potable n'est pas constante, et pour assurer un meilleur dimensionnement des ouvrages d'adduction, de stockage de point de vue hydraulique et mécanique on cherche le débit maximum et minimum journalière au cours de l'année.

3.1. Variation journalière :

La variation journalière varie en fonction du régime de la consommation, cette variation présente des maximums et des minimums, caractérisée par des coefficients d'irrégularité.

3.1.1. Le coefficient d'irrégularité maximum journalière « $K_{\text{max.j}}$ » :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation maximale journalière dépasse la consommation moyenne journalière, il est en fonction de la densité de la population dont il varie entre [1.1 à 1.3] et peut atteindre 1.6 pour les fermes.

N.B : Dans notre cas on prend $K_{\text{max.j}} = 1.3$

3.1.2. Coefficient d'irrégularité journalière minimum « $K_{\text{min.j}}$ » :

Ce coefficient nous donne combien de fois la consommation journalière minimum est inférieure à la consommation moyenne journalière, dont il varie entre [0.7 à 0.9].

N.B : On prend $K_{\text{min.j}} = 0.85$.

3.1.3. La consommation maximale journalière « Q_{max.j} » :

C'est la consommation maximale d'eau du jour le plus chargé de l'année, elle s'obtient par la formule suivante :

$$Q_{\text{max.j}} = K_{\text{max.j}} * Q_{\text{moy.j}} \dots\dots\dots (m^3/j) \quad \text{(II.3)}$$

Q_{moy.j} : débit moyen journalière.

K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

3.1.4. La consommation minimale journalière « Q_{min.j} » :

C'est la consommation minimale d'eau du jour le moins chargé de l'année, elle s'obtient par la Formule suivante :

$$Q_{\text{min.j}} = K_{\text{min.j}} * Q_{\text{moy.j}} \dots\dots\dots (m^3/j) \quad \text{(II.4)}$$

Avec :

Q_{moy.j} : débit moyen journalière.

K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité minimum journalière.

3.1.5. Récapitulation des variations journalière de la consommation en eau potable :

La consommation moyenne, maximale et minimale journalière sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 10 Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{min.j} ; Q_{moy.j} ; Q_{max.j}

	Q _{moy.j}		K _{max.j}	Q _{max.j}		K _{min.j}	Q _{min.j}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
Totale	19952.78	230.93	1.1	21948.06	254.03	0.7	13966.95	161.65

Le débit maximum journalier Q_{max.j} = 21948.06 m³/j c'est-à-dire Q_{max.j} = 254.03 l/s.

3.2. Variation horaire :

Le long de la journée la consommation est variable d'une heure à l'autre, on s'intéresse à la variation de la consommation durant la journée la plus chargée.

3.2.1. La consommation moyenne horaire « $Q_{\text{moy. h}}$ » :

Ce débit représente la consommation moyenne durant une heure de la journée la plus chargée et il serve comme une base de calcul :

$$\left| Q_{\text{moy. h}} = Q_{\text{max. j}} / 24 \dots \dots m^3/h \right|$$

Avec :

$Q_{\text{max. j}}$: Débit maximum journalière.

$Q_{\text{moy. h}} = 914,503 \text{ m}^3/h$

3.2.2. Calcul des débits horaires :

Pour calculer les débits horaires nous utilisons les données de tableau qui montre la répartition horaires du débit maximum journalière, et cela en fonction du nombre d'habitant donc :

$$\left[Q_h = (P\% * Q_{\text{max. j}}) / 100 \dots \dots m^3/h \right]$$

Avec :

Q_h : débit horaire nécessaire

$P\%$: pourcentage horaire

N.B : étant donné que notre zone d'étude comprend 87806 habitant donc on fait le choix de la répartition variante ente [50000 à 100000].

Les résultats de calcul de la variation de la consommation par heure sont donnés dans le

Tableau suivant :

Tableau 11 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

heures	Consommation maximale journalière 21948,06 m ³ /j		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	3	665,09	3	665,09
1-2	3,2	709,43	6,2	1374,52
2-3	2,5	554,24	8,7	1928,77
3-4	2,6	576,41	11,3	2505,18
4-5	3,5	775,94	14,8	3281,12
5-6	4,1	908,96	18,9	4190,08
6-7	4,5	997,64	23,4	5187,72
7-8	4,9	1086,32	28,3	6274,04
8-9	4,9	1086,32	33,2	7360,36
9-10	4,6	1019,81	37,8	8380,17
10-11	4,8	1064,15	42,6	9444,32
11-12	4,7	1041,98	47,3	10486,30
12-13	4,4	975,47	51,7	11461,76
13-14	4,1	908,96	55,8	12370,72
14-15	4,2	931,13	60	13301,85
15-16	4,4	975,47	64,4	14277,32
16-17	4,3	953,30	68,7	15230,62
17-18	4,1	908,96	72,8	16139,58
18-19	4,5	997,64	77,3	17137,22
19-20	4,5	997,64	81,8	18134,86
20-21	4,5	997,64	86,3	19132,50
21-22	4,8	1064,15	91,1	20196,65
22-23	4,6	1019,81	95,7	21216,46
23-24	3,3	731,60	99	21948,06

D'après le tableau 11 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe **Q max, h= 1086,32m³/h** entre 7h et 9h du matin.
- Un débit minimum **Q min. h=554,24m³/h** entre 2het 3h du matin.

La courbe de la consommation cumulée :

Cette courbe nous donne le volume total destiné à la consommation le long de la journée la plus chargée, il est utile pour le dimensionnement des ouvrages du stockage.

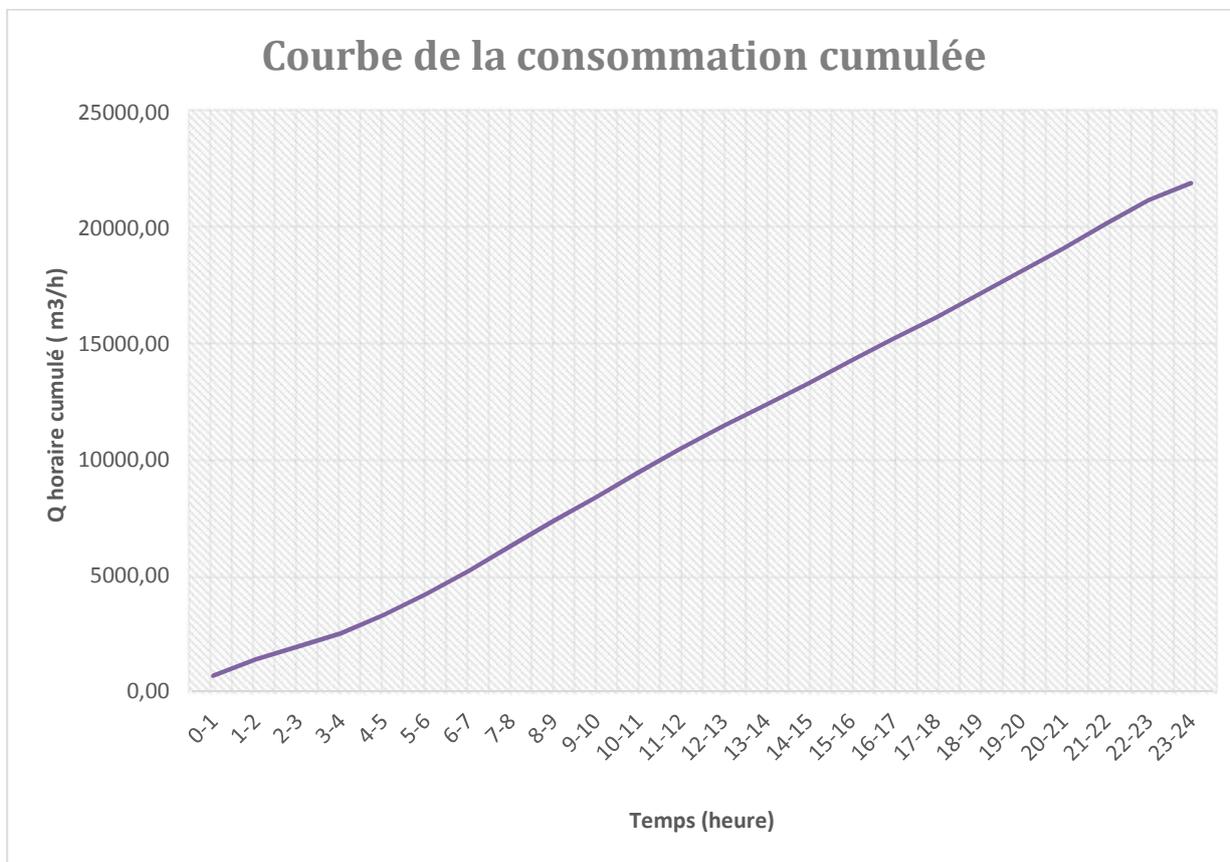


Figure 2 Courbe de la consommation cumulée.

4. Calcul de déficit de consommation

La commune D'Ain Fakroun reconnaît un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2045), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer (déficit) pour la ville d'Ain Fakroun.

Tableau 12 Tableau des déficits à combler à l'an 2045

Localité	Besoins en eau à l'an 2045 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
Ain Fakroun	21948.06	9136.86	12811.2

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2045, est de 12811.2 m³/j, L'histogramme ci-dessous représente la répartition de déficit à combler.

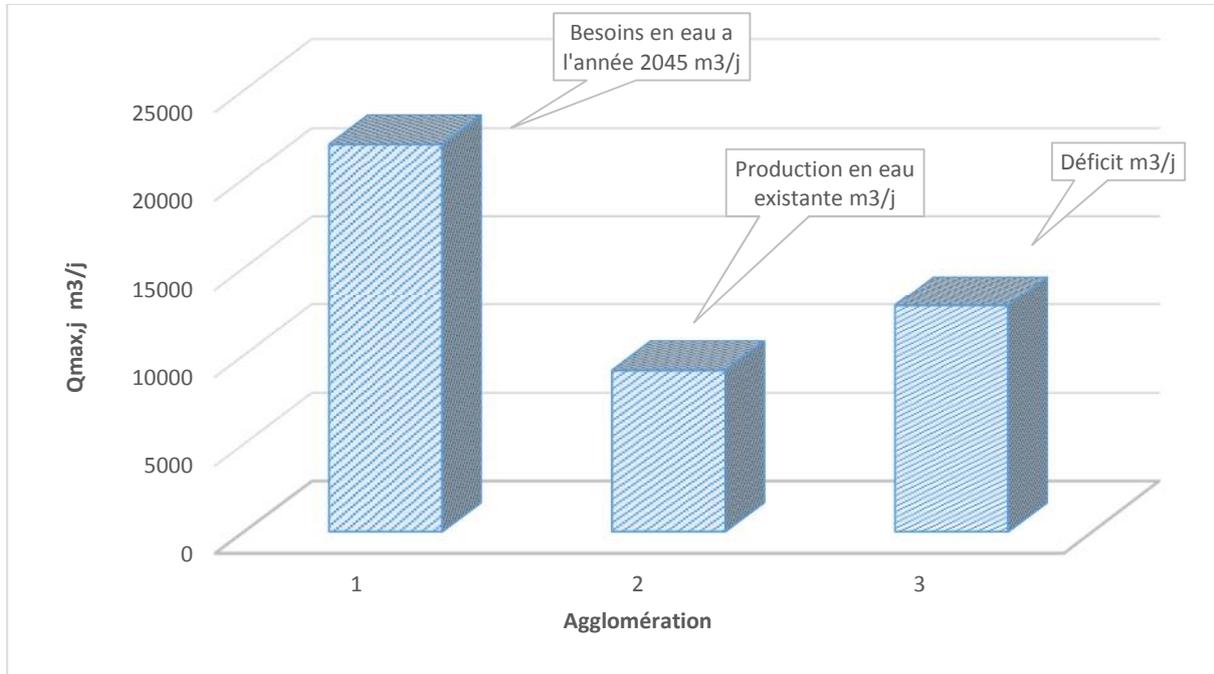


Figure 3 déficits à combler à l'horizon 2045 de AIN FAKROUN.

Conclusion

Le débit total d'exploitation des forages de la commune est de 9136.86m³/j, débit très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2045) qui sont de 21948.06m³/j. Par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque, qui est de 12811.2 m³/j.

Chapitre III

Calcul

D'adduction

Chapitre III : Calcul d'Adduction

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau à partir du barrage OURKIS vers la commune de Ain Fakroun afin de satisfaire les besoins en eau potable de la commune, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico- économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

1. Type d'adduction [2]

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

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

1.1. Adduction gravitaire :

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

1.2. Adduction par refoulement :

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

1.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

2. Adduction et type d'écoulement [1]

On distingue deux types d'écoulement :

2.1. Écoulement à surface libre :

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

2.2. Écoulement en charge

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

3. Critères de choix de tracé [2]

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

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

- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

4. Critères de choix des conduites

Les critères retenus pour l'aide au choix du matériau sont les suivants :

- ✓ Les pertes de charge, dans le but d'une maîtrise de la consommation d'énergie.
- ✓ La résistance aux pressions transitoires et la tenue au vide. La tenue au vide est notamment importante en cas d'arrêt intempestif de pompe ou de fermeture instantanée de vannes avec mauvais fonctionnement de ventouses.
- ✓ La protection contre la corrosion, coûteuse selon les conduites, difficile en l'absence d'alimentation électrique.
- ✓ La facilité d'installation, notamment le transport des tuyaux, leur pose et l'exécution des joints.
- ✓ L'épreuve hydraulique, notamment l'essai par tronçon en cours de pose. Nous excluons l'essai à l'air compte tenu du danger qu'il représente pour le personnel de surveillance.
- ✓ Le caractère éprouvé de la solution.
- ✓ L'approche financière n'est pas abordée car il est très difficile de connaître précisément le cout réel de la fourniture des conduites. Les paramètres étudiés permettent néanmoins d'approcher de manière qualitative l'aspect financier.

5. Choix du matériau de la conduite [1]

Le choix du matériau pour les conduites représente une des options fondamentales du projet. Dans le cas particulier de la présente adduction, où la fiabilité doit être une composante primordiale du choix vu les dommages et les désagréments à causer pour effectuer une réparation, il y a lieu d'être particulièrement vigilant lors du choix du matériau des conduites à mettre en place.

Les conduites adoptées doivent :

- ✓ Pouvoir être disponibles. L'offre devra comporter un engagement ferme du fabricant (pas seulement de l'entreprise) à livrer les quantités nécessaires de tuyaux et de pièces spéciales dans la plage de temps de réalisation du projet.

- ✓ Convenir au transport terrestre. Elles doivent notamment pouvoir subir des tassements, des frottements et des chocs sur des ponts de camions sans dommage à la structure ou au revêtement.
- ✓ Avoir une surface intérieure durablement lisse. Une dégradation de cette surface, par exemple par tuberculinations du revêtement intérieur due à la corrosion du matériau sous-jacent, aurait pour effets une augmentation de la consommation d'énergie pour le pompage et une diminution à terme du débit nominal du système.
- ✓ Résister aux sols agressifs, salins ou gypseux. Une corrosion du matériau réduirait sa résistance à la pression et entraînerait des fuites ou des éclatements de conduites.
- ✓ Nécessiter un entretien minime sur une longue période, afin d'assurer une disponibilité maximale et des coûts d'exploitation raisonnables.

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

Fonte :

La fonte est caractérisée par la présence de graphite à l'état sphéroïdal, qui lui confère de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance élevée, flexibilité), La résistance à la corrosion est supérieure à celle de l'acier.

Les tuyaux en fonte ductile étant moins déformables que les tuyaux en acier, notamment en ce qui concerne l'ovalisation, le raccordement par emboîtement avec joint en élastomère ne soulève pas de problème particulier à court ou long terme. Il permet une pose aisée et rapide des tuyaux, avec une bonne fiabilité dans le temps.

Ces conduites sont en pression standard jusqu'à 25 bars dans la classe de diamètres considérée.

Les pertes de charge sont faibles à l'état neuf.

En cas de vide intérieur en régime transitoire, il y a de forts risques d'aspiration des joints pouvant nécessiter des réparations coûteuses.

Le revêtement intérieur, généralement un mortier de ciment centrifugé, est adapté à la qualité de l'eau.

Le revêtement extérieur de base consiste en une couche métallique zinc ou zinc-aluminium ; il est revêtu d'une couche de finition à base de bitume ou d'époxy. Ce revêtement peut être renforcé par une manche en polyéthylène basse densité en cas de pose dans un sol corrosif.

La protection contre la corrosion est nécessaire. Cette protection doit normalement être déterminée sur la base d'une étude de corrosivité des sols. En sols agressifs secs, les tuyaux doivent être revêtus sur site d'une manche en polyéthylène étanchée aux joints. En sols très agressifs ou agressifs humides, les tuyaux doivent être revêtus en usine de polymères extrudés et manipulés avec précautions.

La pose est facile.

Acier :

Les conduites en acier sont courantes en Algérie, vu son activité pétrolière. Elles doivent être soigneusement protégées contre la corrosion, à l'intérieur (pour l'eau potable : ciment ou époxy) comme à l'extérieur (de nos jours, l'ancien revêtement "type C" est souvent remplacé par les fabricants par un "époxy + polyéthylène" ou un "époxy + polypropylène").

Ces conduites sont en pression standard jusqu'à plus de 25 bar.

Le revêtement anticorrosion doit être soigneusement rétabli sur chaque joint soudé après meulage et contrôle de la soudure. Cette intervention, essentielle pour la tenue à terme de l'ouvrage, se fera dans des conditions particulièrement pénibles compte tenu de la température devra être supervisée avec attention.

La protection contre la corrosion est nécessaire. Elle doit être plus soignée que pour des conduites en fonte. La protection cathodique et la plus couramment utilisée et doit normalement être déterminée sur la base d'une étude de corrosivité des sols.

La pose est facile mais l'exécution des soudures sur site nécessite des contrôles soigneux à exécuter dans des conditions pénibles

Conduites en béton

Ces conduites sont en pression standard jusqu'à 16 bars. Elle présente des avantages très spécifiques :

- ✓ les tuyaux sont très robustes et ont peu de chance d'être abîmés pendant le transport (pas de revêtement protecteur qui risque d'être déchiré ou poinçonné), d'où une quasi assurance de durabilité sur le long terme ;

- ✓ la pose dans un sol agressif est facile à résoudre (il suffit de choisir la bonne qualité de ciment) ;
- ✓ enfin, contrairement aux autres tuyaux, ils sont constitués uniquement de matériaux courants : du béton, des fers à béton et de la tôle d'acier ordinaire.

Les pertes de charge sont généralement plus élevées qu'avec les autres types de tuyaux à cause de la difficulté à assurer un diamètre régulier en cas de fabrication centrifugée. Une meilleure qualité peut être obtenue par moulage, avec des cadences de fabrication plus faibles et un coût plus élevé.

En cas de vide intérieur en régime transitoire, il y a de forts risques de dégradation du revêtement intérieur. En cas de fortes variations de la pression intérieure, il y a un risque de fissuration du béton d'habillage extérieur. Ce risque est particulièrement important en relation avec la perspective de l'exploitation cyclique d'une conduite sur deux pendant les premières années d'exploitation.

La pose est plus difficile qu'avec les autres types de tuyaux à cause des plus grandes masses à manipuler sur site. De plus, ces tuyaux sont sensibles aux chocs pendant le transport.

Les conduites en béton à âme en tôle à joints soudés ont les mêmes avantages et inconvénients particuliers que les conduites en acier soudé en matière de butées et de joints de dilatation.

Poléthylène haute densité

Les tuyaux en PEHD ("Polyéthylène haute densité") se présentent sous la forme de tubes unis, reliés entre eux soit par soudage au bout à bout ou par des manchons électrosoudables.

Ces conduites sont en pression standard jusqu'à 20 bars dans les classes de diamètres considérées.

Les pertes de charge sont durablement faibles $D \leq 200$ mm, $\Delta h = 0.01$ mm et $D > 200$ mm, $\Delta h = 0.02$ mm.

Le matériau est insensible à la corrosion. Il n'est pas nécessaire de faire une étude de corrosivité des sols.

Les tuyaux sont légers et peuvent être manipulés avec de petits engins. Le lit de pose doit être plus soigné qu'avec la fonte, l'acier ou le béton.

Remarque

Ont été écartés les matériaux suivants :

- ✓ le PVC, dont la résistance diminue au fil des années d'autant plus vite que les contraintes auxquelles sont soumis sont importantes et surtout si la variation de températures est grande. Le PVC, de plus, résiste mal à l'écrasement ;
- ✓ le béton précontraint (tuyaux avec ou sans âme en tôle), parce que le relâchement inéluctable de la précontrainte (relaxation des aciers) diminue au fil des années la résistance mécanique des tuyaux (que ces derniers soient munis d'une âme en tôle ou non), et surtout en présence de terrains salins ou gypseux).

6. Synthèse de l'analyse des matériaux de conduites

Les tableaux ci-après résument l'analyse ci-dessus :

Tableau 1 Synthèse des paramètres examinés

Critères	Pertes de charge	Pression	Protection corrosion	Facilité de pose	Solution éprouvée	Production nationale
Fonte	+	-	-	+	+	-
Acier	+	-	-	+	+	+
Béton	-	-	-	-	+	+
PEHD	+	+	+	+	+	+

Conclusion :

D'après l'analyse des matériaux de conduite on a choisi des conduites en PEHD vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain.

7. Comportement d'une adduction

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

A. Cas de surpression :

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

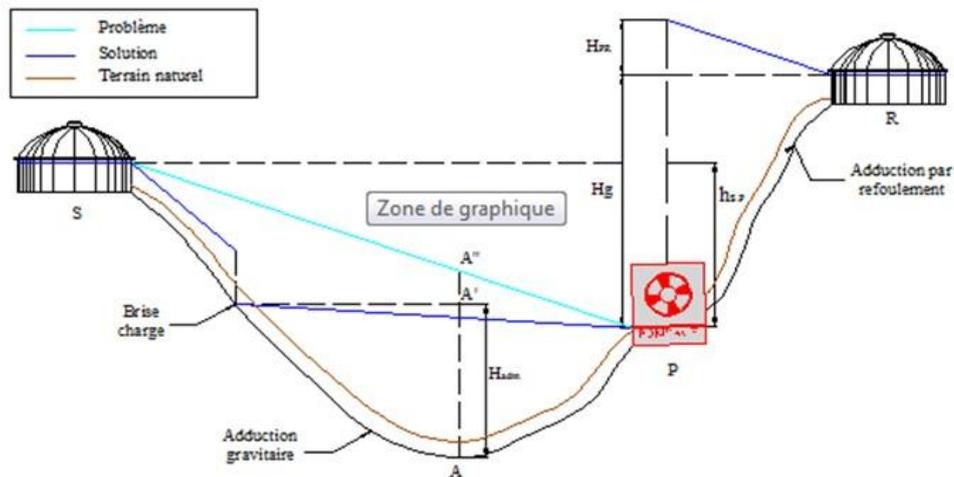


Figure 1 Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

B. Cas de dépression :

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

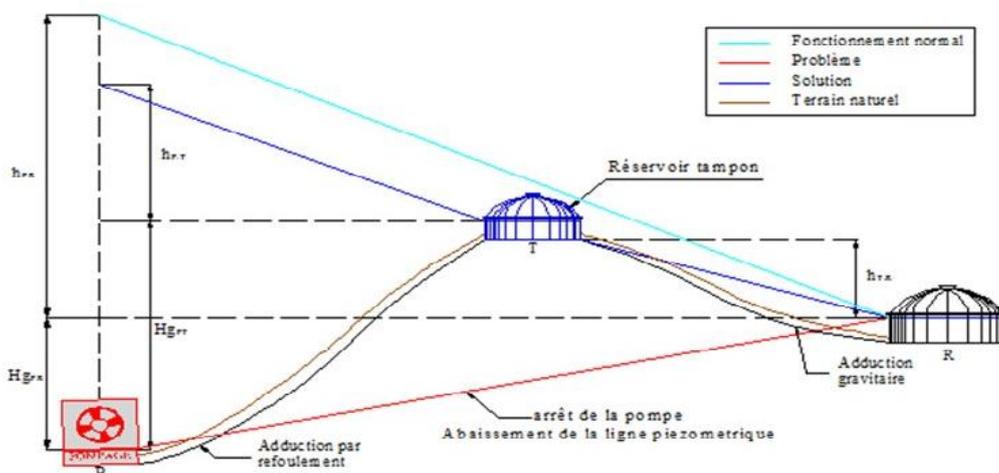


Figure 2 Problème d'écroulement (implosion de la conduite)

8. Calcul hydraulique [2] [3]

8.1. Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad \text{(III.1)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_\varepsilon}$$

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_ε} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau III.1

Tableau 2 Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.2})$$

On opte pour des conduite en PEHD et on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$

8.2. Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{III.3})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{III.4})$$

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

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

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

8.2.1. Méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

A. Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.5})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 8\%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0888$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, D_n).

B. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

8.2.2. Caractéristiques de l'adduction

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.6})$$

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

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

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III.7})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{4,772}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{III.8})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III.9})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III.10})$$

Remarque :

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, ou l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendante du nombre de Reynolds (Formule de Nikuradzé, voire annexe 2) $\lambda = f(\epsilon/D)$.

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.
0.03 mm pour les conduites en fonte ductile.

0,01 mm pour les conduites en PEHD.

Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{(III.11)}$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (75 %).

Energie consommée par le pompage

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

$$E = P * t * 365 \quad \text{(III.12)}$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \quad \text{(III.13)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kwh) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau 3)

Tableau 3 Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	1.6147
Heures de pointes	17 à 21 h	4	7.2668
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,8533

Source. SONALGAZ d'Oum EL Bouaghi.

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0.8533 * 7,5 + 1.6147 * 11 + 7.2668 * 1,5}{20} \Rightarrow \mathcal{E} = \mathbf{1,753 \text{ DA}}$$

Remarque :

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2045 est de 12811.2 m³/j, et car le de fonctionnement des stations de pompage et de 20h/24 heures donc on a

$$Q_{\text{dim}} = \mathbf{178 \text{ l/s.}}$$

9. Proposition de variantes

Localisation de la station de traitement (projetée) :

La station de traitement sera située au côté droit de barrage (côté droit CW03 projetée).

La configuration générale du site présente à droite du barrage un talweg assez large et plat qui s'étend en rive droit de la route CW03. cette cuvette à fond relativement plate est d'une superficie suffisante pour la station de traitement (superficie d'environ 2 ha). Elle est située à une cote de 962 à 965 m NGA. Il n'existe pas d'autre site d'implantation possible. (Voir la figure 3, page 48)

L'avantage de ce site contient une ligne électrique ; et le plus proche au barrage.

9.1.Variante N°1 :

Dans cette variante on va opter pour une adduction mixte, c'est-à-dire que le projet se compose d'un tronçon en refoulement suivie d'un autre gravitaire.

Cette variante se caractérise par la Création d'une station de pompage à proximité de la station de traitement à la cote 962 m NGA pour refoulé l'eau traitées jusqu'au réservoir tampon (RTP) projeté calé à la cote 1050 m NGA. Dans longueur de 707.32 ml.

Depuis le réservoir tampon (RTP) Alimentation est gravitaire jusqu'au réservoir de distribution semi en terre (El faroukh) existent de capacité 1000 m³ calé à la cote 984.68m NGA (Voir la figure 3, page 48).

9.2.Variante N°2 :

Cette variante est semblable à la variante précédente ; mais la différence entre les deux c'est le site de réservoir tampon (RTP) projeté calé à la cote 1030 m NGA. Et la longueur de refoulement depuis la station de pompage à proximité de la station de traitement jusqu'un réservoir tampon (RTP) est de 5000ml.

Depuis le réservoir tampon (RTP) Alimentation est gravitaire jusqu'au réservoir de distribution semi en terre (El faroukh) existent de capacité 1000 m³ calé à la cote 984.68m NGA (Voir la figure 3, page 48).

Remarque

Avant la station de traitement il existe un tronçon commun entre les deux variantes précédentes, ce tronçon se caractérise par la Création d'une station de pompage intermédiaire entre le barrage et la station de traitement, à hauteur variable. Dans longueur de 1000 ml.

10. Analyse des variantes

La différence entre les deux variantes c'est le site de réservoir tampon, le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes.

Remarque :

Vu la nécessité de la détermination des frais totaux d'exploitation et d'amortissement, on est obligé de dimensionner selon les deux variantes.

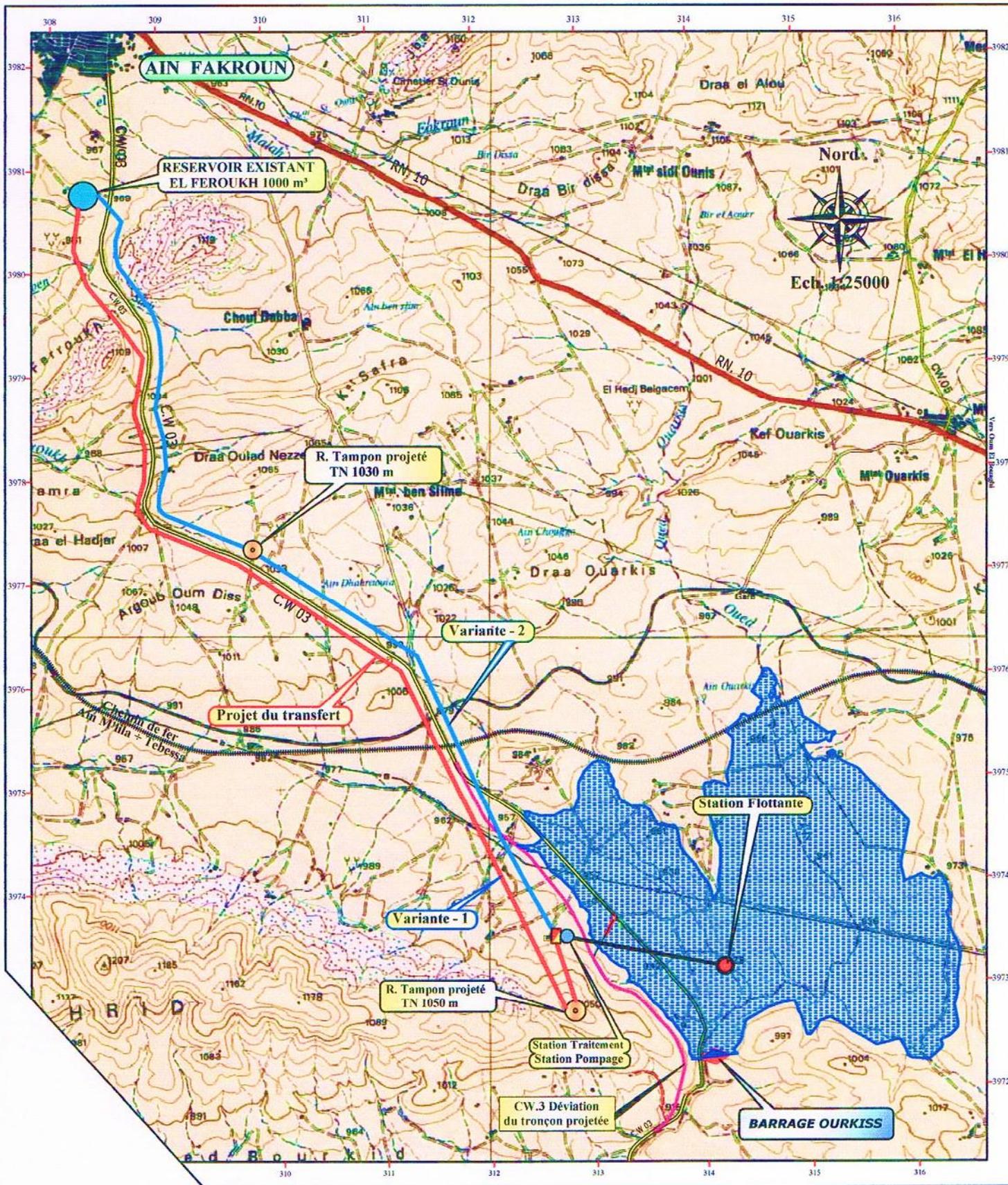


Figure 3 Plan de situation du trace de l'adduction de transfert Ourkiss vers Ain Fakroun.

11. Dimensionnement de l'adduction

11.1. Avant la station de traitement (SPF vers la Station de traitement)

Ce tronçon relie la station de pompage SPF et la station de traitement, il s'étale sur une longueur de 1000m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

La station de pompage flottante (SPF) monte et décent avec le niveau d'eau donc on a :

- ✓ Une dénivelée entre la station de pompage (niveau inférieur de prise 932 m) et la station de traitement (962 m) égale à 30 m.
- ✓ Une dénivelée entre la station de pompage (niveau supérieur de prise 946.6 m) et la station de traitement (962 m) égale à 15.4 m.

Donc $H_g = \text{côte station de traitement} - \text{Côte station de pompage (niveau inférieur de prise)}$

$$H_g = 962 - 932 = 30 \text{ m}$$

Avec une rugosité nominale $\varepsilon = 0,01 \text{ mm}$. TUBE PEHD EAU POTABLE PN10.

- **calcul des diamètres économique**

Le calcul de diamètre économique s'établit comme suit :

Ourkis vers la station de traitement : l'application de la formule de Bonin

$$D_{ec} = (0.178)^{0.5} = 420 \text{ mm}$$

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

Tableau 4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

D(mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg(m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT(m)
125	0,1779	14,499	0,012	1000	623,211	685,532	30	715,532
160	0,1779	8,850	0,011	1000	183,369	201,706	30	231,706
200	0,1779	5,664	0,011	1000	60,735	66,808	30	96,808
250	0,1779	3,625	0,010	1000	20,132	22,145	30	52,145
315	0,1779	2,283	0,010	1000	6,420	7,063	30	37,063
400	0,1779	1,416	0,010	1000	1,972	2,169	30	32,169
500	0,1779	0,906	0,009	1000	0,655	0,721	30	30,721

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 5.

Tableau 5 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DZD)	Consommation Annuelle(Kwh)	Dépenses annuelles TTC (DZD)
125	0,1779	715,532	1665,307	1,753	12156742,38	24933600,20
160	0,1779	231,706	539,264	1,753	3936628,68	8074064,80
200	0,1779	96,808	225,308	1,753	1644748,65	3373395,93
250	0,1779	52,145	121,361	1,753	885938,86	1817069,46
315	0,1779	37,063	86,258	1,753	629684,61	1291489,44
400	0,1779	32,169	74,869	1,753	546546,80	1120972,95
500	0,1779	30,721	71,498	1,753	521937,33	1070498,68

• **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau 6 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D(mm)	PrixMI (DZD)	Lg (m)	PRIX (DZD)	Annuité(DA)	Investissements(DZD)
125	738,42	1000	738420,00	0,0888	65571,70
160	1 209,53	1000	1209530,00	0,0888	107406,26
200	1 892,38	1000	1892380,00	0,0888	168043,34
250	2 937,81	1000	2937810,00	0,0888	260877,53
315	4 684,62	1000	4684620,00	0,0888	415994,26
400	7 516,57	1000	7516570,00	0,0888	667471,42
500	11 724,79	1000	11724790,00	0,0888	1041161,35

Prix ML (voir l'annexe N° III.1)

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau 7 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	Exploitation(MillionDA)	Investissements (Million DZD)	Totale(Million DZD)
125	24933600,20	65571,70	24999171,89
160	8074064,80	107406,26	8181471,06
200	3373395,93	168043,34	3541439,28
250	1817069,46	260877,53	2077946,99
315	1291489,44	415994,26	1707483,69
400	1120972,95	667471,42	1788444,37
500	1070498,68	1041161,35	2111660,03

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

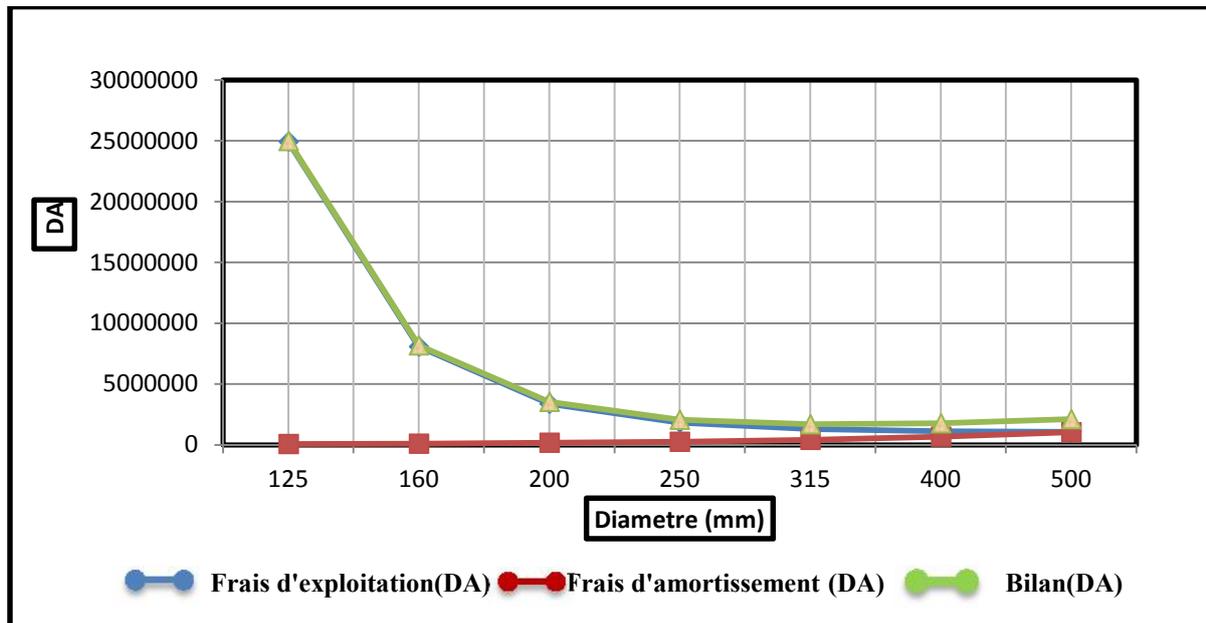


Figure 4 Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.

Interprétation de la figure 12 :

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 315 mm

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0178}{\pi \times 0315^2} = 2,28 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible donc on a : **Dec = 315mm**

11.2. Après la station de traitement

11.2.1. Dimensionnement de la première variante

A. Partie refoulement (SP1 vers la Réservoir tampon)

Ce tronçon relie la station de pompage SP1 et le réservoir tampon, il s'étale sur une longueur de 707.32m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique. On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Notre station de pompage est installée en charge c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction, en effet grâce à cette idée les dimensions du réservoir d'air (anti-bélier) vont être considérablement réduites et ainsi l'adduction va être bien plus protégée.

Donc $H_g = \text{Côte réservoir tampon} - \text{Côte station de pompage}$

$$H_g = 1050 - 962 = 88 \text{ m}$$

Rugosité nominale $\epsilon = 0,01 \text{ mm}$. TUBE PEHD EAU POTABLE PN16.

- **calcul des diamètres économique**

Le calcul de diamètre économique s'établit comme suit :

L'application de la formule de Bonin $D_{ec} = (0.178)^{0.5} = 420 \text{ mm}$

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

Tableau 8 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

D (mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
125	0,1779	14,499	0,012	707,32	440,810	484,891	88	572,891
160	0,1779	8,850	0,011	707,32	129,700	142,670	88	230,670
200	0,1779	5,664	0,011	707,32	42,959	47,255	88	135,255
250	0,1779	3,625	0,010	707,32	14,240	15,664	88	103,664
315	0,1779	2,283	0,010	707,32	4,541	4,995	88	92,995
400	0,1779	1,416	0,010	707,32	1,395	1,534	88	89,534
500	0,1779	0,906	0,009	707,32	0,463	0,510	88	88,510

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 9

Tableau 9 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D(mm)	Q(m ³ /s)	HMT(m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DZD)	Consommation Annuelle(Kwh)	Dépenses annuelles (DZD)
125	0,1779	572,891	1333,328	1,753	9733291,76	19963078,72
160	0,1779	230,670	536,855	1,753	3919040,93	8037992,14
200	0,1779	135,255	314,787	1,753	2297948,35	4713115,04
250	0,1779	103,664	241,264	1,753	1761227,01	3612294,20
315	0,1779	92,995	216,435	1,753	1579973,25	3240540,94
400	0,1779	89,534	208,379	1,753	1521168,21	3119931,22
500	0,1779	88,510	205,995	1,753	1503761,44	3084229,76

• **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau 10 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (mm)	Prix Ml (DZD)	Lg (m)	PRIX (DZD)	Annuité (DA)	Investissements (DZD)
125	1 093,08	707,32	773160,32	0,0888	68656,64
160	1 786,51	707,32	1263632,91	0,0888	112210,60
200	2 805,48	707,32	1984375,30	0,0888	176212,53
250	4 340,56	707,32	3070164,62	0,0888	272630,62
315	6 881,37	707,32	4867328,29	0,0888	432218,75
400	11 116,05	707,32	7862606,61	0,0888	698199,47
500	17 335,76	707,32	12261930,68	0,0888	1088859,44

Prix ML (voir l'annexe N° III.2)

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau 11 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D(mm)	exploitation Million(DA)	Investissements (Million DZD)	Totale (Million DZD)
125	19963078,72	68656,64	20031735,36
160	8037992,14	112210,60	8150202,74
200	4713115,04	176212,53	4889327,57
250	3612294,20	272630,62	3884924,82
315	3240540,94	432218,75	3672759,69
400	3119931,22	698199,47	3818130,69
500	3084229,76	1088859,44	4173089,20

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

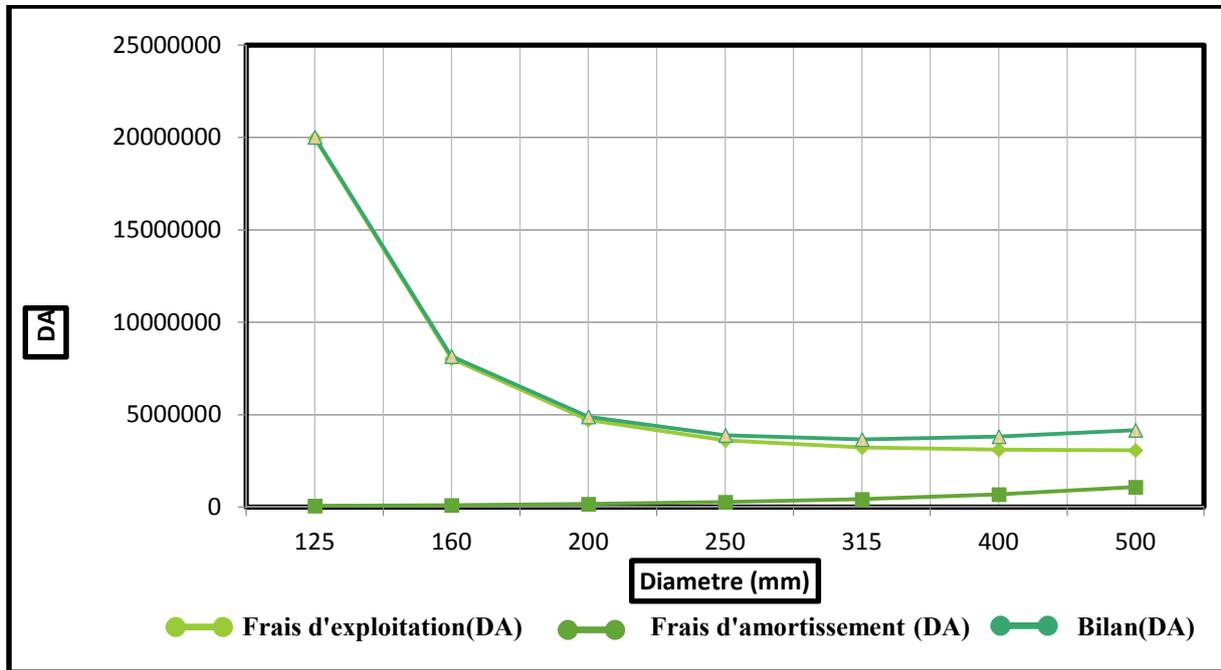


Figure 5 Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.

Interprétation de la figure 13 : Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 315 mm.

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.178}{\pi \times 0.315^2} = 2,28 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible donc on a Dec = **315mm**.

B. Partie gravitaire (Réservoir tampon vers Réservoir Existant -El Feroukh-).

Ce tronçon relie le réservoir de relais (réservoir tampon) qui est situé à une cote de 1050m NGA et un autre réservoir de distribution situé à 2Km au sud de la ville de AIN FAKROUN qui sera projeté à une cote de 984.68m NGA.

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écroulement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Telle que $H_d = 1050 - 984.68 = 65.32\text{m}$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (IV.2) :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 \times 1,1 \times (11000 \times 0,148^2)}{65,32}} = 0,3187\text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 319mm mais il faut le normaliser, mais avant on va vérifier est ce que la ligne de charge engendrée par le diamètre unique et qui est une ligne droite reliant les deux réservoirs, va-t-elle écrêter le terrain naturel.

Après vérification, on remarque que le risque d'écrêtement du terrain naturel par la ligne de charge est nul, donc on va normaliser cette adduction de sorte à assurer sa protection et longévité dans le temps.

Pour ceci on préconise :

- Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 319mm, il est compris entre les diamètres normalisés 315mm et 250mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø315 et Ø250.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

AN :

$$\Delta H = 0,001052 \times 0,148^2 \times \left(\frac{x}{0,315^{4.772}} + \frac{l-x}{0,250^{4.772}} \right)$$

Et on a :

$$\Delta H = 65.32\text{ m}$$

Mais aussi : $l_t = l_1 + l_2 = 11000$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve : $x = 10781,15\text{ m}$.

Alors on va avoir un Ø315 sur une longueur de 10781,15 m suivi de Ø400 sur une longueur de 218.85 mm, et puisque la charge disponible égale 65.32m on prend TUBE PEHD EAU POTABLE PN16.

11.2.2. Dimensionnement de la deuxième variante

A. Partie refoulement (SP1 vers la Réservoir tampon)

Ce tronçon relie la station de pompage SP1 et le réservoir tampon, il s'étale sur une longueur de 5000m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique. On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Donc $H_g = \text{Côte réservoir tampon} - \text{Côte station de pompage}$

$$H_g = 1030 - 962 = 68 \text{ m}$$

Rugosité nominale $\varepsilon = 0,01 \text{ mm}$. TUBE PEHD EAU POTABLE PN16.

- **calcul des diamètres économique**

Le calcul de diamètre économique s'établit comme suit :

l'application de la formule de Bonin $Dec = (Q)^{0,5} = (0.178)^{0,5} = 420 \text{ mm}$

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres.

Tableau 12 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

D(mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	Lg (m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
125	0,1779	14,499	0,012	5000	3116,056	3427,662	68	3495,662
160	0,1779	8,850	0,011	5000	916,844	1008,528	68	1076,528
200	0,1779	5,664	0,011	5000	303,673	334,040	68	402,040
250	0,1779	3,625	0,010	5000	100,661	110,727	68	178,727
315	0,1779	2,283	0,010	5000	32,102	35,313	68	103,313
400	0,1779	1,416	0,010	5000	9,860	10,846	68	78,846
500	0,1779	0,906	0,009	5000	3,276	3,603	68	71,603

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 13

Tableau 13 Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DZD)	Consommation Annuelle (Kwh)	Dépenses Annuelles (DZD)
125	0,1779	3495,662	8135,692	1,753	59390549,44	121810610,80
160	0,1779	1076,528	2505,477	1,753	18289980,93	37512933,80
200	0,1779	402,040	935,696	1,753	6830580,77	14009589,47
250	0,1779	178,727	415,963	1,753	3036531,82	6227957,13
315	0,1779	103,313	240,447	1,753	1755260,57	3600056,99
400	0,1779	78,846	183,503	1,753	1339571,52	2747474,58
500	0,1779	71,603	166,647	1,753	1216524,15	2495103,20

- **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau 14 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (mm)	Prix MI (DZD)	Lg (m)	PRIX (DZD)	Annuité (DA)	Investissements (DZD)
125	1093,0842	5000	5465421,0	0,0888	485329,38
160	1786,5081	5000	8932540,5	0,0888	793209,60
200	2805,4845	5000	14027422,5	0,0888	1245635,12
250	4340,5596	5000	21702798,0	0,0888	1927208,46
315	6881,3667	5000	34406833,5	0,0888	3055326,81
400	11116,053	5000	55580265,0	0,0888	4935527,53
500	17335,7613	5000	86678806,5	0,0888	7697078,02

Prix ML (voir l'annexe N° III.2)

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau 15 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	exploitation Million(DA)	Investissements (Million DZD)	Totale (Million DZD)
125	121810610,80	485329,38	122295940,2
160	37512933,80	793209,60	38306143,4
200	14009589,47	1245635,12	15255224,59
250	6227957,13	1927208,46	8155165,59
315	3600056,99	3055326,81	6655383,81
400	2747474,58	4935527,53	7683002,11
500	2495103,20	7697078,02	10192181,22

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

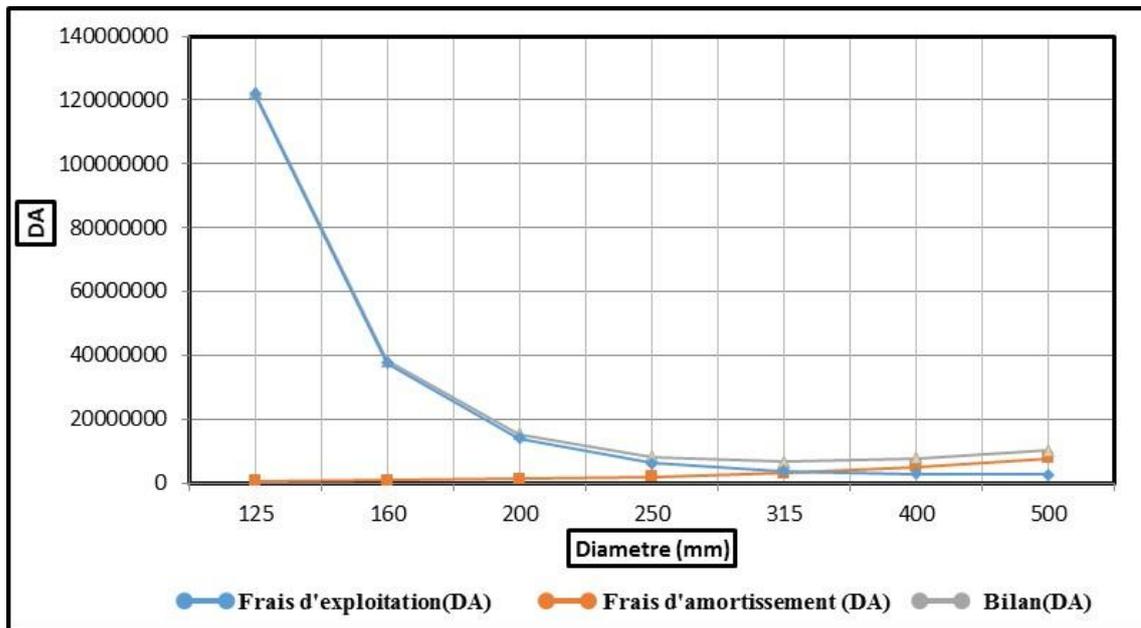


Figure 6 Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

Interprétation de la figure 14 :

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 315mm.

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.178}{\pi \times 0.315^2} = 2,28 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible donc on a **Dec = 315mm**

B. Partie gravitaire (Réservoir tampon vers Réservoir Existant -El Feroukh-).

Ce tronçon relie le réservoir de relais (réservoir tampon) qui est situé à a une côte de 1030m NGA et un autre réservoir de distribution situé à 2Km au sud de la ville de AIN FAKROUN qui sera projeté a une cote de 984.68m NGA.

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Telle que $H_d = 1030 - 984.68 = 45.32\text{m}$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (IV.2) :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 \times 1,1 \times (5759 \times 0,148^2)}{45,32}} = 0,30045 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 300mm mais il faut le normaliser, mais avant on va vérifier est ce que la ligne de charge engendrée par le diamètre unique et qui est une ligne droite reliant les deux réservoirs, va-t-elle écrêter le terrain naturel.

Après vérification, on remarque que le risque d'écrêtement du terrain naturel par la ligne de charge est nul, donc on va normaliser cette adduction de sorte à assurer sa protection et longévité dans le temps.

Pour ceci on préconise :

- Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 300mm, il est compris entre les diamètres normalisés 315mm et 250mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø315 et Ø250.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

AN :

$$\Delta H = 0,001052 \times 0,148^2 \times \left(\frac{x}{0,315^5} + \frac{l-x}{0,25^5} \right)$$

Et on a :

$$\Delta H = 45,32 \text{ m}$$

Mais aussi :

$$l_t = l_1 + l_2 = 5759\text{m}$$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 4676,62 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø315 sur une longueur de 4676,62 m suivi de Ø250 sur une longueur de 1082.38 m. et puisque la charge disponible égale 65.32m en prend TUBE PEHD EAU POTABLE PN16.

Comparaison des Variantes (par frais d'investissement-exploitation) :

On essaie de faire une comparaison (Tableau N°16) pour choisir l'une des deux variantes.

Tableau 16 Comparaison des deux variantes

	Variante N°1		Variante N°2	
Débit en tête (m ³ /s)	0.178		0.178	
Diamètre économique (mm)	315		315	
Longueur (m)	707		5000	
Diamètre avantageux (mm)	315	400	315	250
Longueur (m)	10781	219	4676	1082
Hmt de la station de pompage (m)	92.24		113,3	
Puissance (Kwh)	1579973,25		1755260,57	
Coûts (exploitation-investissement)	3672759.69 DA		6655383.81 DA	

Donc à première vue, On remarque que la variante N°1 est nettement plus économique que la variante N°2, en effet dans la variante N°2 le diamètre économique Dec =315mm s'étale sur une longueur de 5 Km,

Et suite du diamètre avantageux dont la longueur est de 5.759 Km alors que dans la Variante N°1 le diamètre économique Dec=315 mm s'étale sur une longueur de 0,6km et suite du diamètre avantageux dont la longueur est de 11 Km, donc on déduit que la variante la plus économique est la 1ere variante.

Tableau 17 Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction retenue (variante 01)

	Avant la station de traitement	Après la station de traitement		
	Barrage (SPF) - station De traitement	Station de pompage (SP1) – Réservoir tampon	Réservoir tampon – Réservoir Existant (El Feroukh 1000m ³)	
Débit (m ³ /s)	0.178	0.178	0.148	0.148
Type d'écoulement	(refoulement)	(refoulement)	en charge (gravitaire)	en charge (gravitaire)
Longueur (m)	1000	707.32	10781	219
Diamètre (mm)	315	315	315	400
Vitesses (m/s)	2,28	2,28	1.89	1.18

Conclusion

Le calcul de l'adduction a été de la façon la plus économique et techniques possibles afin d'avoir le coup minimale tout en respectant les consigne de sécurité de longévité de l'adduction.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : L'adduction sera composée d'une partie de refoulement de 1707m de longueur, constituée de deux stations de pompage. La première conduite de refoulement à une longueur de 1000 m et un diamètre de 315 mm, la deuxième à une longueur de 707 m et un diamètre de 315 mm, et d'une partie gravitaire de 11000 m de longueur avec deux diamètres.

Chapitre IV
Etude
Des Réservoirs

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- ✓ Une régularité dans le fonctionnement du pompage.
- ✓ Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- ✓ pour combattre efficacement les incendies.
- ✓ Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires

1. Classification des réservoirs [4]

a) Types de réservoirs :

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

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

b) De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer.
- ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

c) Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ✓ Les facteurs économiques.
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau.
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

d) Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- ✓ Rectangulaire ou carrée.
- ✓ Circulaire.

2. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- ✓ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- ✓ Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- ✓ L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- ✓ L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés

3. Fonctions des réservoirs :

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

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

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

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

4. Prescriptions sanitaires :

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

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

5. Équipement du réservoir : [2]

Le réservoir doit être équipé :

- ✓ une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- ✓ une conduite de départ ou de distribution.
- ✓ une conduite de vidange.
- ✓ une conduite de trop-plein.
- ✓ système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- ✓ Conduit by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

5.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

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

5.2. Conduite de départ ou de distribution :

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

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

5.3. Conduite du trop-plein :

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

5.4. Conduite de vidange :

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

5.5. Conduit by-pass :

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

5.6. Les joints d'étanchéité :

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

6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

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

On a deux systèmes :

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

7. Hygiène et sécurité :

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

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

8. Capacité des réservoirs

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

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

9. Principe de calcul

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

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

9.1. La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max j}}{100} \text{ m}^3 \quad (\text{IV-1})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3)

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

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (IV-2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60m^3/h$ (c'est un volume minimum) ;

9.2. Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad \%$$

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

$$V_r = \frac{R_{max} \cdot Q_{moyj}}{100} \quad m^3$$

Dont le volume total sera :

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

10. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

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

✓ Les bâches de reprises :

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

✓ **Les Réservoirs tampons :** Les réservoirs tampons sont des réservoirs généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.

✓ **Réservoirs terminaux :**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

10.1. Dimensionnement de la Bâches de reprise de station de pompage (SP1)

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à une demi-heure (30min).

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{t \cdot Q_{\text{maxj}}}{20} \quad \text{m}^3$$

Avec

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total.

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,5\text{h}$)

Calcul le volume utile du Bâche de reprise :

$$V_{\text{bache}} = \frac{05 \cdot 128112}{20} \quad \longrightarrow \quad V_U = 320.28 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 400m^3 .

10.2. Dimensionnement du Réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du bassin d'équilibre (Réservoir de régulation).

• **Estimation de la capacité du réservoir tampon :**

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

$$\text{La capacité totale du réservoir sera : } V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$$

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et Soit T le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dès l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de m'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

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

Et le volume dV du réservoir sera :

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

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

Donc le volume du réservoir est fonction direct du temps de fermeture du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

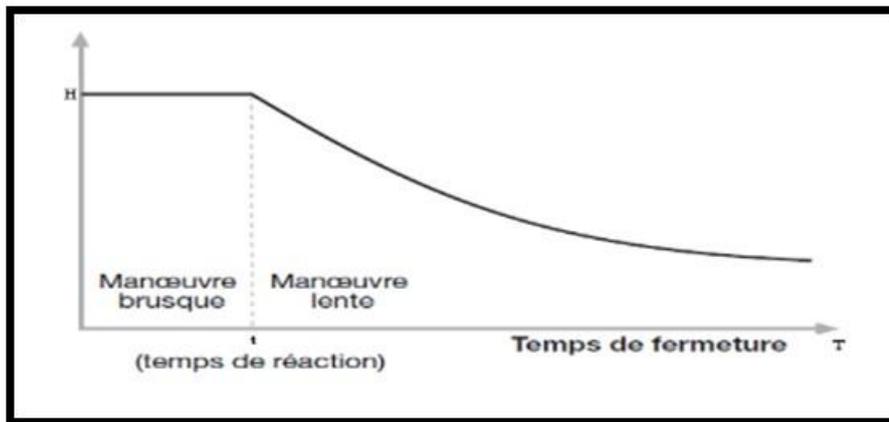


Figure 1 Lois de manœuvre d'un robinet vanne

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de 0,5 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$Vr = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0.178 \times 3600 \times 0.5}{2} = 160.11 m^3$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$Vt = 160 + 120 = 280 m^3$$

On choisit un volume normalisé de 500m³

10.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent le réservoir de tête des réseaux de distribution de la ville de AIN FAKROUN, et leurs capacités sont déterminées par la formule (IV1) :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max j}}{100} \text{ m}^3 \quad (\text{IV-3})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3)

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

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-4})$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé $120 \text{ m}^3/\text{h}$

Estimation de la capacité totale des réservoirs terminaux par la méthode analytique :**Tableau 1** Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Fakhoukh

Heure	Apport%	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	4,17	3,00	1,17		0,00
01_02	4,17	3,20	0,97		1,17
02_03	4,17	2,50	1,67		2,13
03_04	4,17	2,60	1,57		3,80
04_05	4,17	3,50	0,67		5,37
05_06	4,17	4,10	0,07		6,03
06_07	4,17	4,50		0,33	5,70
07_08	4,17	4,90		0,73	4,97
08_09	4,17	4,90		0,73	4,23
09_10	4,17	4,60		0,43	3,80
10_11	4,17	4,80		0,63	3,17
11_12	4,17	4,70		0,53	2,63
12_13	4,17	4,40		0,23	2,40
13_14	4,17	4,10	0,07		2,47
14_15	4,17	4,20		0,03	2,43
15_16	4,17	4,40		0,23	2,20
16_17	4,17	4,30		0,13	2,07
17_18	4,17	4,10	0,07		2,13
18_19	4,17	4,50		0,33	1,80
19_20	4,17	4,50		0,33	1,47
20_21	4,17	4,50		0,33	1,13
21_22	4,17	4,80		0,63	0,50
22_23	4,17	4,60		0,43	0,07
23_24	4,17	3,30	0,87		0,93

Calcul de la capacité du réservoir El Fakhoukh

$$V_r = \frac{603 \cdot 2194806}{100} = 1323.46 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 1323.46 + 120 = 1443.47 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera $V_u = 2000 \text{ m}^3$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau (El Faroukh) est 1000 m^3 , , alors que le volume calculé est estimé à 1443.47 m^3 , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de Ain Fakroun pour l'horizon 2045. Pour cela on recommande de projeter un réservoir de capacité 1000 m^3 , qui joue le rôle d'un réservoir d'alimentation.

Forme des réservoirs :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

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

• Dimensions du réservoir :1. Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve et en détermine le diamètre

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

2. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = V / \left(\frac{\pi}{4} \times D^2 \right)$$

3. La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend

Les dimensions de la bache de reprise sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2 Tableau donnant les dimensions de la bache de reprise

Bâche de reprise	Volume en (m ³)	H (m)	D calculé (m)	D normalisé (m)	H remplissage (m)	R revanches (m)
SP1	400	3	13.02	14	2,598	0.4

Les dimensions du réservoir tampon sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3 Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon

Réservoir tampon	Volume en (m ³)	H (m)	D calculé (m)	D normalisé (m)	H remplissage (m)	R revanches (m)
RP	500	4	12.6	14	3.25	0.75

Les dimensions du réservoir d'alimentation projetée sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 4 Tableau donnant les dimensions des réservoirs de distribution.

Réservoir tampon	Volume en (m ³)	H (m)	D calculé (m)	D normalisé (m)	H remplissage (m)	R revanches (m)
RD	1000	4	17.84	18	3.93	0.07

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, en effet la réalisation de notre projet d'adduction des eaux du barrage d'OUARKIS vers la commune d'AIN FAKROUN nécessite la construction de deux réservoirs de natures différentes, la Premier ayant un rôle de relais alors que le deuxième joue un rôle transitoire, nous avons aussi remarqué que la capacité du réservoir existante (El Faroukh) n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de Ain Fakroun pour l'horizon 2045. C'est pour cette raison, on a recommandé de projeter un autre réservoir qui joue le rôle du réservoir d'alimentation.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2045.

Chapitre V
Etude de pompage

Chapitre V : Etude de Pompage

Introduction :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir. Les eaux traitées sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

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

1. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :

On appelle pompes les machines qui réalisent l'écoulement d'un liquide en utilisant une certaine quantité d'énergie mécanique fournie par un moteur.

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

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

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

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

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

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

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

2. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

3. Choix du type de Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

4. Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

4.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

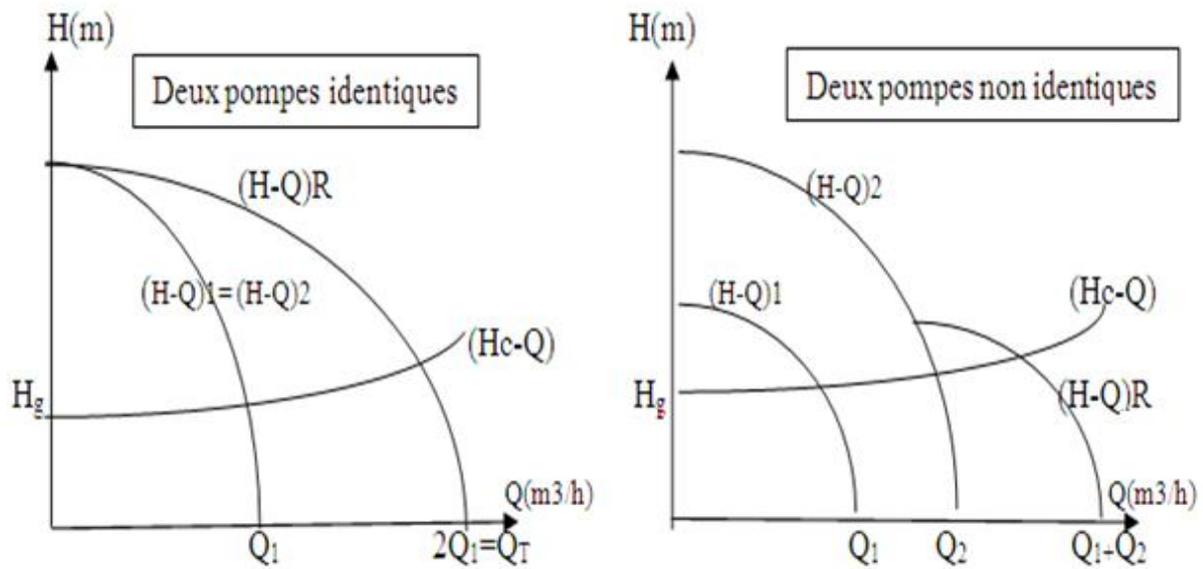


Figure 1 : Couplage de deux pompes en parallèle

4.2. Couplage en série : Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

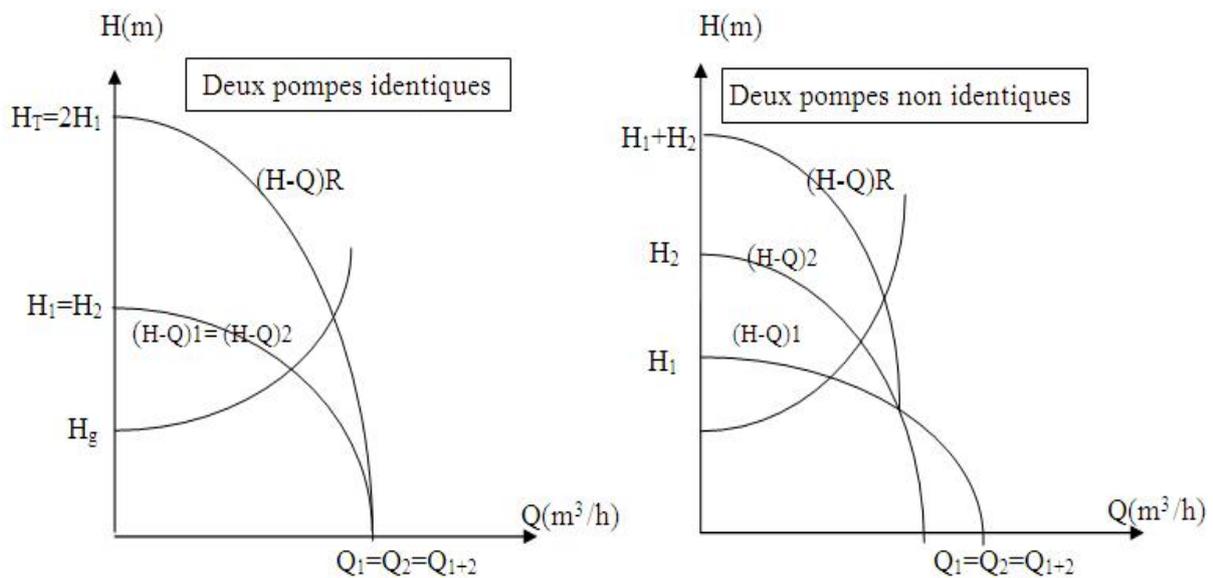


Figure 2 : Couplage de deux pompes en série.

5. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

6. Stations de pompages :

Les stations de pompages à mettre en œuvre sont de deux types différents :

- ✓ Une station de pompage intermédiaire entre le barrage et la station de traitement, à hauteur variable.
- ✓ Une station de pompage sur adducteur à côté de la station de traitement.

6.1. Station intermédiaire entre le barrage et la station de traitement :

6.1.1. Données de base :

❖ Qualité des eaux :

La qualité des eaux pompées sera celle des eaux brutes du barrage d'Ourkis.

❖ Débit :

Le débit de point en sortie de la station de traitement étant de $0.178 \text{ m}^3/\text{s}$.

❖ Conditions Amont et Aval :

La Hauteur Manométrique Totale et la vitesse dans la conduite de refoulement sont calculées ci-après pour :

- ✓ La conduite de liaison entre la tête aval du barrage et la station de traitement à une longueur du refoulement de 1000 m [PEHD Ø315].
- ✓ une rugosité de 0.01 mm ;
- ✓ une dénivelée entre la station de pompage (niveau inférieur de prise 932 m) et la station de traitement (962 m) égale à 30 m.
- ✓ une dénivelée entre la station de pompage (niveau supérieur de prise 946.6 m) et la station de traitement (962 m) égale à 15.4 m.

Tableau 1 HMT de la station de pompage flottante

	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	V (m/s)	Hg (m)	ΔH (m)	HMT (m)	Puissance (Kw)
Niveau inférieur de prise	315(PEHD)	302.9	2.28	30	7.063	37.063	86.258
Niveau supérieur de prise	315(PEHD)	302.9	2.28	15.4	7.063	22.463	52.3

Remarque :

- pour le dimensionnement des équipements hydromécanique Nous avons choisi la puissance de la pompe dont la HMT est importante.

6.1.2. Conception des équipements hydromécaniques :**❖ Groupe de pompage :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 2 :

Tableau 2 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Nbre	Q appelée (m ³ /s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	Ω (%)	Hmt (m)	Vitesse (Tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
2	0.0901	37.063	KCM150RAN1	67.7	37.6	1450	53.1	2.7
3	0.0618	37.063	KCM150RDN1	55.5	40.1	1450	43.7	2.63
4	0.0444	37.063	KKCM100NCN1	56.4	36.8	2900	29.3	0

Donc le débit sera réparti sur deux (2) groupes de débit unitaire 0.0901 m³/s plus **une en secours**. Compte tenu de la nature des eaux brutes et des caractéristiques de pompage, les pompes pressenties sont des pompes de type submersibles pour assèchement et liquide chargés, la puissance unitaire des groupes sera de 53.1 kw environ.

6.2. Station de pompage SP1 :

Cette station est située au niveau de la station de traitement ; elle refoule l'eau vers le réservoir tampon.

6.2.1. Données de base :

- ❖ **Débit :** Le débit de point étant de 0.178 m³/s.

❖ **Conditions Amont et Aval :**

La Hauteur Manométrique Totale et la vitesse dans la conduite de refoulement sont calculées ci-après pour :

- ✓ une longueur du refoulement de 707.32 m ;
- ✓ une rugosité de 0.01 mm ;
- ✓ un dénivelé entre la bache d'eau traitée (962 m) et la surverse du réservoir d'eau projeté (tampon 1050 m) égale à 88 m.

Tableau 3 HMT de la station de pompage (SP1).

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Hg (m)	V (m/s)	ΔH (m)	HMT (m)	Puissance (Kw)
315 (PEHD)	286.4	88	2.28	4.99	92.995	216.435

6.2.2. Conception des équipements hydromécaniques :

❖ **Groupe de pompage :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 4 :

Tableau 4 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

Nbre	Q appelée (m ³ /s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	Ω (%)	Hmt (m)	Vitesse (Tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
2	0.0864	92.995	MEC-AZRBH 2/125A	78.1	87.6	2950	95.7	4.05
3	0.0607	92.995	PM 150/4D	76.4	97.3	1480	76.3	2.16
4	0.0427	92.995	MEC-A 3/80 A	79.2	85.6	2950	46.3	4.98
5	0.0365	92.995	MEC-MR 80-3 /3C	78.1	97.6	1480	44.7	3.39

Donc le débit sera réparti sur trois (3) groupes de débit unitaire 0.0607 m³/s plus **une en secours**. Compte tenu de la nature des eaux traitées et des caractéristiques de pompage, les pompes pressenties sont des pompes de type pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal, la puissance unitaire des groupes sera de 76.3kw environ.

6.3. Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [P_{abs} - Q], [η - Q] et [(NPSH)_r - Q] .

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur CAPRARI, et sont représentée par les figures (3et4) respectivement pour chaque station SPF et SP1.

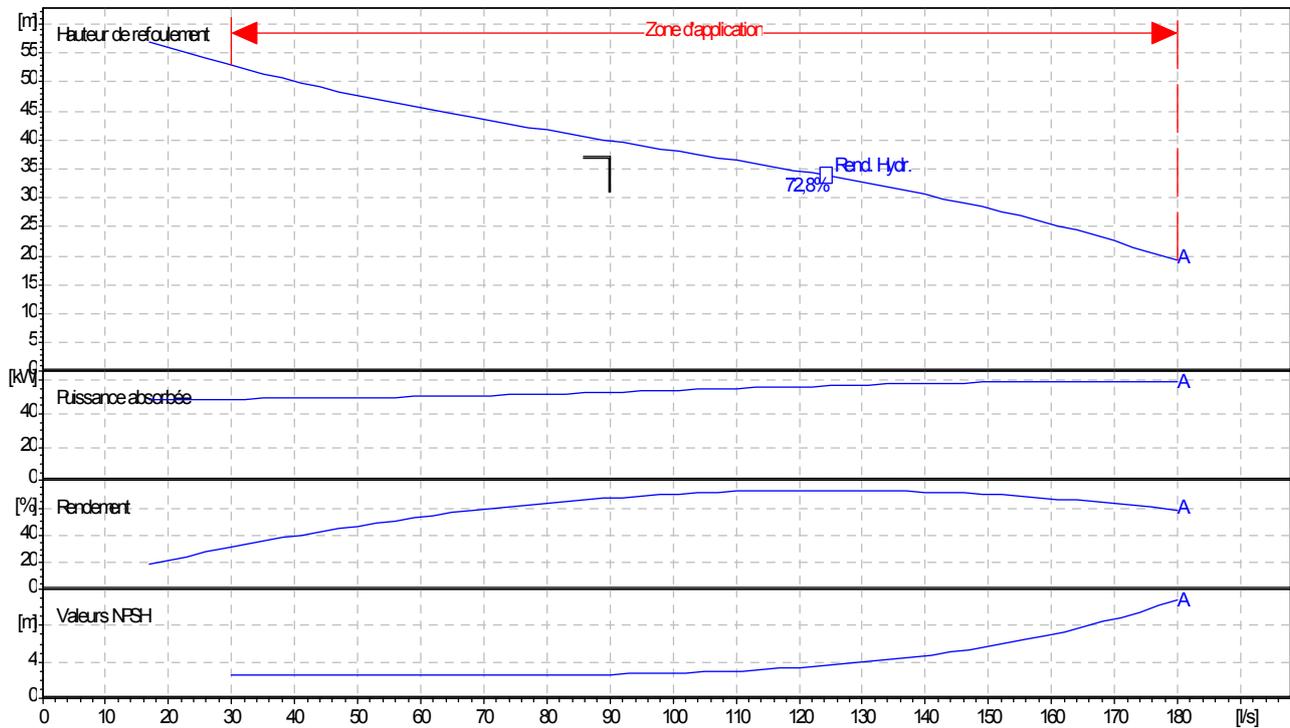


Figure 3 les courbes caractéristiques de la pompe SPF de type CAPRARI KCM150RAN1

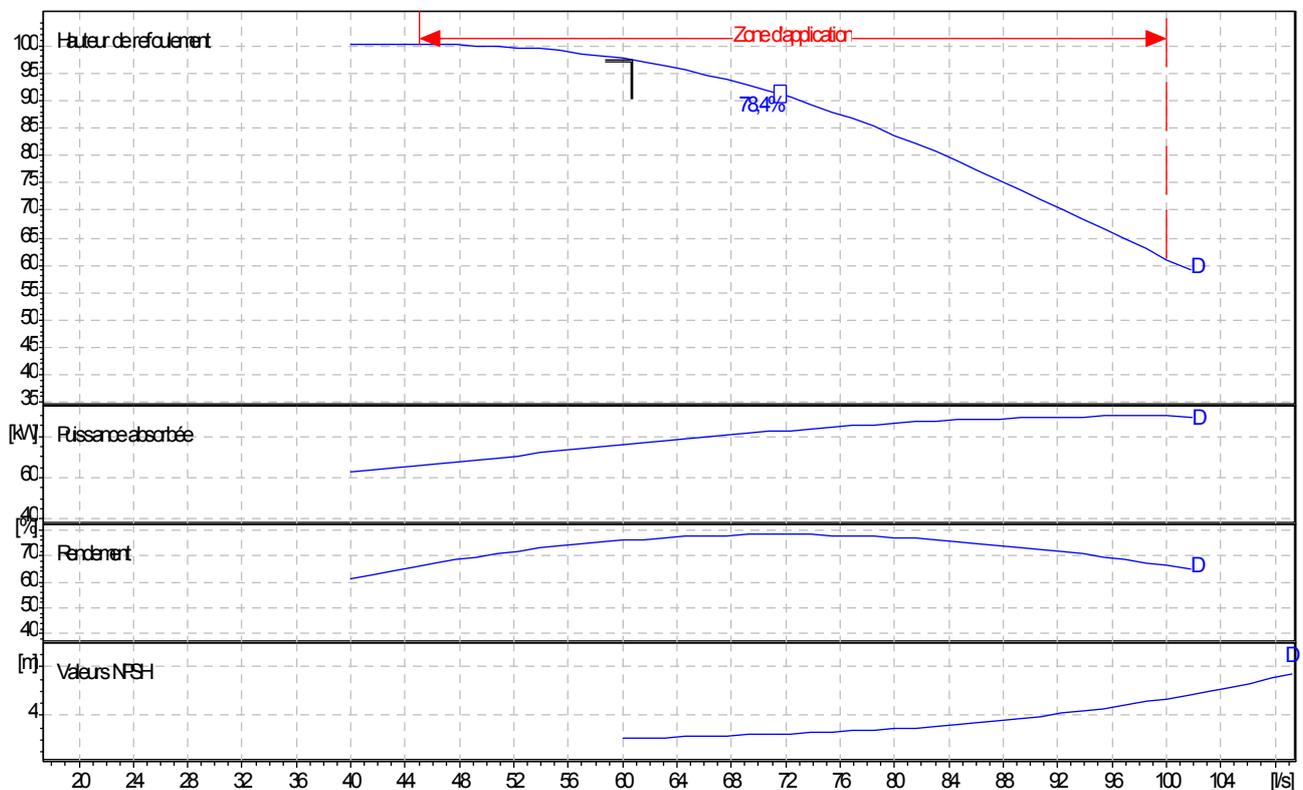


Figure 4 Les courbes caractéristiques de la pompe SP1 de type CAPRARI PM 150/4D.

6.4. Courbes caractéristiques de l'accouplement en parallèle :

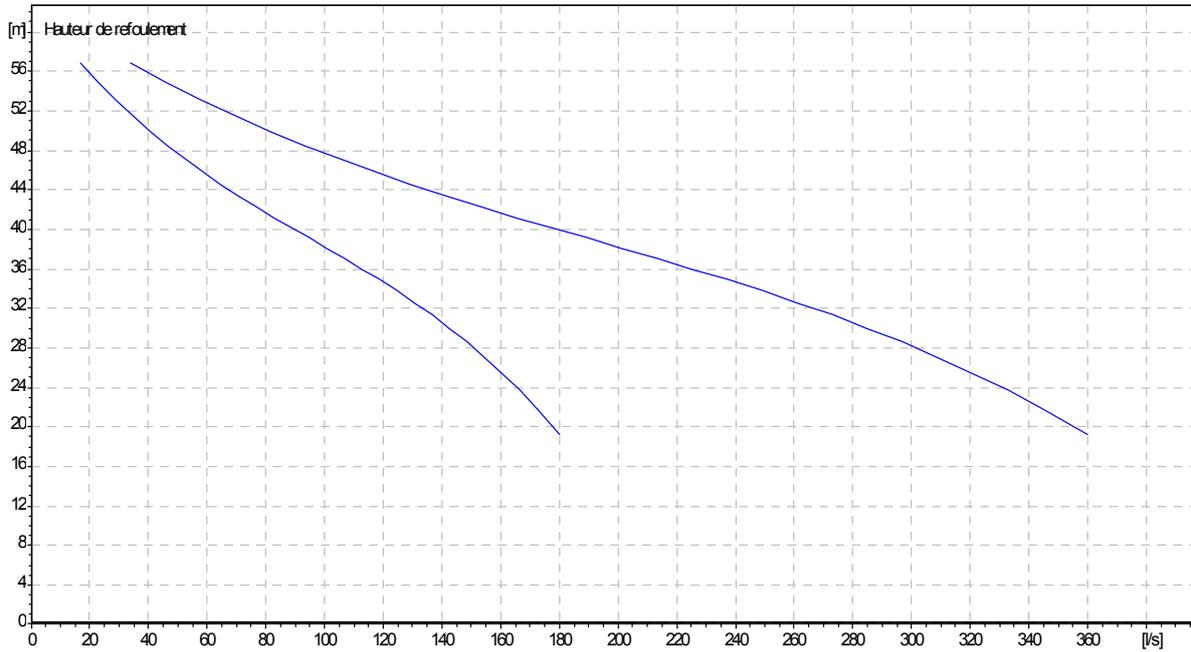


Figure 5 : Les courbes caractéristiques de l'accouplement en parallèle de la pompe SPF.

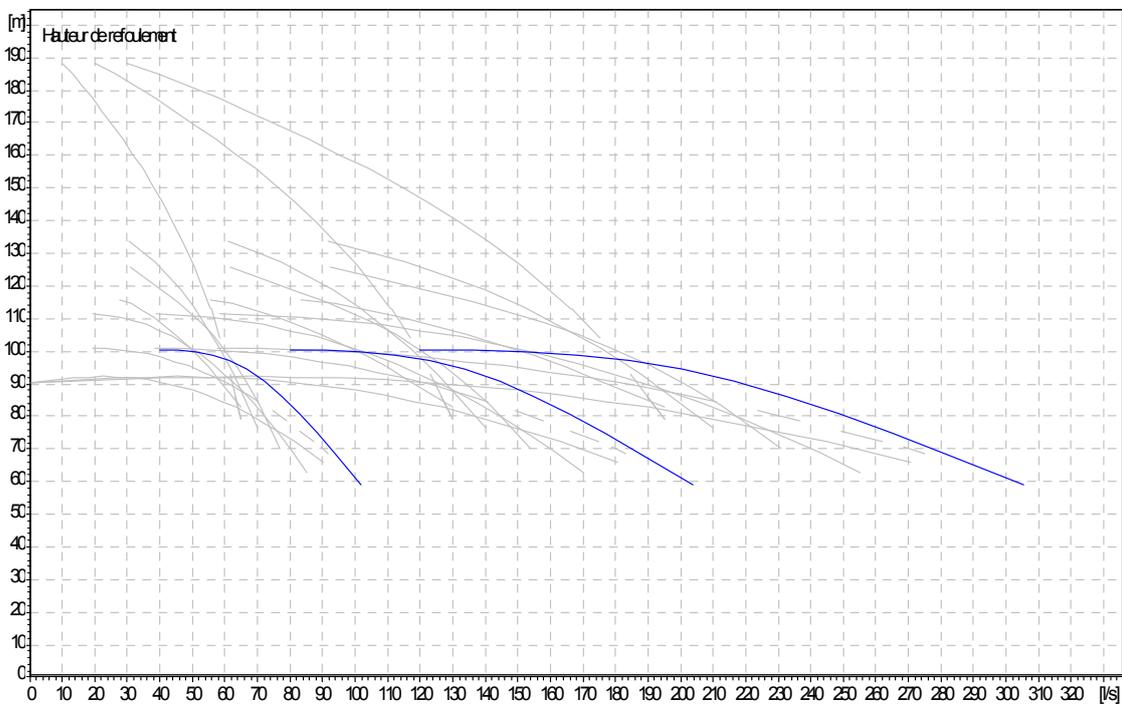


Figure 6 Les courbes caractéristiques de l'accouplement en parallèle de la pompe SP1.

6.5. Point de fonctionnement des pompes :

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

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

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

➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_C = H_g + \sum \Delta H \quad (\text{V.1})$$

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

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

$$\text{Ou bien : } h_P^{\text{Linéaire}} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{L^m} \quad (\text{V.4})$$

6.4.1. Refoulement : SPF – Station de traitement :

La courbe caractéristique de la conduite est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 5 Courbe Caractéristiques de la conduite de refoulement (SPF-S de traitement)

Q (l/s)	2*Q (m ³ /s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hc (m)
0	0	30	1000	0,315	0,00	0,00	30,00
10	0,02	30	1000	0,315	0,10	0,11	30,11
20	0,04	30	1000	0,315	0,42	0,46	30,46
30	0,06	30	1000	0,315	0,94	1,03	31,03
40	0,08	30	1000	0,315	1,67	1,84	31,84
50	0,1	30	1000	0,315	2,61	2,87	32,87
60	0,12	30	1000	0,315	3,75	4,13	34,13
70	0,14	30	1000	0,315	5,11	5,62	35,62
80	0,16	30	1000	0,315	6,67	7,34	37,34
90	0,18	30	1000	0,315	8,45	9,29	39,29
100	0,2	30	1000	0,315	10,43	11,47	41,47

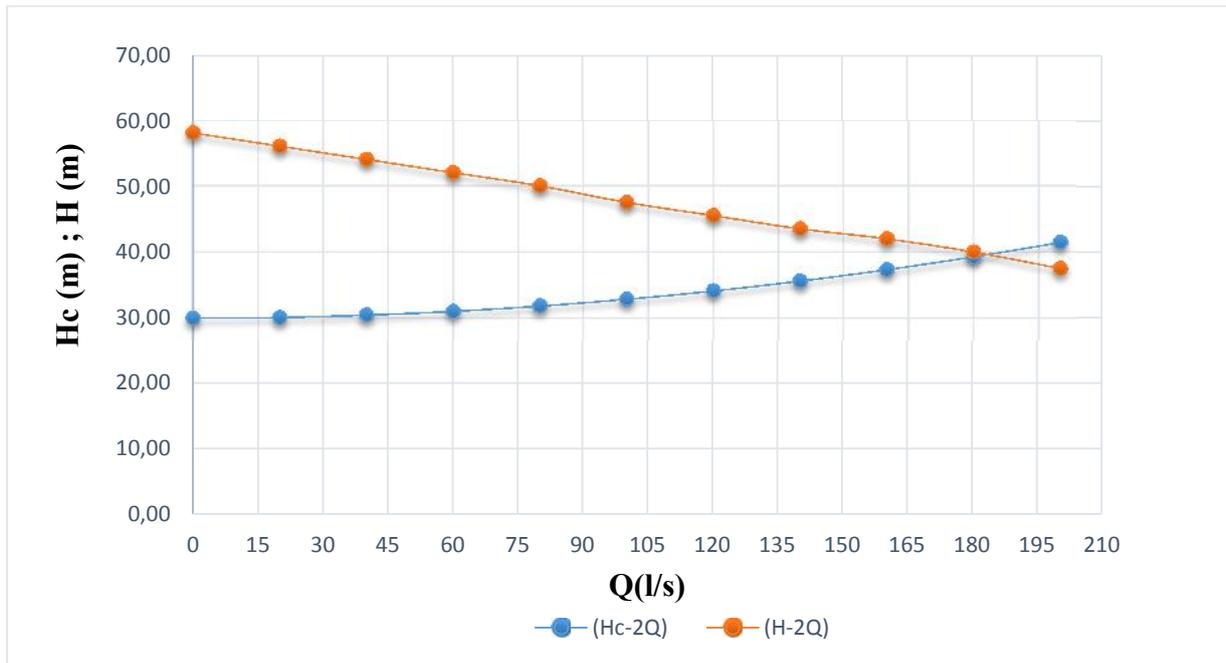


Figure 7 Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle de la SPF

On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_{pf} = 180 \text{ l/s}$ $Q_{app} = 178 \text{ l/s}$
- $H_{pf} = 40 \text{ m.}$ $H_{app} = 37.063 \text{ m}$

6.4.2. Refoulement : SP1 – Réservoir tampon :

La courbe caractéristique de la conduite est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 6 Courbe Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1- Réservoir tampon)

Q (l/s)	3*Q (m ³ /s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (m)	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hc (m)
0	0	88	707,32	0,315	0,00	0,00	88,00
8	0,024	88	707,32	0,315	0,11	0,12	88,12
16	0,048	88	707,32	0,315	0,42	0,47	88,47
24	0,072	88	707,32	0,315	0,96	1,05	89,05
32	0,096	88	707,32	0,315	1,70	1,87	89,87
40	0,12	88	707,32	0,315	2,65	2,92	90,92
48	0,144	88	707,32	0,315	3,82	4,21	92,21
56	0,168	88	707,32	0,315	5,20	5,72	93,72
64	0,192	88	707,32	0,315	6,80	7,48	95,48

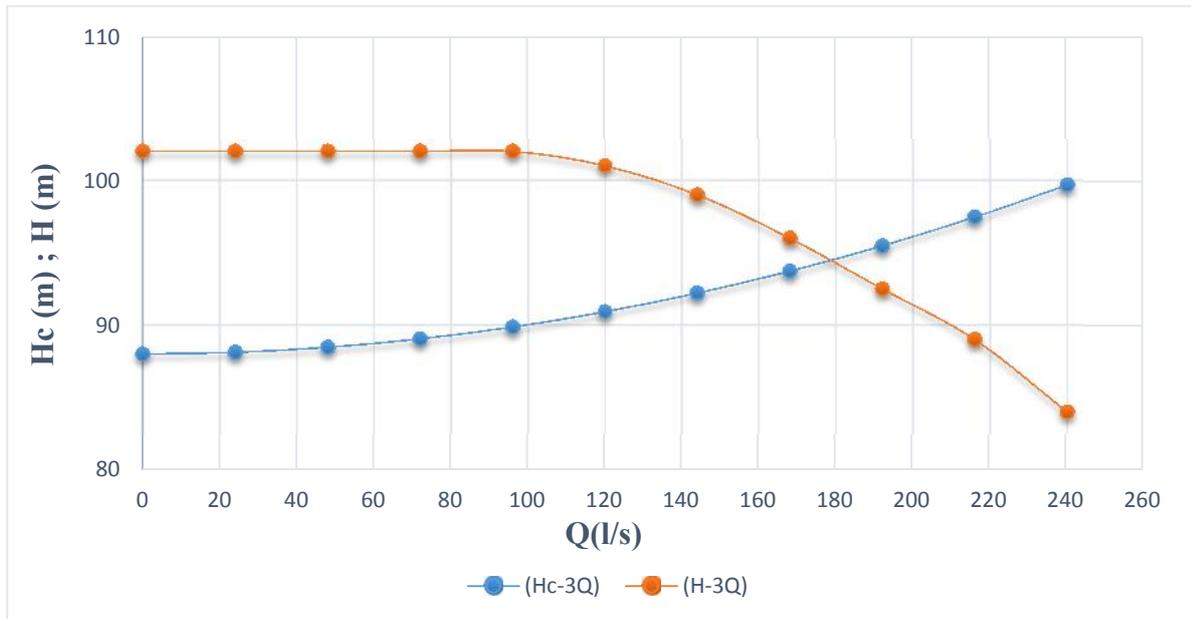


Figure 8 Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle de la SP1.

On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_{pf} = 179 \text{ l/s}$ $Q_{app} = 178 \text{ l/s}$
- $H_{pf} = 94.2 \text{ m.}$ $H_{app} = 92.995 \text{ m}$

Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

Débit pompé > Débit demandé :

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

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

Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas-là, il faut faire soit :

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

NB : si on tombe dans un cas où $Q_{pf} \approx Q_{app}$ ce n'est pas la peine de faire un réglage.

Dans notre cas $Q_f \approx Q_{app}$ pour les deux stations de pompages donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit.

7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :**7.1. Équipements en amont de la pompe**

➤ conduite d'aspiration :

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

➤ joints :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Convergent d'aspiration :

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

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

➤ Les ventouses : Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

7.2. Équipements en aval de la pompe

- divergent :
À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible
- clapet de non-retour :
À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.
- Joint de démontage :
Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.
- Vanne de régulation :
Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé
- Vanne papillon :
Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.
- Conduit de refoulement :
Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale à 1.2 fois d_a ($D_a = 1.2d_a$) ... (3)
- Collecteur de refoulement :
Il sert à véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.
- Le by-pass :
Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau. Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.
- Soupape de décharge :
Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

8. Calage de la pompe : [5]

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

Si une pompe Cavite, le débit d'eau chute fortement et les changements d'état de l'eau créent un martèlement à fréquence élevée pouvant occasionner d'importants dégâts (érosion de la turbine, arrachement de métal...)

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.7})$$

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

On prend : $r = 0,3$ m.

Sachant que les deux stations de pompage fonctionnent en charge donc on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.3$$

$$ha^{ad} = \frac{P_{at}}{\varpi} - (NPSH)_r - 0.3 - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp}$$

$\frac{P_{at}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. 7)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. 8)

Tableau 7 Pression atmosphérique en fonction de la cote

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau 8 Pression de vapeur en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

a) Refoulement : SPF – Station de traitement :

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 932 m NGA alors $\frac{F_{atm}}{\omega} = 9,2248 \text{ m}$

La température ambiante est considérée égale à 16°C donc $\frac{F_v}{\omega} = 0.312 \text{ m}$

(NPSH)_r = 2.7m

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0001052 \times 11 \times 10 \times 017 \xi^2}{04 \xi^{4772}} = 0,022 \text{ m.}$$

V_{asp} = 1.11 m/s

Alors :

$$h_{ca}^{ad} = 9.2248 - 2.7 - 0,3 - 0.312 - 0.064 - 0.022 = 5.8268 \text{ m}$$

donc (NPSH)_d = 3.0013 m > (NPSH)_r pas de risque de cavitation

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\Delta \text{axedelapompe} = \Delta \text{min} - h_{ca}^{ad} + \eta$$

Sachant que le plan minimum du plan d'aspiration est le niveau d'implantation des crépines c'est-à-dire à la côte 932 m NGA.

$$\Delta \text{axedelapompe} = 932 - 5.8268 + 0.1 = 626,2732 \text{ mNGA}$$

b) Refoulement : SP1 – Réservoir tampon :

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 962 m NGA alors $\frac{F_{atm}}{\omega} = 9,1918 \text{ m}$

La température ambiante est considérée égale à 16°C donc $\frac{F_v}{\omega} = 0.312 \text{ m}$

(NPSH)_r = 2.16 m

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0001052 \times 11 \times 10 \times 017 \xi^2}{04 \xi^{4772}} = 0,022 \text{ m.}$$

V_{asp} = 1.11 m/s

$$\text{Alors : } h_{ca}^{ad} = 9.1918 - 2.16 - 0,3 - 0.312 - 0.064 - 0.022 = 6,3338 \text{ m}$$

donc (NPSH)_d = 2.461 m > (NPSH)_r pas de risque de cavitation

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\Delta \text{axedelapompe} = \Delta \text{min} - h_{ca}^{ad} + \eta$$

Sachant que le plan minimum du plan d'aspiration est le niveau d'implantation des crépines c'est-à-dire à la côte 962 m NGA.

$$\Delta \text{axedelapompe} = 962 - 6.3338 + 0.1 = 955,7662 \text{ mNGA}$$

9. Choix du moteur électrique

9.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

a) Refoulement : SPF – Station de traitement

Caractéristiques du moteur

- ✓ Fréquence : 50Hz
- ✓ Tension nominale : 400V
- ✓ vitesse nominale : 1480tr/mim
- ✓ Nombre de pôles : 4
- ✓ Puissance nominal : 75Kw
- ✓ Courent nominal : 133A
- ✓ Type de moteur : 3~

b) Refoulement : SP1 - Réservoir tampon (El Fakhoukh)

Caractéristiques du moteur

- ✓ Fréquence : 50Hz
- ✓ Tension nominale : 400V
- ✓ vitesse nominale : 1450tr/mim
- ✓ Nombre de pôles : 4
- ✓ Puissance nominal : 51Kw
- ✓ Courent nominal : 93A
- ✓ Type de moteur : 3~

10. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bâche sèche ;
3. Bâtiments type bâche mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bâche mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;
7. Bâtiments type Flottante ;

10.1. Bâtiment de la Premier station de pompage (SPF) : [10]

Le type le plus fréquent c'est le type bâtiment type flottante, car la station de pompage flottante a été élaborée et conçu pour le captage des eaux de Surface ou des tranches intermédiaires, ainsi que pour le suivi des plans d'eau à niveau variable, naturels ou artificiels.

La prise d'eau flottante de la station de pompage est très différente de celle des prises traditionnelles. Ce procédé introduit la notion de mobilité mais aussi de mouvement. Mouvement parce que l'aspiration n'est pas fixe, elle peut être effectuée dans une zone choisie.

Par la notion de mobilité, Le procédé permet de capter l'eau dans la totalité du plan d'eau et pas Seulement près de la berge La technique des Prises d'Eau Flottantes est principalement employée au cœur des barrages. Elle favorise le captage d'une eau de surface de qualité optimale en suivant le marnage du plan d'eau. Sa conception est très souple, car elle ne connaît pas de limitations dimensionnelles, elle s'adapte facilement sur les plans d'eau à très fort marnage (15 m pour le barrage de OURKIS). Cette solution permet de couvrir tous les débits à toutes les HMT en garantissant une immersion constante des prises malgré les variations du plan d'eau. La figure 9 ci-dessous illustre ceci.

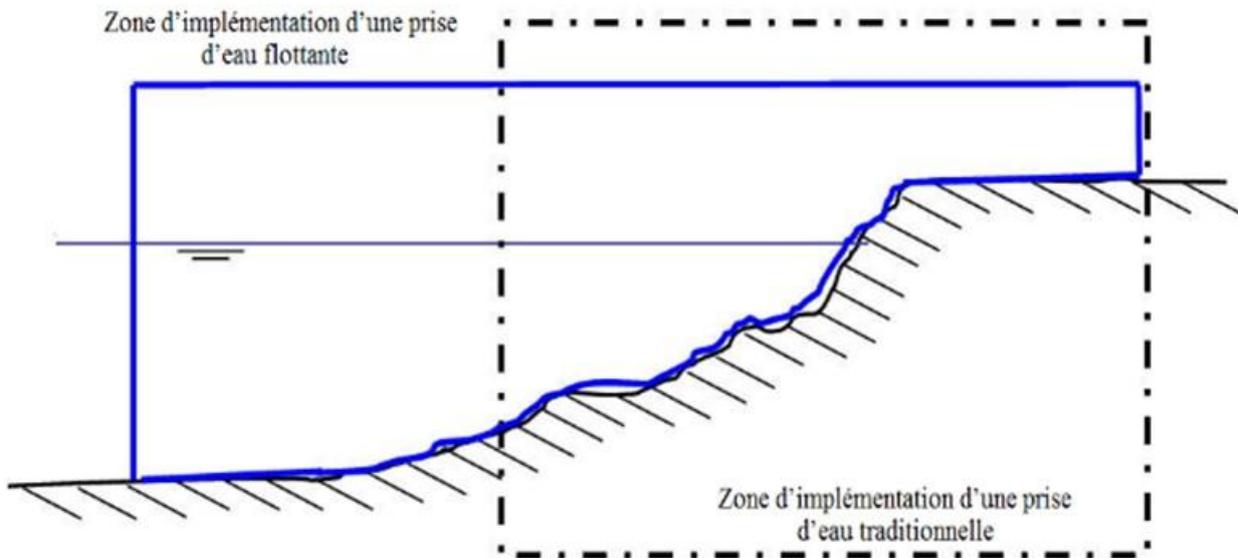


Figure 9 installations d'une prise d'eau flottante

Les avantages de la station de pompage flottante :

- ✓ Réduction des coûts de Génie Civil. Les opérations de battage de pieux, de Battage de palplanches, de descente de puits et de rabattement de nappe ne sont plus nécessaires,
- ✓ Pas de modification de la berge,
- ✓ Excellente adaptation aux variations du niveau d'eau,
- ✓ Captage de l'eau en surface ou à un niveau choisi,
- ✓ Evolution de la prise d'eau en suivant les mouvements du lit du cours D'eau,
- ✓ Possibilité de capter des grandes quantités d'eau dans un faible Profondeur,
- ✓ Eliminer les risques d'envasement ou de colmatage,
- ✓ Assurer un pré filtration jusqu'à une maille de 0.5 mm,
- ✓ Réduction du temps et des coûts d'installation grâce à la préfabrication en Usine, Maintenance de l'installation depuis la berge.

Considération Economique :

La plupart des stations de pompage traditionnelles nécessitent des travaux

Spécifiques tels que :

- ✓ Rabattement de nappe,
- ✓ Battage de pieux, de palplanches,
- ✓ Descente de puits par havage,
- ✓ Confection d'ouvrage de génie civil par cuvelage.

Ils peuvent être réalisés par des entreprises spécialisées, équipées de matériels spécifiques.

Ainsi, une partie importante du budget alloué à la réalisation de prises d'eau sera investie, non pas au niveau des équipements mécaniques, hydrauliques ou électriques, mais au niveau de travaux de terrassement, d'aménagements des berges ou de génie civil.

Les prises d'eau flottante, de par leur conception, permettent de réaliser des économies importantes au niveau du lot de génie civil / pompage. De plus, la plus grande part du budget est investie dans les équipements électromécaniques.

Les équipements de la station de pompage flottante :

- Conduite de refoulement équipée -Collecteur de refoulement équipée- Flotteur
- Dispositif anti-bélier-Projecteur-Pont roulant-Groupe électropompes
- Module hydraulique de captage-Plateforme flottante-Compresseur + ballon d'air
- Armoire électrique

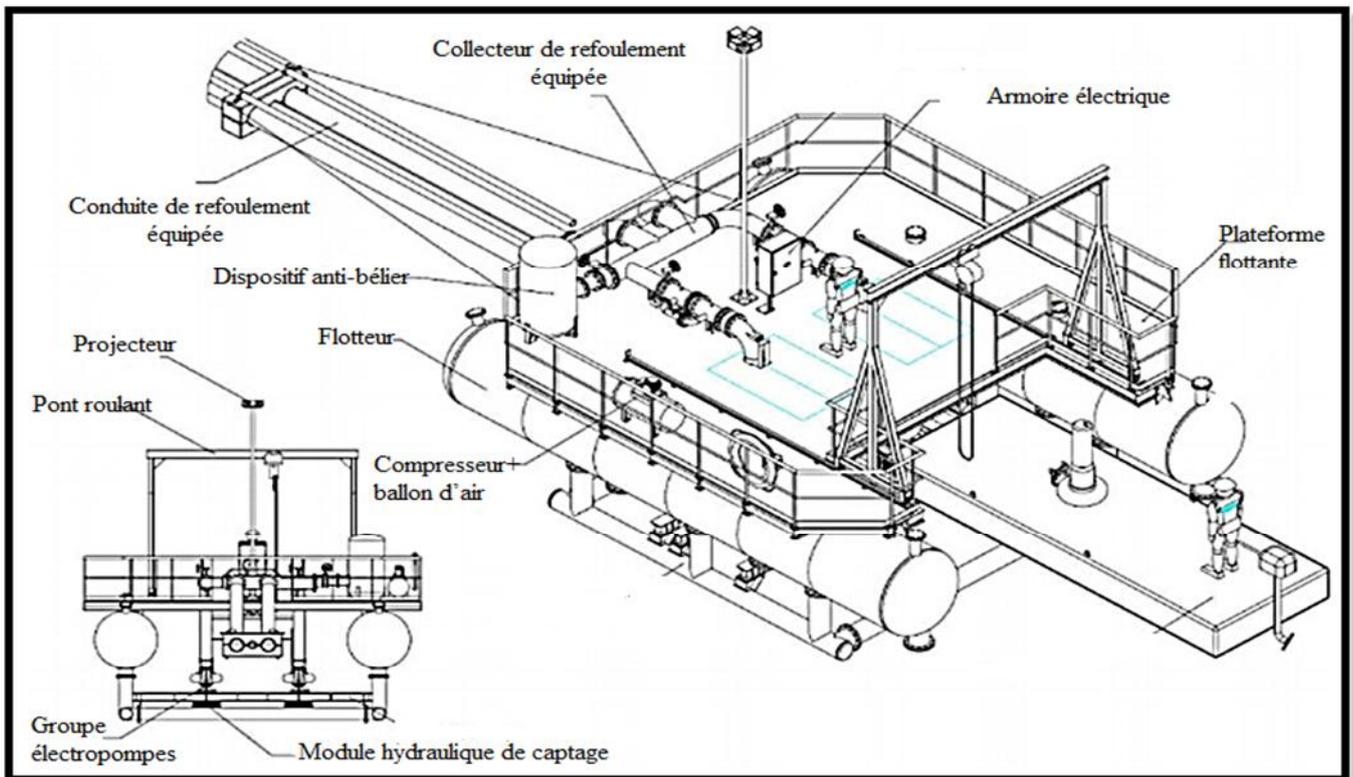


Figure10 prise d'eau flottante

Parmi les constructeurs de cette type des stations de pompage la société française

HYDROMOBIL S.A.S

Exemple d'une station de pompage flottante en Algérie :



Figure 11 Station de pompage flottante du barrage du Ghrib (Algérie)

10.2. Bâtiment de la Deuxième station de pompage (SP1) :

Tableau9 Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m3/s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

D'après le tableau 9 le type le plus fréquent c'est le type bâtiment type bâche sèche.

1) Partie souterraine :

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

2) Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate-forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m...)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ...).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate-forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

3) Dimensionnement du bâtiment :

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bêche d'eau, les conduites d'aspiration et de refoulement.

- **La hauteur du bâtiment :**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$h_5 : \text{Distance verticale } h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 40 \text{ cm}$$

$$h_p : \text{Hauteur de la pompe est égale à } 858 \text{ mm} = 0,858 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,858 + 0,5 + 0,4 = 1,758 \text{ m}$$

$$h_6 : \text{Hauteur réservée à l'homme } (h_6 = 2,2 \text{ m}).$$

h7 : Hauteur de chariot ($h7 = 0,3$ m)

h8 : Hauteur profilée ($h8 = 0,8$ m)

h9 : Hauteur de sécurité ($h9 = 0,5$ m)

Donc :

$$Hb = 1,758 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,558 \text{ m}$$

$$\mathbf{Hb = 6 \text{ m}}$$

- **Largeur du bâtiment :**

$$lb = lp + lasp + lsin + lc + lr$$

lr : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend lr = 0,8 m

lp : Longueur de la pompe = 2369 mm = 2,369 m

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$$Lc = 0,351 \text{ m}, ltr = 0,61 \text{ m}, De = 0,475 \text{ m}.$$

Pour le refoulement nous avons :

$$Ltr = 0,61 \text{ m} ; ld = 1,05 \text{ m}.$$

Pour le robinet vanne après consultation du catalogue on a choisie :

Un robinet vanne : longueur A = 310 mm

$$\text{Hauteur } H' = 385 \text{ mm}$$

$$\text{Hauteur } H = 1272 \text{ mm}$$

$$Dw = 300 \text{ mm}$$

Donc :

$$lp = 2,369 + 0,351 + 0,61 + 0,475 + 0,61 + 1,05 + 0,31 + 1 + 1 + 0,2 = 7,975 \text{ m}$$

$$\mathbf{lp = 8 \text{ m}}$$

- **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$Lb = np \cdot L + lint + lp \cdot f + lr$$

Avec :

np : nombre de pompes = 3 pompes ;

L : Longueur de la pompe + moteur ;

lint : Distance entre deux pompes voisines ;

lp.f : Longueur de la plate-forme;

Lr : Surface du bureau du personnel ;

$$Lb = 4 * (2,369 + 0,87) + (0,5 \cdot 3) + 1,5 + 5 = 20,956 \text{ m}$$

$$\mathbf{Lb = 21 \text{ m}}$$

Conclusion :

On a adapté pour des pompes submersibles pour assèchement et liquide chargés pour la station de pompage flottante, et des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales pour la station de pompage situé à côté de la station de traitement.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Chapitre VI
Protection De l'Adduction
Contre
Le Phénomène Transitoire

Chapitre VI Protection De l'Adduction contre le Phénomène Transitoire

Introduction

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en PEHD ;

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

1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire : [6]

1.1. Définition :

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

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

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

1.2. Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

1.3. Risques dus aux coups de bélier :

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

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

a. Cas de la surpression :

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

b. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c. Fatigue de la canalisation :

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

1.4. Description des phénomènes physiques :

1. État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent.

Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

2. Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression ; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération ? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

On peut analyser un cas particulier.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure1, peut être décrit en quatre phases.

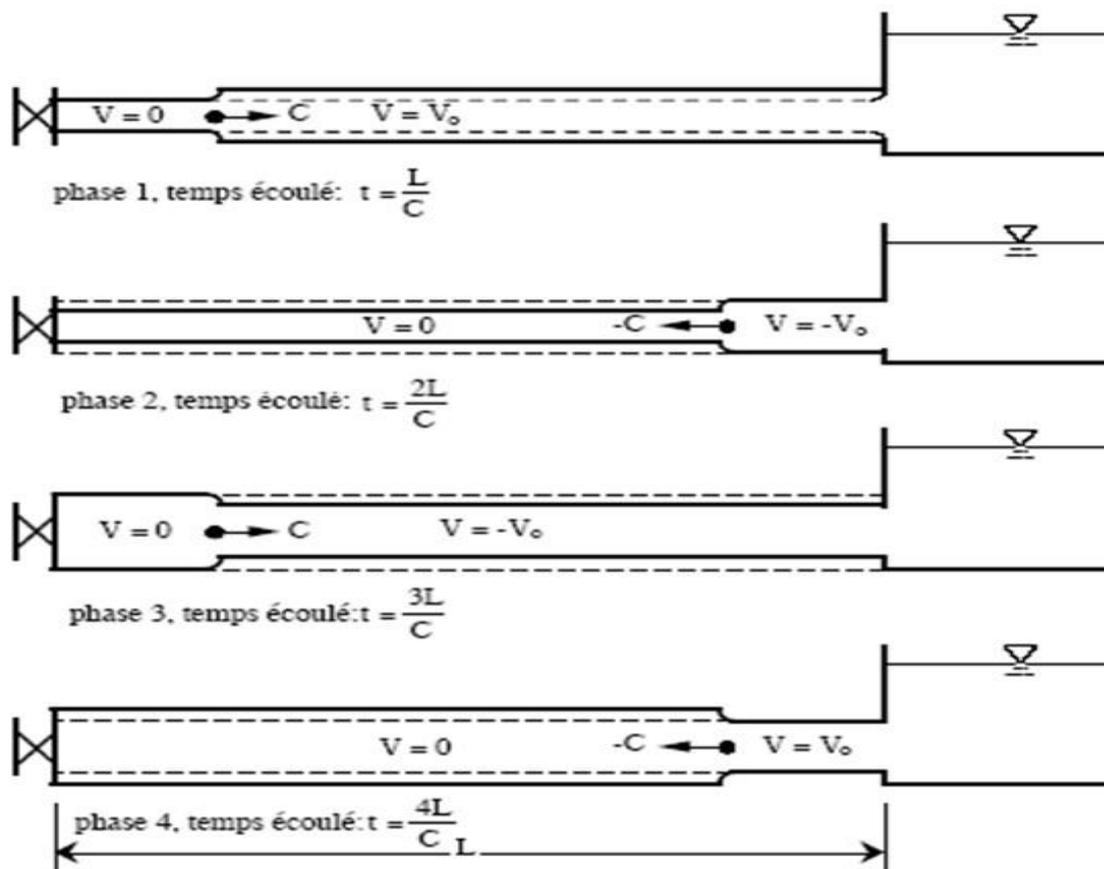


Figure 1 Étapes d'un cycle de variation de pression

1) Au temps, $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle, sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L', sur la célérité de l'onde de déformation 'C'.

2) Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir-il une vitesse V_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape (1) pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de la conduite forcée ou de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4,1, et 2.

Dans l'exemple précédent, nous avons considéré que le fluide était parfaitement élastique quel que soit son état de contrainte, compression ou tension. Cependant, en situation réelle, un liquide se rompt en tension. Pour l'eau, une dépression d'environ -10,25 m d'eau entraîne cette rupture. Il se crée alors une cavité de vide ou presque puisqu'il y subsiste une pression de vapeur saturante.

Dans un cas concret, les conséquences de cette rupture sont nombreuses et importantes. Dans le cas que nous avons examiné précédemment, si on admet que cette rupture survient au moment de la fermeture de la vanne et à proximité de celle-ci, le comportement du système sera radicalement différent. Lors de la phase 1 (fig. 2), la colonne d'eau n'est plus retenue que par la cavité de vide et elle s'éloignera avec une vitesse initiale V_0 . Puis, dans une deuxième phase, la pression négative de la cavité créera une force de rappel constante qui ralentira la colonne d'eau. Une analyse par modèle mathématique simple permet de constater que cette force de rappel finira par inverser la vitesse de la colonne d'eau et que cette dernière viendra refermer avec une vitesse proche de V_0 la cavité. L'impact, en général assez violent, générera une onde de surpression qui se propagera comme dans les phases 3 et 4 du cas précédent pour recommencer, si la dépression

est suffisante par un autre cycle initié par une rupture. Il est important de souligner ici que les étapes 1 et 2 ne se déroulent plus sur des périodes réglées par la célérité de l'onde de pression mais plutôt par des vitesses de l'ordre de celle de l'écoulement initial.

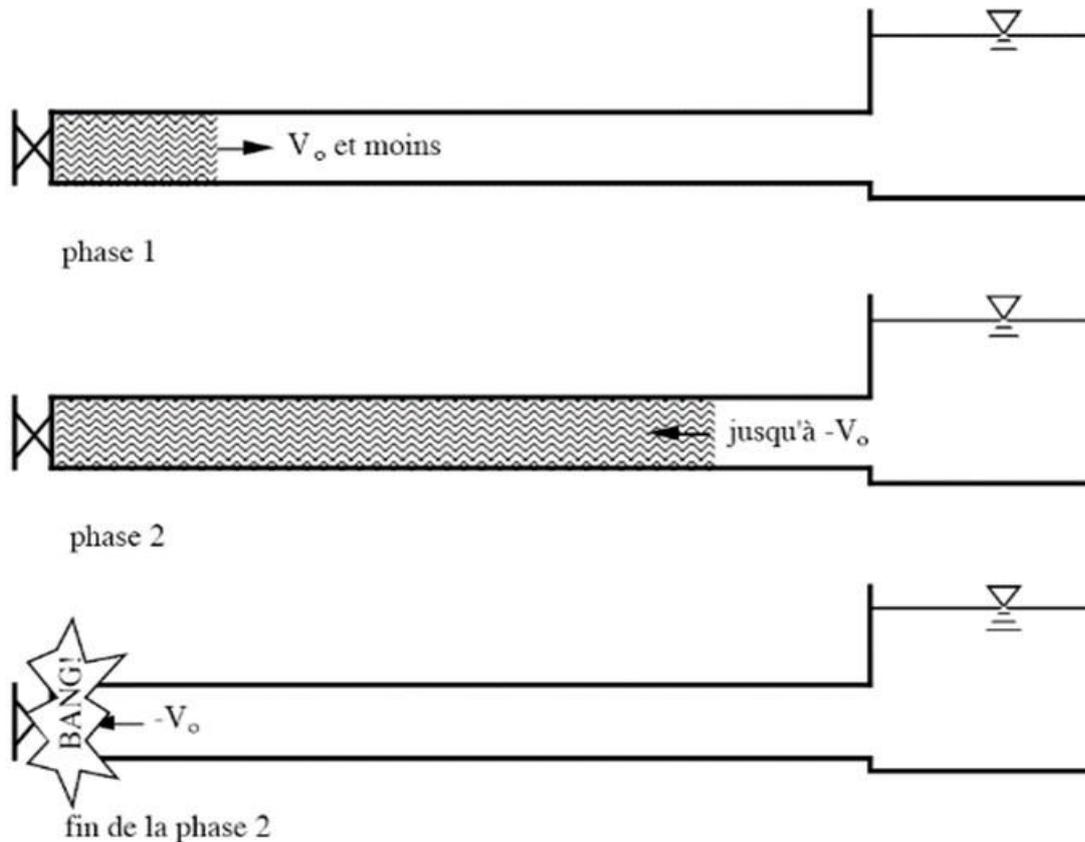


Figure 2 Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau

Ces deux exemples expliquent les bases des comportements physiques dont on devra considérer les conséquences dans l'analyse d'une station de refoulement d'eau.

1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

a. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

Cheminée d'équilibre :

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

b. Soupape de décharge :

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

c. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

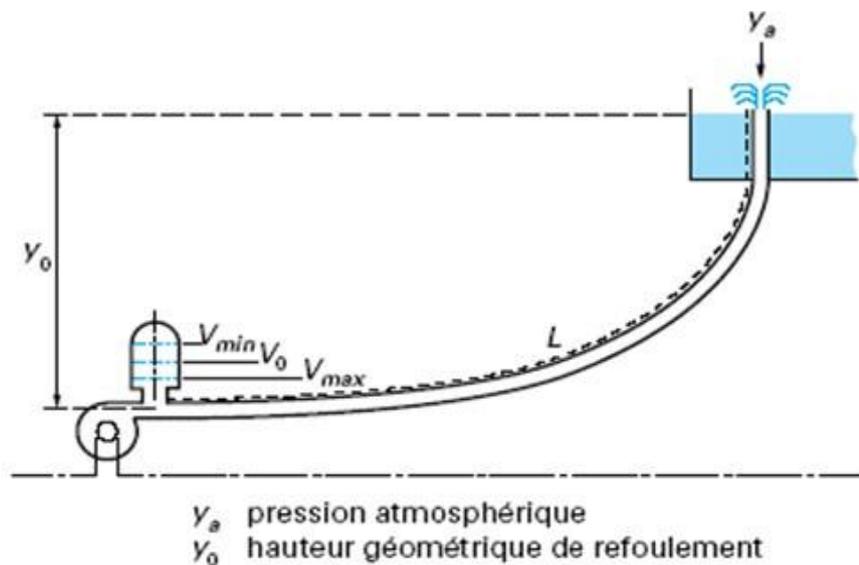


Figure 3 Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Tableau 1 Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque :

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

1.6. Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de Vuibert :**

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

✓ **Méthode de Bergeron :**

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

✓ **Méthode de PEUCH et MEUNIER :**

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VI-1)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \quad (VI-2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (VI-3)$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H₀ : pression statique absolue = Hg+10 (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \quad (m). \quad (VI-4)$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U₀ : volume d'air initial (m³).

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U_0 sera ainsi déterminé.

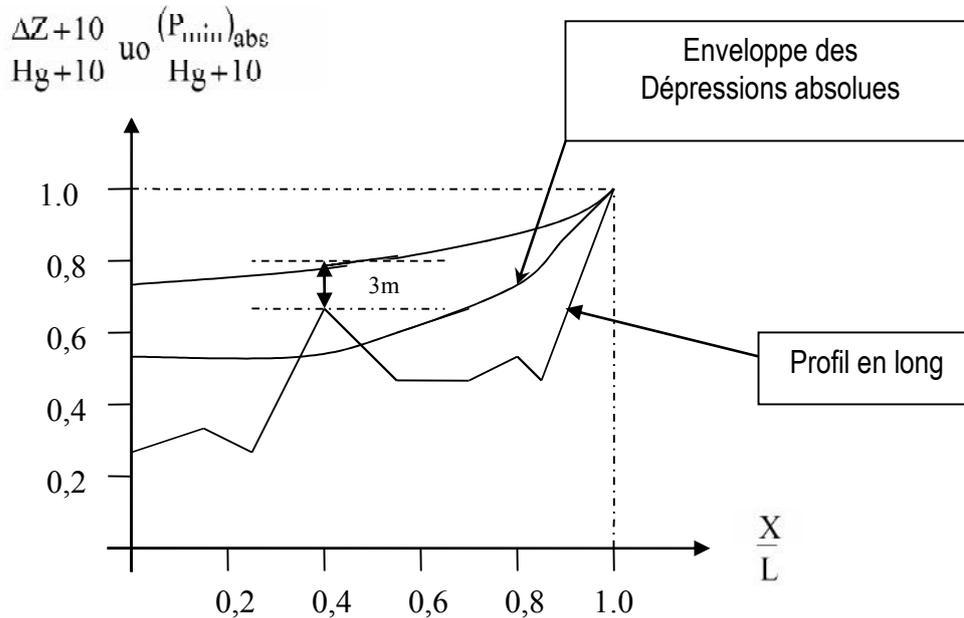


Figure 4 Profil en long d'une conduite

1.7. Dimensionnement des réservoirs d'air :

a) Calcul de la célérité d'onde dans les conduites :

Tronçon SPF -Station Traitement :

La conduite non enterré La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

D : diamètre de la conduite.

e : épaisseur de la conduite.

Dans cette expression le coefficient « k » tient compte de la nature du matériau formant la canalisation. K = 83 pour le polyéthylène haute densité.

Tronçon SP1 -R Tampon :

La conduite est enterrée donc La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par *Mr. SALAH. B* donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad \text{(VI.6)}$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ Pa pour l'acier.

E_m = 3*10⁹ Pa pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,3 (acier), ν_m=0,46 (PEHD)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Application numérique :

✓ **Les données de base :**

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

Tableau 2 Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type de matériau		D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SPF	PEHD	Non enterré	315	0,0779	2.28	1000	30
SP1	PEHD	Enterré	315	0,0779	2.28	707,32	88

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 3 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	e (mm)	D (mm)	C (m/s)
SPF	12,1	315	210,64
SP1	28,6	315	649.255

b) Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :

✓ **Calcul pour le Tronçon SPF-S Traitement :**

On a HMT = 37.063m

Hg =30 m

Tq: la hauteur de refoulement absolu H_{abs}= HMT +10

H_{abs} = 47.063m

H₀ : pression minimal, H₀= Hg +10 = 40m

K=0.176 A=1.22

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=1.22 et K=0,176 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,1 A=1) et (K=0,2 A=1).

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10} \text{ ou } \frac{(P_{\min})_{abs}}{Hg + 10}$$

Tableau4 Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	932	935	933	945	953	955	962
Longeur	0	140	250	450	530	740	1000
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.078	0.3	0.275	0.575	0.775	0.825	1
x/L	0	0.14	0.25	0.45	0.53	0.74	1

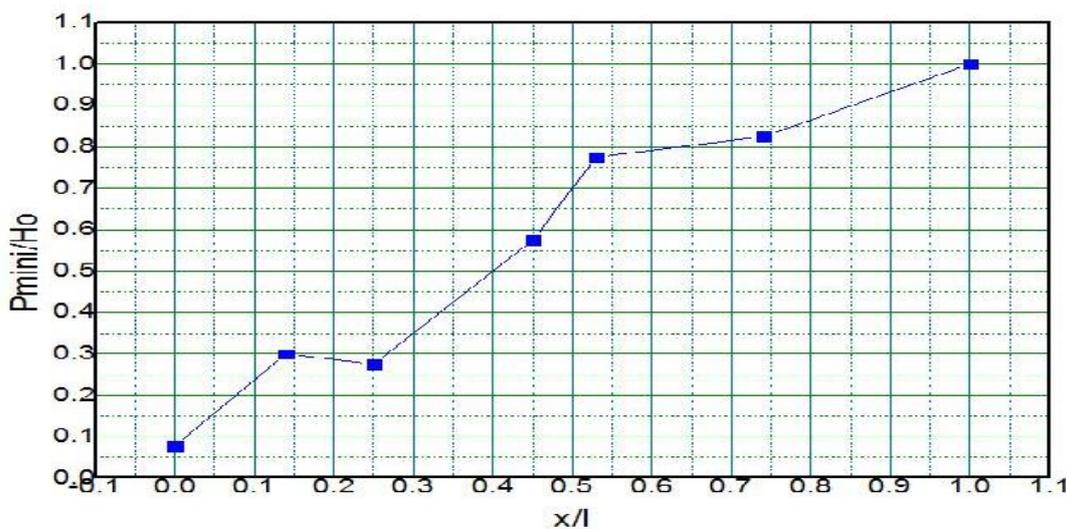


Figure 5 Profil en long absolu (SPF -S Traitement)

Après la superposition avec des abaques en **annexe (VI.1) et (VI.2)**, nous optons une valeur moyenne de $B=0.32$

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2 LS}{gH_{abs} B} \quad (\text{VI.7})$$

A.N

$$U_0 = 2.74 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{F_{min}}{F_0} = 0,78 \quad \Longrightarrow \quad P_{min} = 31.2$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^{1.2} = H_{abs} U_0^{1.2} \quad (\text{VI.8})$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{F_{abs}}{F_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 3.86 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 % ; $V=4.63 \text{ m}^3$

Conclusion :

Pour protéger l'adduction contre le coup de bélier il faut installé un réservoir eau + air comprimé d'un volume totale $V=4.63 \text{ m}^3$ avec un volume d'air en fonctionnement normale $V_0=2.74 \text{ m}^3$.

✓ Calcul pour le Tronçon SP1 –réservoir tampon :

On a HMT = 92,238m

Hg = 88 m

Tq: la hauteur de refoulement absolu $H_{abs} = \text{HMT} + 10$

$H_{abs} = 102.238$

H_0 : pression minimal, $H_0 = Hg + 10 = 98\text{m}$

A.N $K=0,05$ $A=1.54$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour $A=1.955$ et $K=0,157$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes ($K=0,1$ $A=2$) et ($K=0.2$ $A=2$).

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10} \text{ ou } \frac{(P_{min})_{abs}}{Hg + 10}$$

Tableau 1 Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	962	970.6	978	1001	1020.9	1032	1039.8	1048.2	1049.8	1050
Longueur	0	99.75	190	380	460	520	580	660	680	707.32
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.08	0.189	0.265	0.5	0.7	0.816	0.89	0.98	0.99	1
x/L	0	0.14	0.27	0.54	0.65	0.74	0.82	0.93	0.96	1

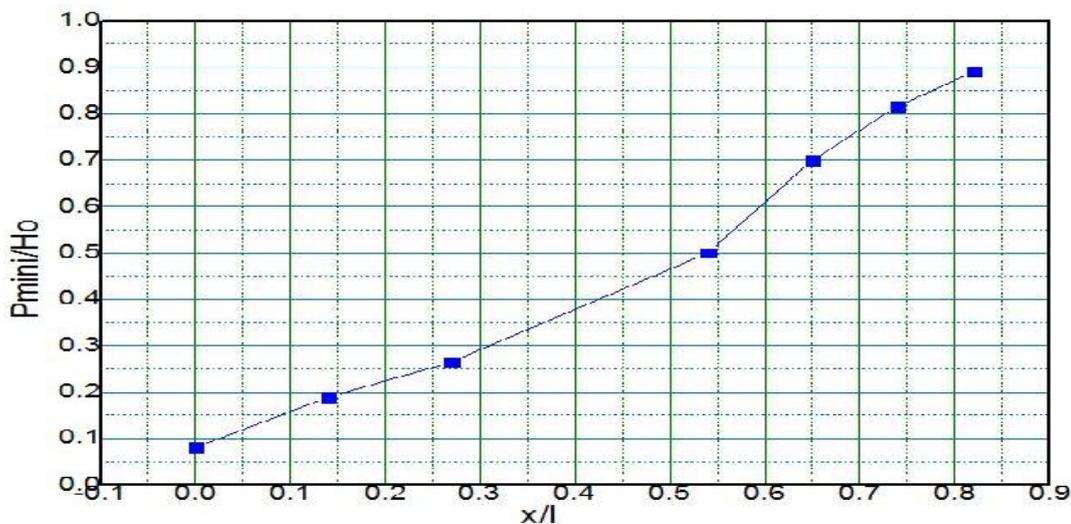


Figure 6 Profil en long absolu (SP1 -R Tampon)

Après la superposition avec des abaques en **annexe (VI.3) et (VI.4)**, nous optons pour une valeur de B=0,4

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U₀ en régime permanent :

$$U_0 = \frac{v^2 LS}{gH_{abs} B} \tag{VI.9}$$

A.N

$$U_0 = 0.71 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{F_{min}}{F_o} = 0,8 \implies P_{min} = 78.4$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^{1.2} = H_{abs} U_0^{1.2} \tag{VI.10}$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{F_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 0.89 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 : V=1.1 m³

Conclusion :

Pour protéger l'adduction contre le coup de bélier il faut installé un réservoir eau + air comprimé d'un volume totale $V=1.1 \text{ m}^3$ avec un volume d'air en fonctionnement normale $V_0=0.71 \text{ m}^3$.

7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Dans le chapitre V intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 2h, ce qui nous emmène à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée au part avant via la formule améliorée de **Mr. SALAH. B** on a avait obtenu Que $C = 649.255 \text{ m/s}$.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

Il s'agit là d'une adduction constituée de plusieurs tronçons en série, d'où des vitesses différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$V = \frac{\sum V_i L_i}{\sum L_i}$$

On trouve $V = 1,86 \text{ m/s}$

Et donc :

$$b = \frac{CV_0}{g} = 123,12 \text{ m}$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = Hg + b = 45.32 + 123.12 = 168,44 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN : } t_r = \frac{2 \times 11000}{649255} = 33.88 \text{ s}$$

On remarque que l'onde prend un temps important pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale.

- Si $t' \leq \frac{2L}{C}$ le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :

$$b = \frac{CV}{g}$$

- Si $t' > \frac{2L}{C}$ le coup de bélier est moins important et a pour valeur (en mètre d'eau) :

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

On calcule les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire. L = 11000 m.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,25 h

On trouve : $b = 3.68 \text{ m}$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

2. Pose de canalisation :

- **Principe de pose de canalisations** : [7]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

- **Pose de canalisation dans un terrain ordinaire** :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 20 cm convenablement nivelé.

Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

- **Pose de canalisation dans un mauvais terrain :**

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure 8).

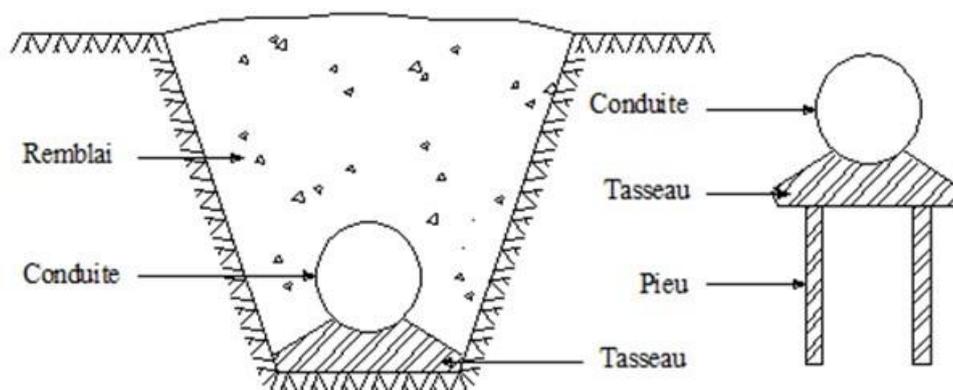


Figure 7 Pose de conduites dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain agressif :

Les tuyaux en PEHD ("Polyéthylène haute densité") est insensible à la corrosion. Il n'est pas nécessaire de faire une étude de corrosivité des sols.

- **Pose de canalisation en galerie :**

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure 9).

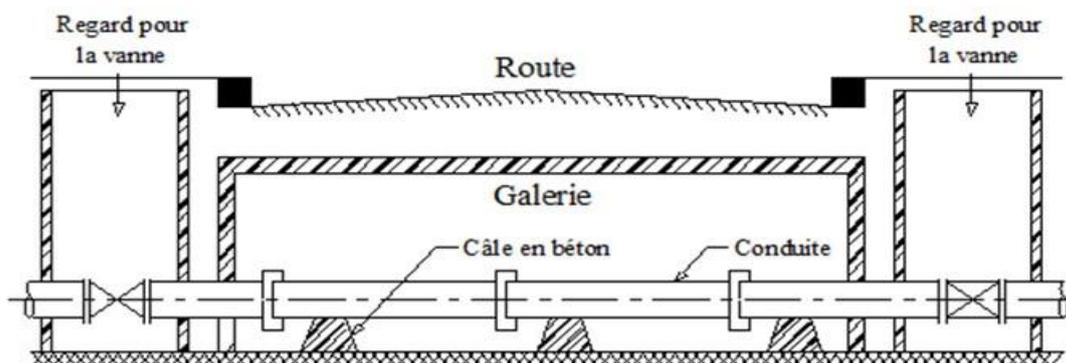


Figure 8 Pose de canalisation en galerie

- **Traversée d'une rivière :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

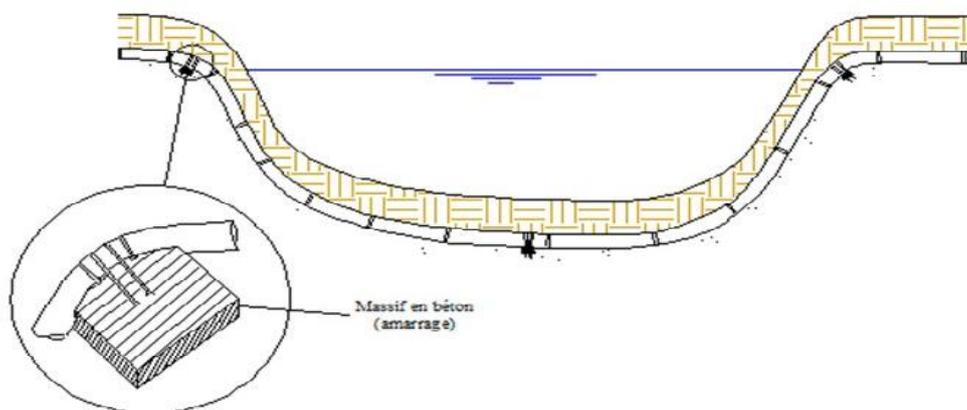


Figure 9 traversée d'une rivière

3. Techniques d'assemblage des tubes PEHD : [11]

Il existe deux principales techniques de soudage du polyéthylène :

- ✓ Electro-soudage (appelé parfois électro-fusion)
- ✓ Soudage Bout à bout

Electro-soudage :

Principe de la technique :

Cette technique consiste à réaliser des assemblages au moyen de raccords électro-soudables (manchons, coudes, tés...).

Un raccord en polyéthylène est dit électro-soudable lorsqu'il contient une résistance électrique, introduite lors du processus d'injection. Cette résistance est assortie de deux connecteurs électriques apparents sur la face extérieure du raccord. Ils permettent la liaison avec la machine de soudage.

Une fois reliée à une source d'énergie, cette résistance libère une chaleur suffisamment optimisée pour provoquer la fusion en surface des matières polyéthylène, celle du raccord et des deux tubes à assembler.

Après refroidissement, et donc fin du cycle, il y'aura constitution d'un assemblage cohérent assurant une étanchéité quasi parfaite. Cette technique est valable pour l'ensemble des diamètres sans exclusion.

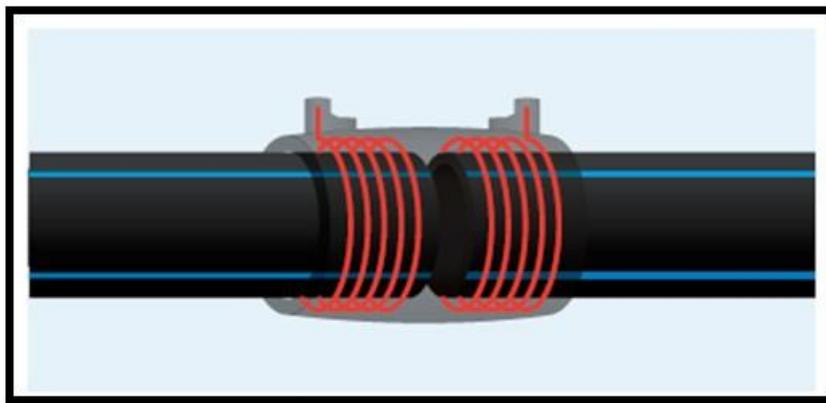


Figure 10 Electro-soudage

Soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux. Il est conseillé de n'utiliser cette technique qu'à partir du diamètre 125 mm.

Principe :

Le procédé consiste à porter à la température de soudage ($210\text{ °C} \pm 10\text{ °C}$), par une plaque chauffante (dite miroir), les extrémités des tubes. Après escamotage de cet outil, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant le cycle complet de refroidissement. Un bourrelet sera formé à l'endroit de la soudure, dont les dimensions seront proportionnelles au diamètre des tubes soudés, et dont la forme peut renseigner sur la qualité de la soudure. La qualité des assemblages soudés dépend de l'aptitude des matières PE à se souder entre elles. Pour cela, elles doivent avoir des indices de fluidité (MFI mesuré à 5 kg, 190 °C) dans la fourchette de 0.2 à 1.3 g/10min.

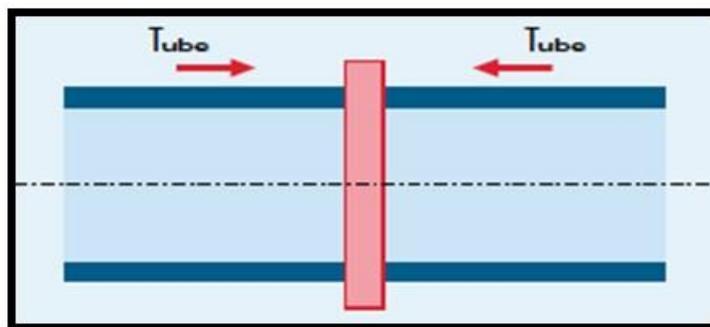


Figure 11 Soudage bout à bout

4. Les pièces spéciales :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

5. Organes de mesures :**a) Mesure de débit**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression, La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

➤ manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.

Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites ;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites ;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir ;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontagedes différents accessoires.

Chapitre VII
Organisation
De
Chantiers

Chapitre VII Organisation de Chantiers

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

1. Différents travaux à entreprendre :

1.1. Travaux concernant la station de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **Décapage :**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

- **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

- **Coulage du béton de propreté :**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis-poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

- **Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces.

1.2. Travaux concernant l'adduction :

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

- **Exécution des tranchées :**

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

- **Construction des regards :**

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

- **Pose du lit de sable :**

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

- **Pose des conduites :**

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

- **Remblayage des tranchées :**

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

- **Nivellement et compactage :**

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

1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier

- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

2. Calcul des volumes des travaux :

2.1. Calcul des volumes des travaux des stations de pompage :

a) Station de pompage type bêche sèche :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- l'emprise totale de station de pompage est de 168 m^2 ($L=21$; $l=8$)
- La profondeur des fouilles $h=1,5\text{m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L=1,5\text{m}$ et de hauteur $h=0.50\text{m}$.
- Les poteaux sont de forme rectangulaire de dimensions $0,5*0,4$ et de $h= 6\text{m}$ pour la salle des pompes.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de $e=7\text{cm}$.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.

• Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$D'où V = S * h = 168 * 0,1 = 16,8 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **17 m^3**

• Calcul du volume des déblais

La cote du radier du bâtiment étant à une profondeur de 1m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de :

$$15 \times 5 \times 1 = 75 \text{ m}^3.$$

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18 le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **$60,75 \text{ m}^3$** .

Le volume total des déblais s'élèverait à : $75 + 60,75$ soit environ : **$135,75 \text{ m}^3$**

• Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles -Demi-poteaux -Poteaux -Voiles -Chape inférieure -Dalle supérieure.

Tableau 1 Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V=L*l*h (m ³)
Semelles	1,5	1,5	0,4	18	16,2
Demi-poteaux	0,3	0,3	0,7	18	1,134
Poteaux	0,5	0,4	6	18	21,6
Poutres	85	0,25	0,2	/	4,25
Éléments	Surface		Hauteur	N	V=S*H (m ³)
dalle	160		0,07	/	11,2
					TOTAL : 65,58

Le volume total du béton armé sera donc de 65.58 m³ arrondi à : **70m³**

- **Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté des fouilles est de 1,5x1,5x1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de 2,09m³.

Le nombre de fouilles étant de 18 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **37,62 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de :
400* 0,4- 18*0,3*0,4= **65,04m³**.

Le volume total du remblai compacté est de 195,46 m³, qu'on majorera à : **105m³**

- **Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30x20 cm x cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles :

$$\text{La surface totale à couvrir est de : } S_t = 696 \text{ m}^2$$

D'où le nombre de briques nécessaire est de : $N = S_t / S_{brique} = 696 / (0,3 \times 0,2)$

Nombre des briques est : 11600 briques.

Tableau 2 Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Quantité (m3)
1	Décapage	40
2	Excavation	135,75
3	Remblais compacté	105
4	Béton de propreté	9,45
5	Béton armé semelle	16,2
6	Béton armé demi poteaux	1,634
7	Béton armé des ceintures	4,25
9	Béton armé poteaux	21,6
10	Béton armé dalle	11,2
11	Maçonnerie (briquetage)	11600 briques

b) Station de pompage type flottante :

Montage de la station de pompage flottante.

2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure 32).

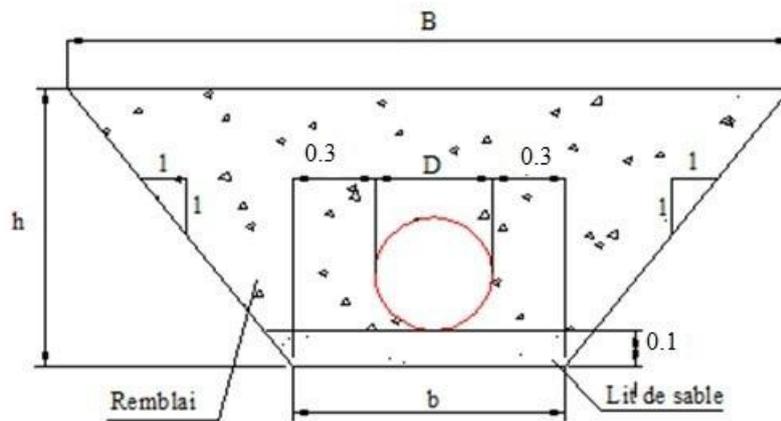


Figure 1 Coupe en travers de la tranchée de la conduite.

- **Le volume du lit du sable :**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée qui est d'une longueur de $L = 11707.32$ m, dont il prend la même largeur du lit de tranchée $b = 1,5$ m.

D'où :

$$V_s = 0,15 * (1,5 + 1 * 0,15) * 11707,32 = 2897,56 \text{ m}^3$$

- **Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$V_c = S_c \times L$$

La conduite passe par plusieurs diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Tableau 3 Les volumes des conduites

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
315	0,078	707.32	55,17
315	0,078	10781	840,918
400	0,125	219	27,52
			923,46

- **Remblais compacté**

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Cela dit on fixe la section à excaver donc le changement au niveau des changements des diamètres est seulement la hauteur des remblais :

Les dimensions de la tranchée sont 1,5m de largeur et 1,5m de hauteur de remblais du lit de sable jusqu'à la surface du terrain naturel.

$$S = 1,5 \times (1,5 + 1 \times 1,5) = 4,5 \text{ m}^2$$

$$V_{exc} = S \times L = 4,5 \times 11707,32 = 52682,94 \text{ m}^3$$

Donc :

$$V_r = 52682,94 - (923,46 + 2897,56) = 48861,92 \text{ m}^3$$

3. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

3.1. Définitions des tâches et leurs durées

- ✓ La construction des réservoirs de l'adduction se feront en parallèle.
- ✓ La construction des stations de pompage de l'adduction qui sont la station de pompage flottante et la station de pompage de type bache se feront en parallèle.

- **Stations de pompage**

Les tâches de construction du bâtiment des deux stations de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le Tableau 4.

Tableau 4 Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2

Notation	Opération	Durée (jours)
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

- **Adduction :**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau 5.

Tableau 5 Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	100
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	100
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	100
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	100
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	30
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	30
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	30
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	30
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	80
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	80
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	80
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	80
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	22
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	22
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	22
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	22

- **Réservoirs**

Les tâches concernant la réalisation des réservoirs et leurs durées sont mentionnées dans le tableau 6.

Tableau 1 Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

- **Stations de pompage et réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau 7

Tableau 7 tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	Succède	opérations	Précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC

opérations	précède	Succède	opérations	Précède	succède
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI, BJ
L	M	K	BL	---	BK

- **Adduction**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau 8

Tableau 8 tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

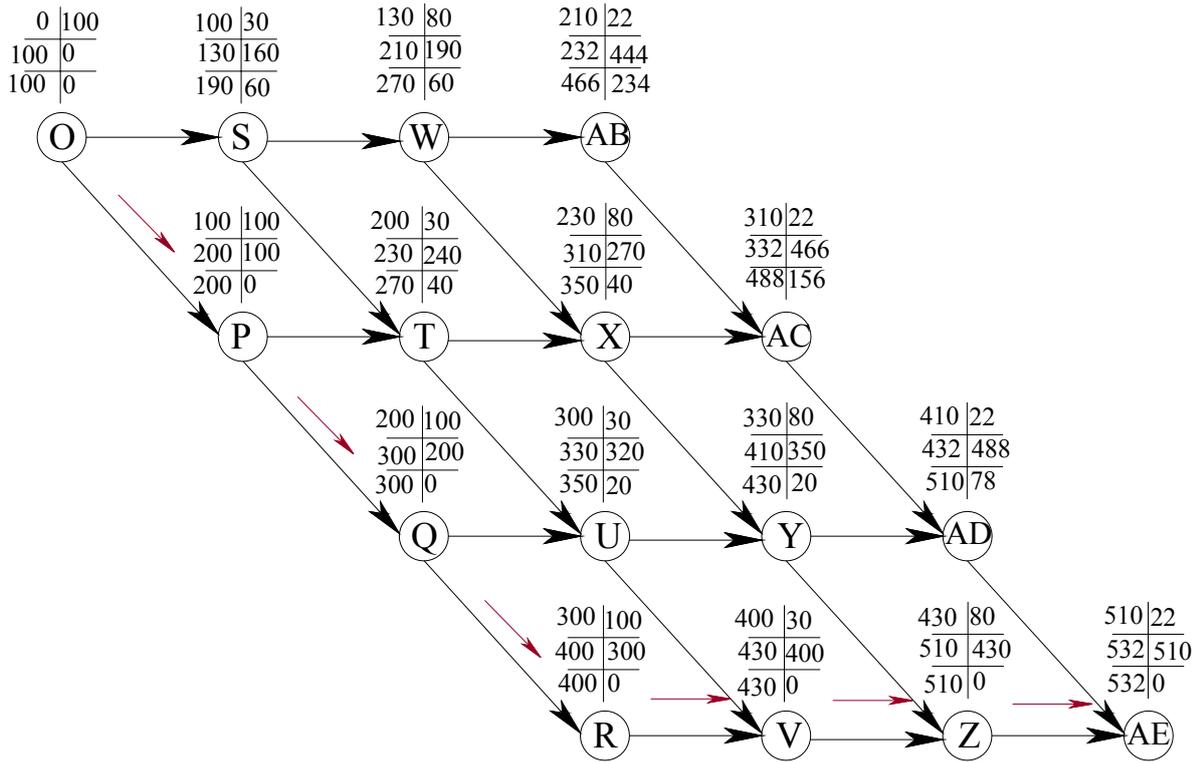
opérations	précède	Succède	opérations	Précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure 1 et 2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches rouges portées sur la figure 1 et 2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de 510 jours.



le reseau à Noeuds de l'adduction

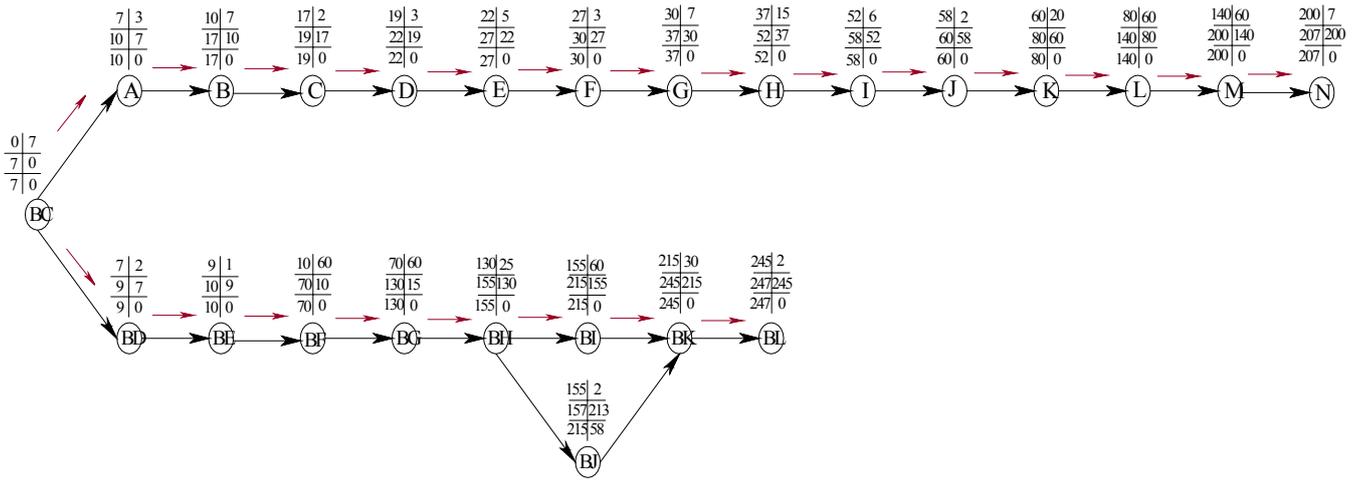
→ chemin critique

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- DCP : date de commencement au plus tot
- DFP : date de finition au plus tot
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFPP : date de finition au plus tard
- MT : la marge totale
- TR : temps de réalisation

(AF) opération (tache)

Figure. 2 : le réseau à nœuds de l'adduction



le reseau à Noeuds des station de pompage et réservoirs

→ chemin critique

DCP	TR	DCP : date de commencement au plus tot
DFP	DCPP	DFP : date de finition au plus tot
DFPP	MT	DCPP : date de commencement au plus tard
		DFPP : date de finition au plus tard
		MT : la marge totale
		TR : temps de réalisation

⊙ AF opération (tâche)

Figure. 2 : le reseau à noeuds des stations de pompage et réservoirs.

4. Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique , ou un retro chargeur.
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

4.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure 4 Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

4.2. Les Dozer:

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure 5 Bulldozer

4.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure6 Chargeur

4.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure 7 Compacteur Mono

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

Chapitre VIII
Protection
&
Sécurité de Travail

Chapitre VIII Protection et Sécurité de Travail

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout. L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ». Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requièrent une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociaux, culturels, économiques et physiques).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles-ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujéti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

1. Causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- ✓ De la nature de la forme des matériaux mis en oeuvre ;
- ✓ Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- ✓ De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- ✓ Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

2. Actions et conditions dangereuses [8]

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel ;

- Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

- Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

- Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

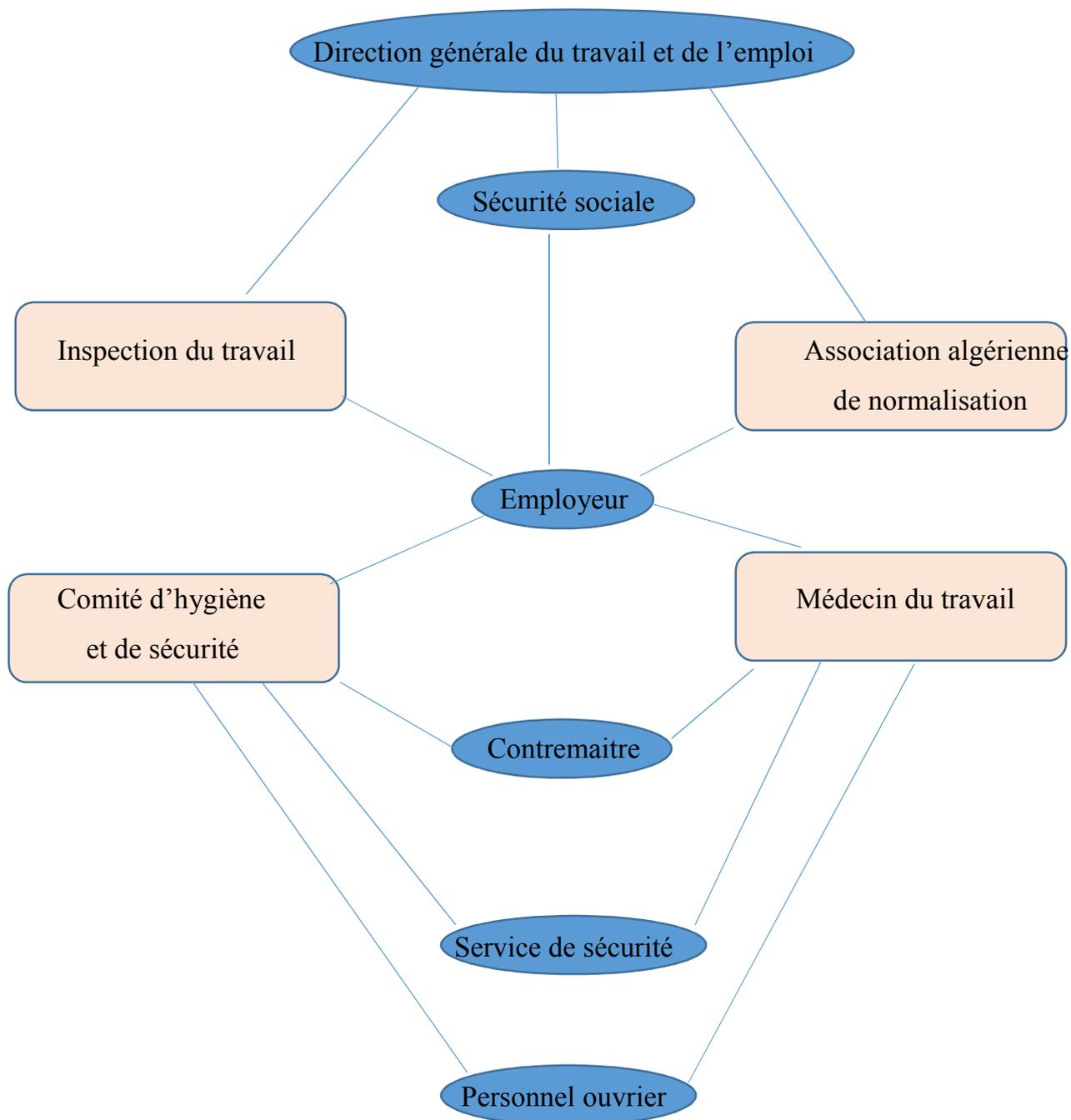
- Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

- Conditions climatiques défavorables.

3. Organisation de la prévention des accidents du travail [8]

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
 - Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
 - Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

· La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- Protection des membres inférieurs ;
- Protection des yeux ;
- Protection du tronc ;
- Protection de la tête ;
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Être pratique et confortable ;
- Être solide ;
- Être d'un entretien facile.

Conclusion

- La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

- A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau de la station de traitement du barrage OURKIS vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2045, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 87806 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la commune concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 12811.2 m³/j des eaux du barrage de OURKIS.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela sur le long de notre d'adduction, on a projeté trois type des réservoirs, et ils sont sur sol.

La différence d'altitude entre le barrage et le réservoir de distribution d'El Faroukh a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec le matériau PEHD, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée du vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement. Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projetés des régulateurs de pression.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **ANDRE DUPONT** « HYDRAULIQUE URBAINE», Tome II.1981 Eyrolles (Paris)
- [2] **B.SALAH** « polycopie d’Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.
- [3] **M.CARLIER** « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».1972 Eyrolles (Paris)
- [4] « Mémento du gestionnaire de l’alimentation en eau et de l’assainissement», Tome I
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [6] **M. MEUNIER** « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D’EAU SOUS PRESSION » **Edition** Dunod, Paris, 1950
- [7] **Bruce E. Larock , Roland W. Jeppson, Gary Z. Watters** «Hydraulics of Pipeline Systems »

WEBOGRAPHIE

- [8] **HYDROMOBIL** Spécialiste du pompage à ciel ouvert « www.hydromobil.com »
- [9] **GROUPE CHIALI** Catalogue technique « www.groupe-chiali.com »

Nomenclature

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de frottement.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

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

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

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

Q : Débit à refouler (m³/s).

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

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

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

ε : Rugosité absolue de la conduite.

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

η : rendement de la station de pompage (70 %).

E : énergie consommée pendant une année (Kwh).

P : puissance de pompage (Kw) .
 t : temps de pompage par jour (h).
 K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
 δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
 A : Frais d'amortissement (DA).
 i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$.
 n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.
 Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s).
 V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).
 V_r : capacité résiduelle (m^3).
 a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%).
 V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).
 R : revanche (m).
 L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).
 H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).
 Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.
 H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).
 $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.
 $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.
 V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).
 P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e).
 T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).
 Δh_{asp} : Pertes de charge totale du côté aspiration.
 Δh_{asp}^{lin} : Pertes de charge linéaire à l'aspiration (m).
 ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).
 ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

ANNEXES

Annexe (II.1)

Annexe 1 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe (III.1)

Annexe 2 : TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	26,31	30,78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	33,85	39,60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	52,60	61,54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	82,33	96,33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	125,79	147,17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	198,97	232,79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	281,31	329,13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	335,47	392,50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	495,40	579,62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	631,13	738,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6 424,42	7 516,57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10 021,19	11 724,79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	15 153,49	17 729,58

Annexe (III.2)

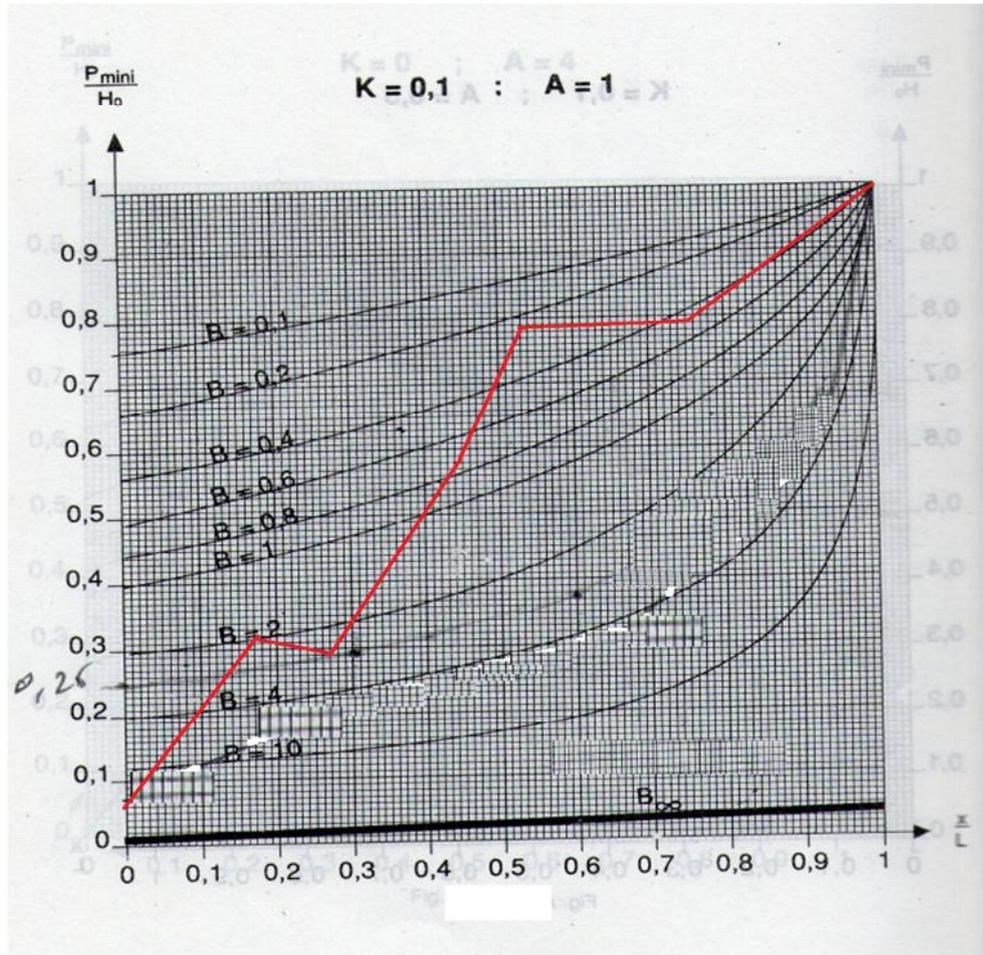
Annexe 3 : TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48,03	56,20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75,47	88,30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116,64	136,47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180,68	211,40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288,17	337,16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404,81	473,63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	22 513,76	26 341,10

Annexe (VI.1)

Abaque de PEUHU MEUNIER

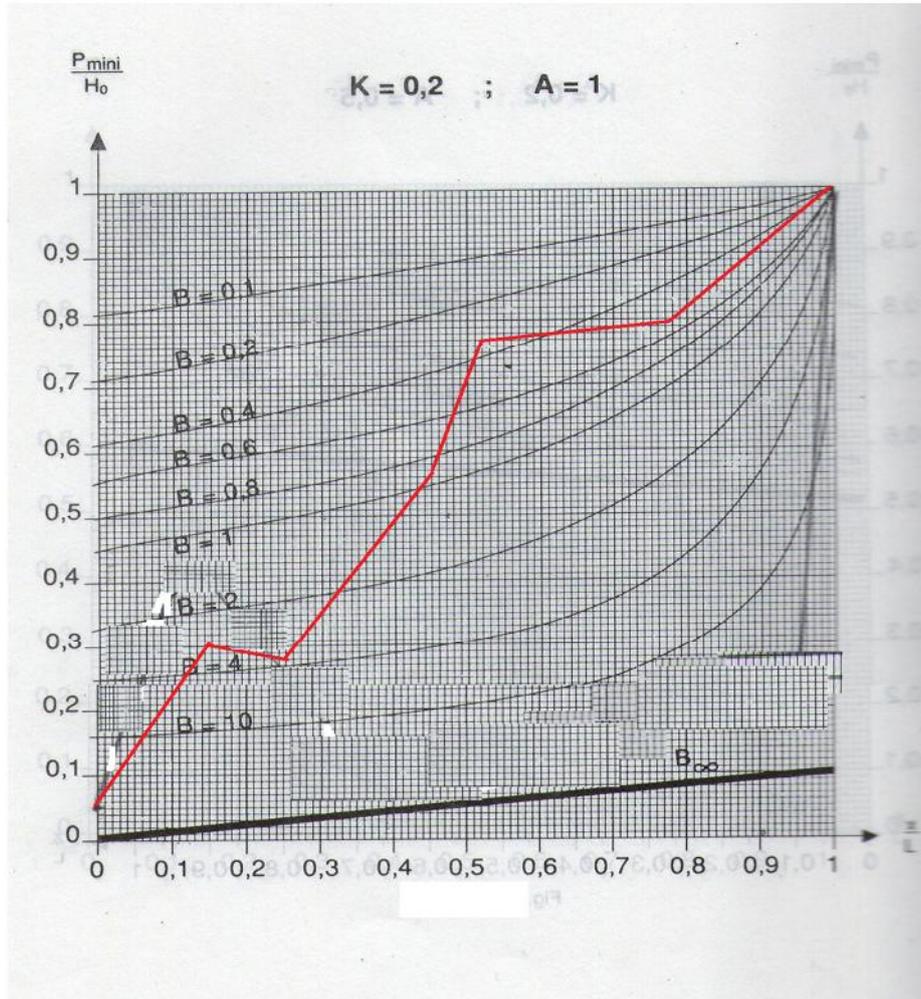
Annexe : Abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe (VI.2)

Abaque de PEUHU MEUNIER

Annexe : Abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe (VI.3)

Abaque de PEUHU MEUNIER

Annexe II

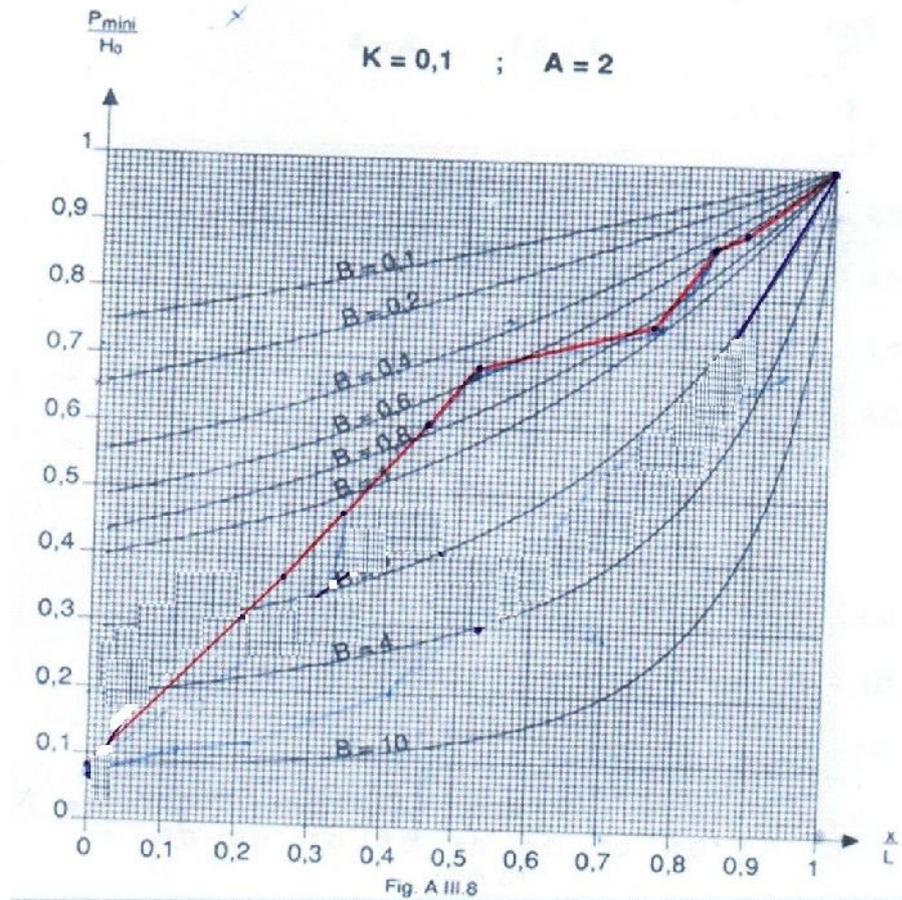


Figure I : abaque de PEUCH et MEUNIER

Annexe (VI.4)

Abaque de PEUHU MEUNIER

Annexe III

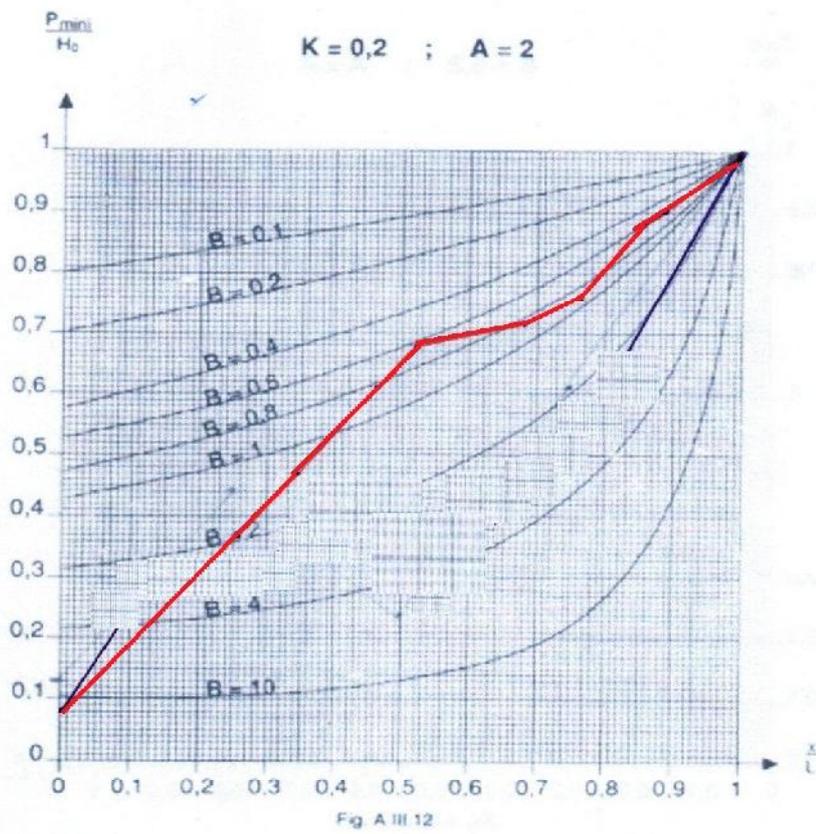


Figure II : abaque de PEUCH et MEUNIER