

Higher National School of Hydraulic

The Library

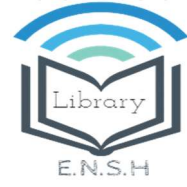
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction d'eau potable a partir de barrage de sidi m'hammed ben taiba vers les communes de Mkhatria et El Amra (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-14

APA Citation (توثيق APA):

Boumriche, Djamel Eddine (2014). Etude de l'adduction d'eau potable a partir de barrage de sidi m'hammed ben taiba vers les communes de Mkhatria et El Amra (w. Ain defla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، 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

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

ETUDE DE L'ADDUCTION D'EAU POTABLE A PARTIR DE BARRAGE DE SIDI
M'HAMMED BEN TAIBA VERS LES COMMUNES DE MKHATRIA ET EL AMRA
(W.AIN DEFLA)

PRESENTE PAR :

M^r. BOUMRICHE DJAMEL EDDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. KHETTAL Tahar	M .C.A	Président
M ^{me} . CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
Mr. HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} . TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
Mr. MEDDI M'hamed	Ingénieur	Invité
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciements

*Mes vifs remerciements à monsieur HACHEMI
ABDELKADER pour avoir accepté de m'encadrer et
pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois
que je sollicite son aide.*

Mes remerciements également :

- *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et
particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- *Aux membres du jury qui me feront l'honneur
d'examiner mon travail.*

B.DJAMEL



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Ahmed et Lila,
qui m'ont soutenus durant toutes ces années de
formation.*

A toutes mes sœurs, Mon frère sofiane

A toute la famille Boumriche et Tadjer.

*A tout mes amis et mes collègues, et à tout ceux qui me sont
proche*

B.Djamel.

إن شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب في كل من بلدي المخاطرية و العامرة بولاية عين الدفلى تواجه صعوبة كبيرة لعدم توفر الكثير من الموارد المائية خاصة الجوفية منها .

ومن أجل تحقيق تغطية شاملة لمختلف احتياجات مياه الشرب بالمنطقة، قمنا بدراسة المشروع المعد من طرف السلطات المعنية و المتمثل في انشاء تحويل للمياه من سد سيدي محمد بن طيبة الى هاتين

البلديتين

Résumé :

L'alimentation du réseau d'eau potable dans chacune des communes Mkhatria et El Amra de la wilaya d'Ain Defla connait de grandes difficultés en raison du manque de ressources en eaux, en particulier les eaux souterraines.

Afin d'obtenir une couverture complète des différents besoins en eaux potable dans la région, nous avons étudié le projet déjà établi par les autorités concernées et notre objectif consiste à faire le transfert d'eau à partir du barrage Sidi Mhamed Ben Taiba vers ces deux communes.

Abstract:

The network supply of potable water in each city of Mkhatria and El Amra in Ain Defla facing great difficulty due to lack of water resources, especially groundwater in order to achieve comprehensive coverage of the various needs of drinking water in the region, we studied the project prepared by the authorities concerned and the goal of the establishment of transfer of water from the dam of Sidi Mhamed Ben Taiba for these two cities.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I-1- Description générale de la zone d'étude	1
I-1-1- Présentation du barrage de SIDI M'HAMMED BEN TAÏBA	2
I-1-2- Présentation de la station de traitement	2
I-2- Situation géographique	4
I-3- Situation géologique et géotechnique	5
I-3-1-Formations anciennes.....	5
I-3-2-Le géosynclinal tellien et sa bordure.....	5
I-3-3-Les mouvements pyrénéens.....	5
I-3-4-Le bassin pliocène (fin de l'orogénèse alpine).....	6
I-4- Situation climatologique.....	7
I-5- Situation topographique.....	7
I-6- Situation hydraulique.....	8
I-6-1-Ressources en eau potable de la zone d'étude	8
I-6-1-1-Forages.....	8
I-6-1-2-Sources en eau.....	9
I-6-2-Stockages existants.....	9
I-7- Population	10
Conclusion	10

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction.....	11
II-1- Evolution de la population.....	11
II-2-Evaluation des besoins en eau potable :	12
II-2-1-Généralités :.....	12
II-2-2-L'évaluation de la consommation moyenne journalière:.....	13
II-2-2-1- Besoins domestique	13
II-2-2-2- Besoins sanitaires :.....	14
II-2-2-3- Besoins scolaires :.....	14
II-2-2-4- Besoin commerciaux :.....	15
II-2-2-5- Besoins socioculturels et sportifs :.....	15
II-2-2-6- Besoins administratifs :.....	15
II-2-2-7- Besoins d'arrosage :.....	16
II-2-3- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :	16
II-2-4-Fuites et gaspillage :.....	17
II-3-Variation de la consommation :.....	17
II-3-1-Variation de la consommation journalière	18
II-3-1-1-Consommation maximale journalière.....	18
II-3-1-2-Consommation minimale journalière :.....	19
II-3-2- Variation de la consommation horaire	19

II-3-2-1-Consommation maximale horaire	20
II-3-2-2-Consommation minimale horaire.....	20
II-2-2-3-Débit moyen horaire total :	21
II-3-2-4-Variation du débit horaire pour la commune d'El Amra :	21
II-3-2-5-Variation du débit horaire pour la commune de Mkhatria :	23
II-3-2-6-Variation du débit horaire pour la consommation totale:	26
II-4-Balance hydraulique :	28
Conclusion :	28

Chapitre III: Les réservoirs

Introduction :.....	29
III-1-Fonctions des réservoirs :.....	29
III-2- Prescriptions sanitaires :.....	30
III-3-Classification des réservoirs.....	30
III-4-Emplacement des réservoirs :.....	31
III-5-Méthodes de calcul des capacités des réservoirs :.....	31
III-5-1-Le cas d'un réservoir d'alimentation :	31
III-5-1-1-La méthode analytique :	31
III-5-1-2-Méthode graphique :.....	32
III-5-2-Le cas d'un réservoir tampon :.....	33
III-6-Calcul de capacité des réservoirs :	33
III-6-1-Réservoirs de Mkhatria:	33
III-6-1-1-volume de réservoir tampon :	33
III-6-1-2-volume de réservoir d'alimentation :	34
III-6-2- Réservoir d'alimentation d'El Amra:.....	36
III-7-Dimensions des réservoirs :.....	37
III-7-1-Réservoirs de Mkhatria (tampon et d'alimentation) :.....	37
III-7-2- Réservoir d'El Amra :	38
III-8- Equipements des réservoirs :.....	39
III-9- Matérialisation de la réserve d'incendie :	39
III-9-1-Système à deux prises :.....	40
III-9-2-Système à siphon :	40
III-10-Traversée des conduites dans les parois du réservoir :.....	40
Conclusion :	42

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction :.....	43
IV-1-Types d'adduction :.....	43
IV-1-1- Adduction gravitaire :	43
IV-1-2- Adduction par refoulement :	43
IV-1-3- Adduction mixte :	43
IV-2- Adduction et types d'écoulement :.....	43
IV-2-1- Ecoulement à surface libre :	43
IV-2-2- Ecoulement en charge :.....	44
IV-3-Etude des variantes :	44

IV-3-1- Proposition de variantes.....	44
IV-3-2- Analyse et choix de la variante :.....	46
IV-4-Choix du tracé :.....	46
IV-5-Choix du matériau de la conduite :.....	46
IV-5-1-Les matériaux susceptibles d’être utilisés pour les conduites d’AEP:.....	47
IV-5-1-1-La fonte :.....	47
IV-5-1-2-L’acier :.....	46
IV-5-1-3-L’Amiante ciment :.....	48
IV-5-1-4-Polyéthylène de haute densité PEHD :.....	48
IV-5-1-5-Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre).....	48
IV-6-Calcul hydraulique :.....	49
IV-6-1- Première variante :.....	49
IV-6-1-1-Cas gravitaire :.....	49
IV-6-1-1-1-Détermination de diamètre avantageux :.....	49
IV-6-1-1-2- Calcul de la longueur de tronçon :.....	50
IV-6-1-1-3-Les caractéristiques des différents points.....	50
IV-6-1-1-4- Calcul de la charge disponible :.....	51
IV-6-1-1-5-Calcul du gradient hydraulique:.....	51
IV-6-1-1-6- Calcul du diamètre avantageux de tronçon de l'adduction :.....	51
IV-6-1-1-7- Calcul de la longueur géométrique pour chaque tronçon :.....	52
IV-6-1-1-8- La vitesse d’écoulement.....	52
IV-6-1-1-9- Calcul de la côte piézométrique et la pression de point intermédiaire.....	53
IV-6-1-1-10-Les frais d’investissement :.....	53
IV-6-1-2-Cas de refoulement.....	53
IV-6-1-2-1-Dimensionnement de l’adduction par refoulement :.....	54
IV-6-1-2-2-Calcul des frais d’exploitation.....	54
IV-6-1-2-3-Calcul des frais d’investissement.....	58
IV-6-1-2-4-Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	58
IV-6-2-Deuxième variante :.....	58
IV-6-2-1-Cas gravitaire :.....	58
IV-6-2-1-1-Détermination de diamètre avantageux :.....	59
IV-6-2-1-2-Les caractéristiques des différents points :.....	59
IV-6-2-1-3-Calcul de la charge disponible :.....	60
IV-6-2-1-4-Calcul du gradient hydraulique (I):.....	60
IV-6-2-1-5-Calcul du diamètre avantageux de tronçon de l'adduction :.....	60
IV-6-2-1-6-Calcul de la longueur géométrique pour chaque tronçon :.....	61
IV-6-2-1-7-La vitesse d’écoulement :.....	61
IV-6-2-1-8-Les frais d’investissement :.....	61
IV-6-2-2-Cas de refoulement :.....	62
IV-6-2-2-1-Calcul de la hauteur géométrique Hg :.....	62
IV-6-2-2-2-Calcul des frais d’exploitation.....	62
IV-6-2-2-3-Calcul des frais d’investissement :.....	63
IV-6-2-2-4-Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	63
IV-6-3-Comparaison entre les Bilan des frais d’investissement :.....	64
IV-7-Calcul des cotes piézométriques et les pressions de certains points de l’adduction :.....	64
IV-7-1-Partie gravitaire :.....	64
IV-7-2-Partie refoulement :.....	71
Conclusion :.....	77

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	77
V-1- Choix de l'emplacement de la station de pompage	77
V-2- Choix du type de pompe	77
V-3- Couplage des pompes	77
V-4- Choix du nombre de pompes	78
V-5- Le choix des pompes	78
V-6- Points de fonctionnement des pompes	79
V-7- Courbe caractéristique de la conduite	79
V-8- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	80
V-9- Bâches de reprise de la station de pompage	81
V-10- Etude de la cavitation	82
V-11- Calage de la pompe	83
V-12- Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage	85
V-12-1- Hauteur du bâtiment	85
V-12-2- Longueur du bâtiment	85
V-12-3- Largeur du bâtiment.....	86
V-12-4- Dimensions des portes	86
V-12-5- Dimensionnement des fenêtres	87
Conclusion	87

Chapitre VI: Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction	88
VI-1- Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire	88
VI-1-1- Causes du coup de bélier	88
VI-1-2- Amplitude des coups de bélier	88
VI-1-3- Risques dus aux coups de bélier	89
VI-3-1- Cas de la surpression	89
VI-3-1- Cas de la dépression	90
VI-I-4- Fatigue de la canalisation	90
VI-I-5- Interprétation physique du coup de bélier	90
VI-I-5-1- La première phase.....	90
VI-I-5-2- La deuxième phase	91
VI-I-5-3- La troisième phase	91
VI-I-5-4- La quatrième phase	91
VI-2- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	91
VI-2-1- Réservoirs d'air	92
VI-2-2- Cheminée d'équilibre	92
VI-2-3- Soupape de décharge	92
VI-2-4- Volant d'inertie	93
VI-3- Calcul des réservoirs d'air	93
VI-4- Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B	93

VII-4-1- Calcul de la célérité d'onde	93
VII-4-2- Les caractéristiques de l'adduction de refoulement	96
VII-4-3- Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon	96
VII-4-4- Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon	96
VII-4-5- Calcul des volumes d'air	97
VII-5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	97
Conclusion	98

Chapitre VI: Pose de canalisation et accessoires

Introduction	99
VII-1- Pose de canalisation	99
VII-1-1-Principe de Pose de canalisation	99
VII-1-2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	100
VII-1-3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain	100
VII-1-3 1-Cas d'un terrain peu consistant	100
VII-1-3 2-Cas d'un terrain agressif	101
VII-1-4 - Pose de canalisation en galerie	101
VII-1-5 - Traversée d'une rivière	102
VII-1-6 - Essais de pression et d'étanchéité d'adduction	103
VII-1-7 La mise en eau des adductions	104
VII-2- Accessoires	104
VII-2-1- Vannes de sectionnement	105
VII-2-2- Vannes d'isolement	105
VII-2-3- Robinet à flotteur	105
VII-2-4- Clapets anti retour	105
VII-2-5- Ventouses	106
VII-2-6- Vannes de décharge	106
VII-2-7- Moyens anti-bélier	106
VII-2-8- By-pass.....	107
VII-2-9- Poteaux d'incendie	107
VII-2-10- Crépines.....	107
VII-2-11- Déversoirs de trop plein	107
VII-2-12- Joints de raccordement	108
VII-2-13- Organes de mesure	108
VII-2-13-1- Mesure de débit	108
VII-2-13-2- Mesure de pression	109
VII-2-14- Organes de raccordement	109
VII-2-14-1- Coudes	110
VII-2-14-2- Cônes	110
VII-2-14-3- Tés	110
VII-2-14-4- Joints de démontage.....	110
Conclusion	111

Chapitre VIII: Organisation de chantier

Introduction	112
VIII-1- Différents travaux à entreprendre.....	112
VIII-1-1- Travaux concernant l'adduction	112
VIII-2- Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	113
VIII-2-1 Déblais d'excavation	113
VIII-2-2- Lit de sable	113
VIII-2-3 Volume de la conduite	114
VIII-2-4- Remblais	114
VIII-3- Choix des engins de terrassement	115
VIII-3-1- Pelle hydraulique	115
VIII-3-2- Bulldozer	116
VIII-3-3- Chargeur	116
VIII-3-4- Compacteur	116
VIII-4- La durée d'excavation	116
VIII-5- Définitions des tâches et leurs durées	116
VIII-6- Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	117
VIII-6-1-Calcul du volume de décapage.....	117
VIII-6-2-Calcul du volume d'excavation.....	118
VIII-6-3-Calcul du volume du béton de propreté.....	118
VIII-6-4-Calcul du volume de béton armé.....	118
VIII-6-5-Calcul du volume du remblai des fouilles.....	118
VIII-6-6-Calcul du volume de la maçonnerie.....	118
VIII-7-Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	119
VIII-7-1-Réservoirs de Mkhatria de 1000 m ³	119
VIII-7-1-1-Calcul du volume des déblais.....	119
VIII-7-1-2-Calcul du volume du tout venant.....	119
VIII-7-1-3-alcul du volume de béton de propreté.....	119
VIII-7-1-4-Calcul du volume du béton armé.....	120
VIII-7-1-5-Calcul du volume du remblai compacté.....	121
VIII-7-2-Réservoirs d'El Amra de 1500 m ³	122
VIII-8-Devis des travaux.....	122
Conclusion	123

Conclusion générale

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : présentation Générale de la zone d'étude.....	1
Figure I.2 : Aperçu de la Géologie de la Wilaya d'Ain Defla.....	6
Figure I.3 : Situation des Bassins Versants	8
Figure II.1 : Répartition des habitants par commune	12
Figure II.2 : Répartition des besoins moyens journaliers	18
Figure II.3 : Histogramme de la consommation de la commune d'El Amra.....	23
Figure II.4 : Histogramme de la consommation de la commune de Mkhatria	25
Figure II.5 : Histogramme de la consommation totale.....	27
Figure II.6 : Tracé de la courbe intégrale.....	27
Figure III.1 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	32
Figure III.2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	41
Figure III.3 : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	41
Figure IV.1 : présentation de la première variante.	45
Figure IV.1 : présentation de la deuxième variante.....	46
Figure IV.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	59
Figure IV.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	64
Figure V.1 : courbes caractéristiques de la station de pompage.....	79
Figure V.2 : point de fonctionnement de la station de pompage	80
Figure VI-1: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	97
Figure VII.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant	101
Figure VII.2 : Pose de canalisation en galerie.....	102
Figure VII.3 : traversée d'une rivière	102
Figure VII.4: traversée d'un Oued.....	103
Figure VII.5 : Clapet à double battant	106
Figure VII.6 : Débitmètres déprimogènes	108
Figure VII.7 : Manomètre	109
Figure VIII.1 : Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier	117

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation De La zone d'étude

Tableau I-1: Tableau Caractéristiques de l'eau de l'oued Abda	3
Tableau I-2: Tableau de température moyennes mensuelles (2001-2010).....	7
Tableau I-3: Tableau de précipitations moyennes mensuelles (2001-2010).....	7
Tableau I-4: Tableau de répartition des différents forages dans la région.....	9
Tableau I-5: Tableau de des différentes sources en eau existant dans la région	9
Tableau I-6: Tableau de population des centres principaux à desservir par le barrage	10

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II-1: Evolution de la population à différents horizons	11
Tableau II-2: Tableau Répartition par communes des besoins moyens journaliers.....	13
Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaire.	14
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins scolaire.....	14
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.	15
Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels et sportifs.	15
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins publics.....	16
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins d'arrosage.....	16
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	17
Tableau II-10: Tableau récapitulatif des différentes consommations totale.....	17
Tableau II-11: consommations maximale et minimale journalière pour chaque.....	19
Tableau II-12: variation de Q_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II-13: variation de Q_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	21
Tableau II-14: consommations totales : maximales et minimales horaires.....	21
Tableau II-15: variation du débit horaire pour la commune d'El Amra	22
Tableau II-16: de variation du débit horaire pour la commune de Mkhatria	24
Tableau II-17: variation du débit horaire pour la consommation totale	26
Tableau II-18: Balance en eau potable de la zone d'étude	28

Chapitre III: Etudes Des Réservoirs

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mkhatria.....	34
Tableau III-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Amra	36
Tableau III-3: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs.....	39

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1 Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	50
Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	51
Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction	51
Tableau IV-4: Diamètres normalisé pour différents tronçons de l'adduction	53

Tableau IV-5: Frais d'investissement de la conduite gravitaire	54
Tableau IV-6: Variation des HMT en fonction du diamètre	57
Tableau IV-7: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	58
Tableau IV-8: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	58
Tableau IV-9: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	58
Tableau IV-10: Les altitudes des différents points de l'adduction	60
Tableau IV-11: Frais d'investissement de la conduite gravitaire	62
Tableau IV-12: Variation des HMT en fonction du diamètre	63
Tableau IV-13: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	63
Tableau IV-14: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre D_{IG}	63
Tableau IV-15: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	64
Tableau IV-16: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation des deux variantes.....	65
Tableau IV-17: Caractéristiques de l'adduction gravitaire	70
Tableau IV-18: tableau récapitulatif des pressions et des cotes piézométriques.	71
Tableau IV-19: Caractéristiques de l'adduction par refoulement.....	75
Tableau IV-20: tableau récapitulatif des pressions et des cotes piézométriques.....	75

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	78
Tableau V-2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	83
Tableau V-1: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage	87

Chapitre VI: Protection Anti-Bélier

Tableau VI-1: Détermination des valeurs A et K de tronçon.....	96
Tableau VI-2: Calcul Détermination du B de tronçon	96
Tableau VI-3: Calcul des volumes d'air de tronçon.....	97
Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	92

Chapitre VIII: Organisation De Chantier

Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais.....	113
Tableau VIII-2: Calcul du volume du lit de sable	114
Tableau VIII-3: Calcul du volume des conduites.....	114
Tableau VIII-4: Diamètres Calcul du volume du remblai	115
Tableau VIII-5: Volumes des travaux de l'adduction	115
Tableau VIII-6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction	117
Tableau VIII-7: Temps de réalisation des opérations de l'adduction	118
Tableau VIII-8: Calcul du volume du béton armé du réservoir	120
Tableau VIII-9: Volumes de travaux de réservoir d'El Amra	122
Tableau VIII-10: Devis des différents travaux	122

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Profil en long de la conduite gravitaire (RT Mkhatria-point E) W.Ain Defla.

Planche N° 2 : Profil en long d'une partie de la conduite de refoulement (SP-U) W.Ain Defla.

Planche N° 3 : Tracé de l'adduction (partie 1) à partir de barrage de sidi M'hammed ben taiba vers les communes de Mkhatria et El Amra (w.ain defla).

Planche N° 4: Tracé de l'adduction (partie 2) à partir de barrage de sidi M'hammed ben taiba vers les communes de Mkhatria et El Amra (W.Ain Defla).

Planche N° 5 : Schéma détaillé de la station de pompage.

Introduction générale

Il est admis, aujourd'hui, que le niveau de consommation d'eau douce d'un pays exprime un critère de son niveau de développement économique, d'ailleurs l'une des conclusions de la Conférence de La Haye sur l'eau (1994) abordait dans le même sens pour souligner que « l'eau est un bien économique, sa pénurie se présente comme un facteur réducteur du niveau de vie et aussi une source de conflits ».

L'Etat algérien devait, donc impérativement axer ses efforts sur :

- l'accès à l'eau, un droit qui doit être exprimé sans ambiguïté car c'est un élément de la dignité humaine ; comme le droit à la santé, à l'éducation, au logement. Son éloignement ou son absence empêche le développement économique.
- les problèmes de l'eau ne peuvent être remis à plus tard, car on peut se passer de téléphone portable, mais pas de l'eau potable.
- la décentralisation de la gestion de l'eau. Même si les choses sont, ici, plus compliquées ; il faut que chacun s'implique : l'Etat, d'abord, en tant qu'entité régulatrice ; le citoyen ensuite car plus on lui rapproche la compétence de l'eau au mieux elle est exercée.

Notre étude oscille autour d'une part la satisfaction du consommateur et d'autre part, répondre aux circonstances actuelles et futures c'est-à-dire une bonne connaissance et maîtrise des besoins, vu que ces communes ont été alimentées à partir des forages ayant des débits insuffisants, et ce dû l'inexistence d'une adduction pertinente pour assurer l'alimentation d'une façon régulière.

Ce thème comprend une étude de l'adduction d'eau potable à partir du barrage de Sidi M'hammed Ben Taïba vers les communes Mkhateria et Elamra (w. ainDefla), pour hisser la problématique générale qu'on en a cité ci-dessus, dont certains éléments ont été énoncés et développés en huit chapitres.

Nous allons mettre en exergue tout au long de cette étude les composantes, les accessoires et les ouvrages de notre projet d'AEP d'une façon à ce que ce dernier soit conforme aux normes et exigences mondiales.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Ce chapitre sert à décrire en général la situation de notre zone d'étude ; de point de vue géographique, climatologique, géologique, démographique et hydraulique.

Pour ce qui est de la méthodologie, l'étude concerne à définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaire pour assurer une provision en eau potable optimal des centres urbains : MKHATRIA et EL AMRA, et ce à partir du barrage de **SIDI M'HAMMED BEN TAÏBA**.

I-1-Description générale de la zone d'étude :

Notre zone d'étude fait partie du bassin hydrographique CHELLIF-ZAHREZ, Elle est située sur l'axe du barrage de Sidi M'hammed Ben Taïba-Mkhatria-El Amra et englobe les deux chefs-lieux de communes à savoir : Mkhatria et El Amra qu'appartiennent à la wilaya de Ain dafla.

I-1-1-Présentation du barrage de SIDI M'HAMMED BEN TAÏBA:

Le barrage est implanté sur l'oued Abda, affluent de la rive droite de Chellif, à l'exutoire d'un bassin versant de 273km^2 avec un apport annuel de 56 Mm^3 , dans une région agricole, dont l'habitation se situe en dehors de la cuvette de barrage, la construction de barrage permettra de mobiliser un volume de 75 Mm^3 qui peut :

- a) Satisfaire les besoins agricoles des périmètres d'El Amra et Abadia d'une superficie nette de 8500 ha.
- b) Assurer un complément d'eau potable de l'agglomération concernées par l'exécution de ce projet

Le barrage est situé à 8km au nord de la wilaya de Ain dafla ; dans la daïra d'El Amra commune d'Arrib sous les coordonnées LAMBERT suivantes :

$$X=439603\text{m} \quad Y=335559\text{ m} \quad Z=270\text{m}$$

I-1-2- Présentation de la station de traitement :

La station de traitement est située dans la commune d'Arrib est destinée au traitement d'une eau possédant les caractéristiques données dans le tableau I-1 :

Tableau I-1 : Caractéristiques de l'eau de l'oued Abda

Paramètres	Unités	Valeurs
Calcium	mg/l	53
Magnésium	mg/l	34
Sodium	mg/l	43
Chlorures	mg/l	43
Sulfates	mg/l	127
Bicarbonates	mg/l	224
Carbonates	mg/l	0
OH ⁻	mg/l	0
Nitrates	mg/l	3
Minéralisation	mg/l	434
Résidu sec à 105 °C	mg/l	447
Somme des ions	mg/l	538
PH	-	7.2
Silices	mg/l	5
Nitrites	mg/l	0.022
Ammonium NH ₄	mg/l	0.052
Matières organiques	mg/l	0.8
Phosphates	mg/l	0
Température	°C	20
TH	°F	30
TAC	°F	18

Source : direction des ressources en eau de Ain defla.

Les caractéristiques d'eau de notre station sont dans les normes d'après les caractéristiques principales d'une eau potable selon l'OMS.

La station de **SIDI M'HAMED BENTAIBA** est prévue pour traiter un débit moyen de 1800 m³/h, l'eau brute est une eau de surface. La qualité de l'eau traitée doit respecter les normes de l'OMS.

La chaîne de traitement est composée de deux lignes de fonctionnement en parallèle.

Les principales étapes de traitement sont :

- Admission de l'eau brute dans l'ouvrage équipé d'une vanne de sécurité.
- Aération des eaux brutes et injection de sulfate d'alumine ($AL_2(SO_4)_3$), de permanganate de potassium ($KMnO_4$) et l'acide sulfurique (H_2SO_4).
- Répartition du débit d'eau brute.
- Dosage de polyélectrolyte.
- Coagulation par apport externe d'énergie.
- floculation par apport externe d'énergie.
- décantation.
- filtration par 04 filtres à sable.
- désinfection au chlore.
- évacuation des boues.

I-2-Situation géographique :

La région concernée par notre projet d'AEP est située entre les latitudes de 35° 48' et 36°18'18" et la longitude 1° 50'49" et 2° 04'. Les altitudes moyennes des deux communes de la zone concentrée, varient entre le niveau bas de 244m(NGA) et le niveau haut de 383m(NGA).

La commune d'El Amra est délimitée comme suit :

- Au nord : Messelmoun (Wilaya de Tipaza)
- Au sud : Rouina
- A l'est : Ait Bouyahia
- à l'ouest : Mkhatria

Mkhatria est une commune d'El Amra délimitée comme suit :

- Au nord : Messelmoun (Wilaya de Tipaza)

- Au sud : Ain Dafla
- A l'est : El Amra
- A l'ouest : Arib

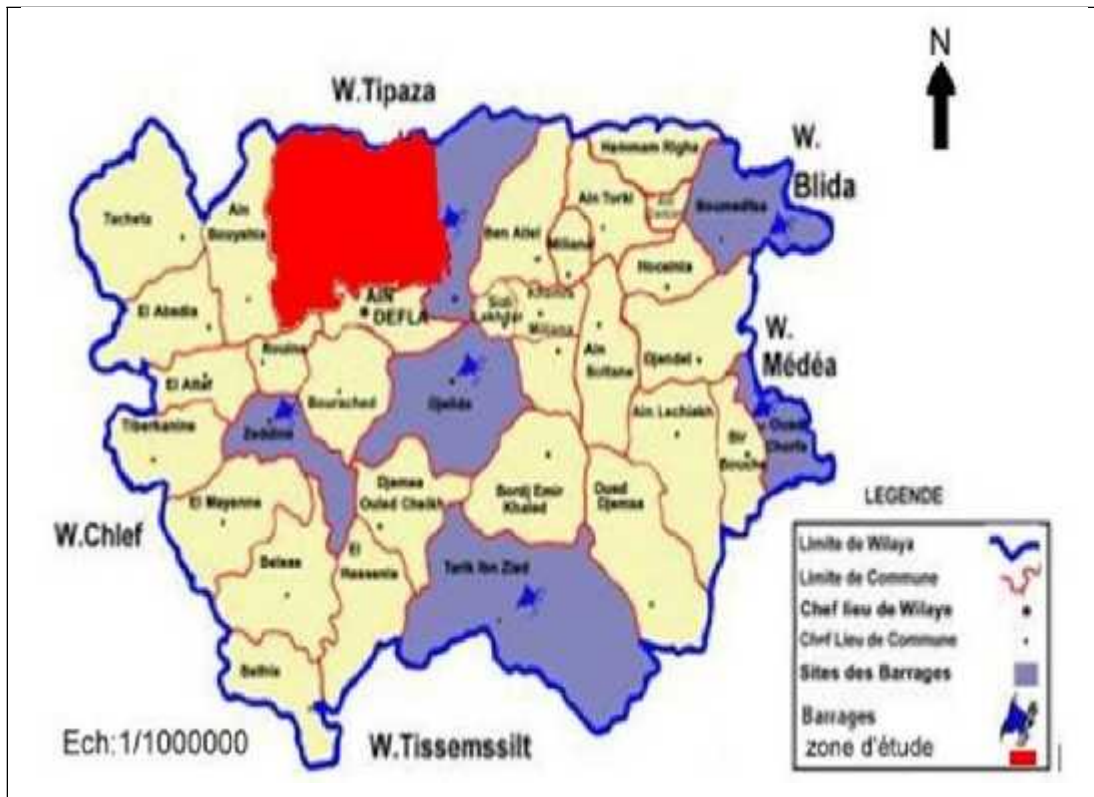


Figure I : Localisation de la zone d'étude (El Amra et Mkhatria).

I-3-Etude géologique :

L'importance de cette étude est la détermination de la nature de notre terrain pour avoir un bon tracé de l'adduction.

Une esquisse de l'histoire de la région, au cours des périodes géologiques permettant de rappeler sa formation progressive, sa constitution actuelle et sa structure.

I-3-1-Formations anciennes :

Des Schistes paléozoïques et des grés remontant à la fin du temps primaire sont les seuls dépôts anciens qui affleurent ici sur quelques étendues, ils sont représentés au cœur des dômes de l'axe des anticlinaux, entourés de terrains plus récents également très disloqués.

I-3-2-Le géosynclinal tellien et sa bordure :

Sur la pénélaine résultant de l'érosion de ces vieilles chaînes se sont étendues, les lagunes et Trias avec des grands amas de gypse et de sel qui sont de beaucoup, les plus importants

qui se soient jamais formées en Algérie. Ces roches ont jouées plus tard un rôle essentiel dans certaines structures liées aux cheminements des masses chevauchantes et aux accidents diapirs.

I-3-3-Les mouvements pyrénéens :

Les mouvements pyrénéens débutent pendant l'Eocène moyen. Les plissements pyrénéens formés sur l'emplacement de l'ancien géosynclinal aux dépens d'un matériel particulièrement souple et homogène, ils étaient vraisemblablement plus accentués que dans la zone néritique adjacente où les masses puissantes de grés et de calcaires étaient tout à fait dépourvues.

➤ 1^{ER} Cycle miocène :

Des véritables fosses de subsidence s'y sont constituées à ce moment pour être comblées peu à peu par des vases argileuses qui rappellent celles du Crétacé tellien.

➤ 2^{eme} Etage méditerranéen:

Les principaux massifs (Ouarsenis ,Zeccara ,Dahra) n'étaient plus submergés et formés des îles dans la mer "Helvétique".Le cycle sédimentaire du 2^{eme} étage a été plus complexe que le premier Quoique marqué au début par les mêmes étapes ,d'épais cordons Caillouteux témoignent de la démolition des reliefs ,puis sur la surface d'abrasion marine se sont étalés des plages sablonneuses envahies plus -Tard par d'épaisses vases argileuses :Les marnes à Globigérines représentant à ce moment un faciès assez profond.

I-3-4-Le bassin pliocène (fin de l'orogénèse alpine):

Au moment des maximums de la transgression des eaux marines ,le rivage n'atteignait même pas les premiers contreforts de l'Ouarsenis .Le faible développement du cordon littoral atteste que le bassin a eu tant de suite une profondeur assez grande et l'épaisseur des vases argileuses qui s'y sont déposés montre qu'elle s'est maintenue longtemps :quand la subsidence s'est arrêtée des dépôts de plus en plus néritiques ont succédé aux précédents ,puis la sédimentation détritiques devenant exclusive.

celles ci présentent d 'ordinaire un pendage accusé ,35° à 48° , qui se prononcent d'avantage sur le flanc des anticlinaux étroits ,serrés ,dont l'axe vertical et parfois aussi déversé ,ne laisse pas affleurer de terrains plus anciens que le Miocène moyen et dans bien des cas le Pliocène lui même.

Les dépôts du Pliocène supérieur qui sont en somme les premières alluvions de la plaine de Cheliff participant à ce mouvement, les poudingues les grés et les limons des collines qu'on appelle des Montagnes rouges sont notablement relevées

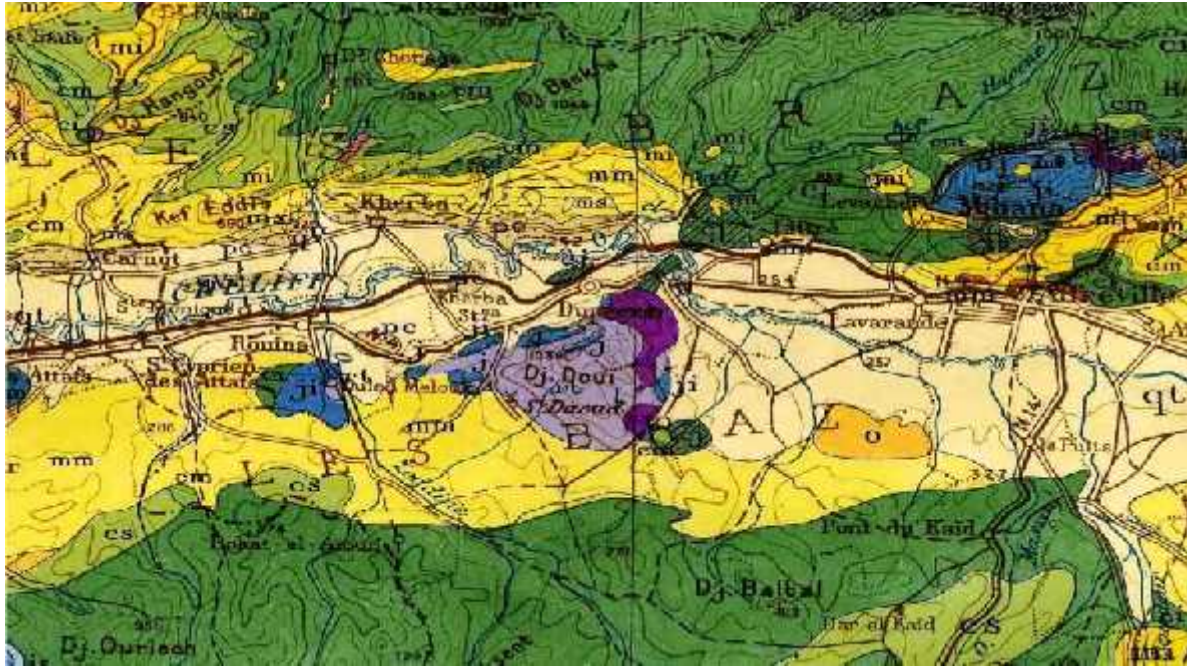


Figure II: Aperçu de la Géologie de la Wilaya d'Ain Defla

Source : la Carte Géologique de l'Algérie

Ech : 1/500 000

LEGENDE

	Alluvions actuelles : lacs, marécages, dayas....		Pontien
	Quaternaire continental : alluvions, regs, terrasses		Crétacé supérieur marin
	Calabrien : grés marins et formations dunaires associées		Cénomannien
	Villafranchien : calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges		Dunes récentes
	Quaternaire continental : alluvions, regs, terrasses		Jurassique inf marins
	Crétacé inférieur (rouges)		Permo-trias (Grés rouges)
	Andésites et tufs associés		

I-4-Situation climatologique :

La zone d'étude présente un climat méditerranéen semi-aride avec un Caractère de continentalité très marqué et un écart de température de 20°C entre les Températures du mois de janvier et celle d'août. L'été s'étend sur 5 à 6 mois environ avec des masses d'air chaud à partir du mois de mai. La pluviométrie reste variable et atteint 870mm en moyenne par an. Une série d'étages climatiques qui va du sub-aride au fond de la vallée au sub humide sur les reliefs. Cette situation est liée à l'orographie : plus l'altitude est élevée plus l'étage est humide. De même pour l'enneigement qui touche les reliefs de plus de 600 m d'altitude, dont 45% entre novembre et janvier, La températures peut atteindre les 40°C.

Le tableau **I-2** montre les températures moyennes mensuelles mesurées en °C.

Tableau I-2 : température moyennes mensuelles (2001-2010)

Mois	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T(°C)	9.2	10.6	12.8	15.8	18.3	25.5	29.6	29.3	25	19.8	14	10

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

Le tableau **I-3** montre les précipitations moyennes mensuelles dans la région mesurées en mm.

Tableau I-3 : précipitations moyennes mensuelles (2001-2010)

Mois	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitation (mm)	154	109	101	89	56	20	02	04	31	115	103	115

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

I-5-Situation topographique :

La région de l'aire d'étude est prédominée de massifs montagneux ; montagnes : 1480 m ; collines et piémonts 1520 m ; plaines 699 m ; relief non différencié 370 m avec un pendage général orienté est/ouest et une pente de l'ordre 0.01m/m à 0.03m/m.

I-6-Situation hydraulique :**I-6-1-Ressources en eau potable de la zone d'étude :**

Les ressources en eaux potables de la région sont en grande partie mobilisées à partir des forages et sources des nappes aquifères suivants :

- Les alluvions quaternaires.
- Les grès pliocène.
- Les calcaires jurassiques.

I-6-1-1-Forages :

D'après l'inventaire de la DRE de AIN-DEFLA environ 3 forages sont actuellement en exploitation pour l'alimentation des agglomérations concernés.

Tableau I-4 : répartition des différents forages dans la région

Agglomération	Nom forage	Lieu implantation	Volume Mobilisé Mm3/an	Agglomérations desservie	Observation
MAKHATRIA	Makhatria	Makhatria	0.315	Makhatria	exploité
	Hmatchia	Hmatchia	0.157	Hmatchia	exploité
	Megharsa	Zenadra	0.210	Megharsa	exploité

Source : direction des ressources en eau de Ain defla.

Un débit cumulé de 0.682 Mm3/an soit environ 21.63 l/s

I-6-1-2-Sources en eau :

Les sources en eau de la région ont un débit représenté dans le tableau ci dessous :

Tableau I-5 : répartition des différentes sources en eau existant dans la région.

Nom de Source	X (m)	Y (m)	Volume Mobilisé Mm3/an	Agglomérations desservie
MAKHATRIA	437450	333450	0.0310	Chef-lieu
TAGHOULT	-	-	0.0940	

Source : direction des ressources en eau de Ain defla.

Un débit cumulé de 0.125 Mm3/an soit 3.96 l/s

I-6-2 Stockages existants :

Les stockages d'eau potable existant alimentant les agglomérations concernées par l'étude sont de nombre de quatre ayant une capacité totale de 1050m³.

I-7- Population :

En 2008 la population atteignait 48202 habitants dans les communes concernées, et d'après la DRE de Ain Defla, le taux d'accroissement est de 1,89.

Tableau 1-6: population des centres principaux à desservir par le barrage

Communes	Nombre d'habitants 2008	Le taux d'accroissement (t) annuel
El Amra	31 073	1,89
Mkhatria	17129	1,89

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau

Introduction

L'étude des besoins en eau est une étape primordiale pour le projet, car c'est à partir de ces résultats que les dimensionnements des adductions et des réseaux vont se baser, et ce par la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

II-1- Evolution de la population

Les communes bénéficiaires sont au nombre de deux. Le nombre d'habitant varie d'une commune à l'autre selon l'importance de chacune d'elles. Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 48202 habitants.

D'après la DRE de la wilaya d'Ain Defla, le taux d'accroissement est de **1,89%**.

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 * (1+r)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

r : Taux d'accroissement démographique, $r = 1.89\%$;

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

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons

Communes	Population en 2008	Population en 2014	Population en 2020	Population en 2040
El Amra	31073	34768	38901	56571
Mkhatria	17129	19166	21444	31185
Total	48202	53934	60345	87756

A l'horizon 2040, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **87756 habitants**.

La répartition des habitants par commune est donnée dans la figure II-1.

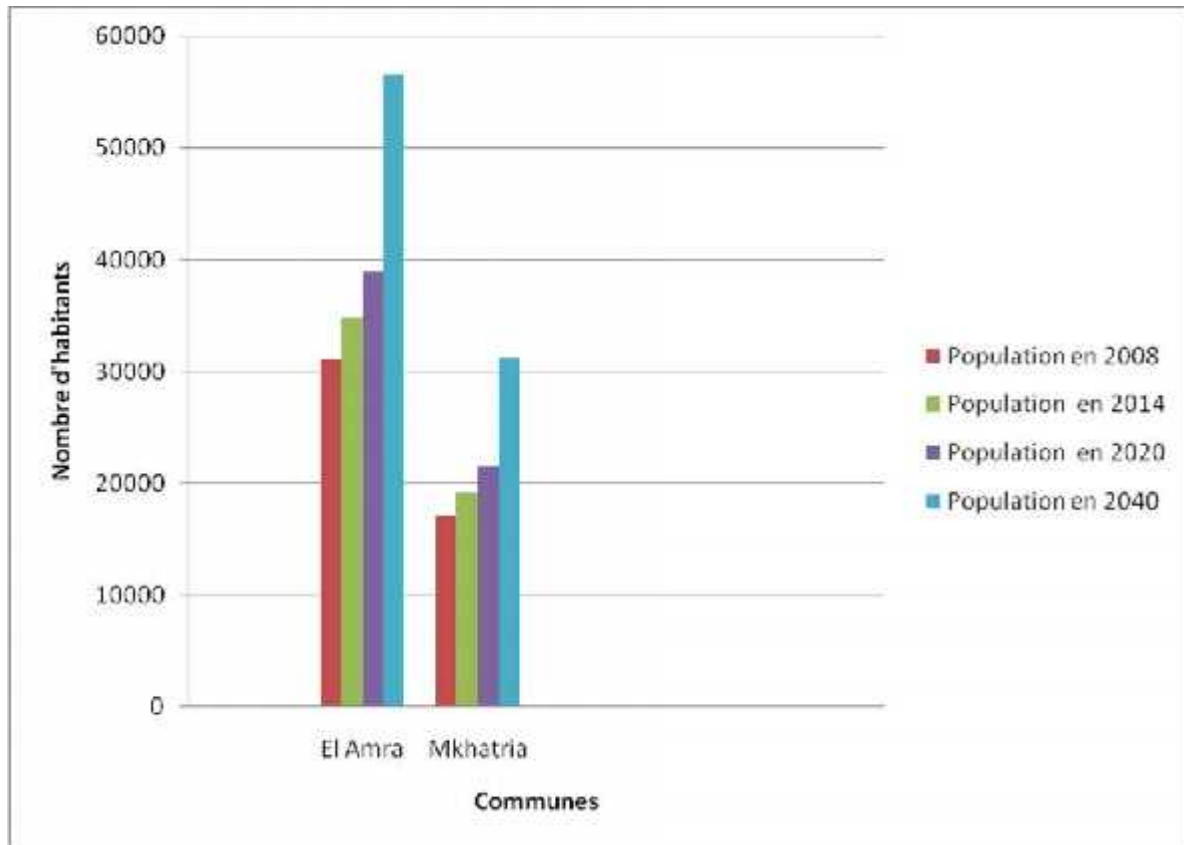


Figure II.1. Répartition des habitants par commune

II-2-Evaluation des besoins en eau potable :

II-2-1-Généralités :

On sait que les besoins d'une agglomération ne sont pas constants, mais ils dépendent du mode de vie de la population et son nombre des habitants, et changent d'une année à une autre, d'un mois à un autre.

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

➤ **Besoins domestique:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

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

➤ **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour les hospitalisés le lavage des cours...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

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

II-2-2-L'évaluation de la consommation moyenne journalière:

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Ain Defla a adoptée une dotation de **200 l/j/hab.**

II-2-2-1-Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr)$$

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

Communes	Dotation (l/j/hab)	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)			
		2008	2014	2020	2040
EL AMRA	200	6215	6953,6	7780	11314
MKHATRIA	200	3426	3833	4289	6237
Total	-	9641	10786,6	12069	17551

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **17551 m³/j**.

II-2-2-2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant déterminer les besoins en eau sanitaires, on prend la dotation 5 l/j/m².

Tableau II-3: détermination des besoins sanitaire.

Commune	Nature de l'établissement	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
El Amra	02 polycliniques	1000	5	5
Mkhatria	01 polyclinique	450	5	2.25

II-2-2-3- Besoins scolaires :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau II-4 : Détermination des besoins scolaires.

Commune	Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
El Amra	03 Ecoles primaires	1050	10	10.5
	02 C.E.M	1100	20	22
	01 Lycées	1000	20	20
	01 CFPA	300	10	3
Mkhatria	02 Ecoles primaires	600	10	6
	01 C.E.M	540	20	10.8
	01 Lycées	700	20	14
	01 CFPA	120	10	1.2

II-2-2-4- Besoin commerciaux :**Tableau II-5 :** Détermination des besoins commerciaux.

Commune	Type de besoins	Nombre d'unité	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
El Amra	Marché	3000 m ²	5 l/j/m ²	15
	Abattoir	200 têtes	200 l/j/tête	40
Mkhatria	Marché	1000 m ²	5l/j/m ²	5

II-2-2-5- Besoins socioculturels et sportifs :**Tableau II-6 :** calcul des besoins socioculturels et sportifs.

Commune	Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
El Amra	01 Mosquée	2500	5	12.5
	Maison de jeunes	150	10	1.5
	Stade de football	140	60	8.4
	03 Douches	60postes	200 (l/j/p)	12
Mkhatria	01 Mosquée	1500	5	7.5
	Maison de jeunes	90	10	0.9
	02 Douches	30postes	200(l/j/p)	6

II-2-2-6- Besoins administratifs :

Le tableau suivant nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau II-7 : détermination des besoins publics.

Commune	Nature de l'établissement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouv)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
El Amra	A.P.C	65	15	0.975
	Poste	12	15	0.18
	Police	35	15	0.525
	Daira	76	15	1.14
	Recette impôts	10	15	0.15
	Gendarmerie	40	15	0.6
Mkhatria	caserne	250	50	12.5
	A.P.C	54	15	0.81
	Poste	08	15	0.12
	Police	30	15	0.45
	Gendarmerie	35	15	0.525

II-2-2-7- Besoins d'arrosage :**Tableau II-8** : Détermination des besoins d'arrosage.

Commune	Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
El Amra	Jardin public	2200	5	11

II-2-3- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières:

Commune	Besoins domestiques	Besoins scolaires et sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels et sportifs	Besoins commerciaux Et d'arrosage	Total Q (m ³ /j)
El Amra	11314	60.5	16.07	34.4	66	11490.97
Mkhatria	6237	28.25	1.895	14.4	5	6286.545
Total	17551	88.75	17.965	48.8	71	17777.52

II-2-4-Fuites et gaspillage :

Les fuites et le gaspillage sont estimés à 15% de la consommation totale.

Tableau II-10 : Récapitulation des consommations totales:

Commune	Débit moyen journalier total(m ³ /j)
El Amra	13214.62
Mkhatria	7229.53
Total	20444.15

La répartition des besoins moyens journaliers par commune, est donnée en pourcentage du besoin total, dans la figure II.2.

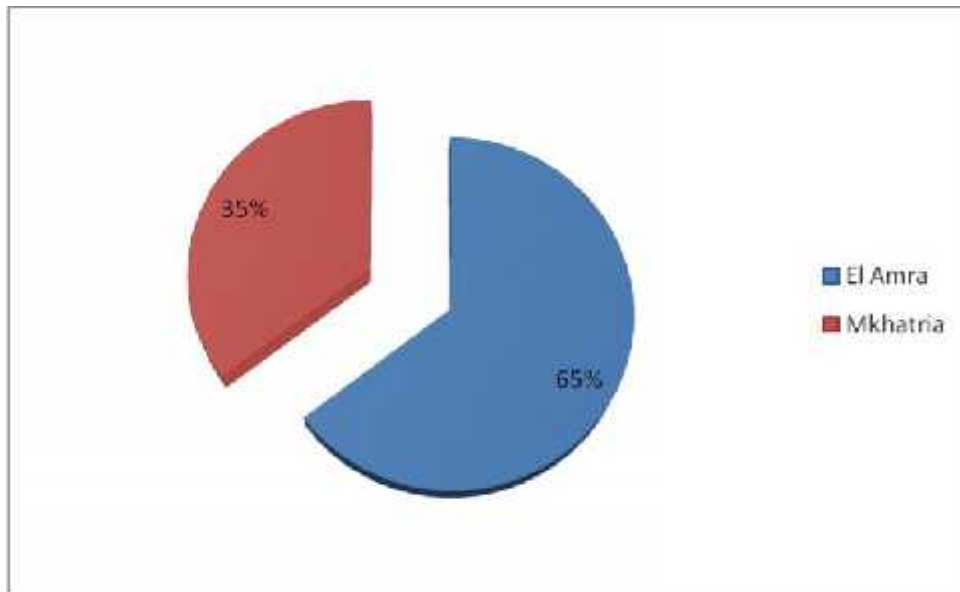


Figure II-2 : répartition des besoins moyens journaliers

II-3-Variation de la consommation :

II-3-1-Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

II-3-1-1-Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j);

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1 \text{ à } 1,3)$.

On prend: $K_{\max,j} = 1, 3$;

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

II-3-1-2-Consommation minimale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{\min,j} = 0,9$;

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

Tableau II-11: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

Communes	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
EL AMRA	13214,62	0,9	11893,16	1,3	17179
MKHATRIA	7229,53	0,9	6506,58	1,3	9398,39
Total	20444,15	0,9	18399,74	1,3	26577,39

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé. $Q_{\max,j} = 26577.39\text{m}^3/\text{j}$.

II-3-2- Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

II-3-2-1-Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient Γ_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient S_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \Gamma_{\max} * S_{\max}$$

Tableau II-12: Variation du coefficient S_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
S_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Référence : document de **HUGE GODART** : « Adduction et distribution d'eau »

Pour notre cas on a un nombre d'habitant égale à 87756 donc on prend : $\Gamma_{\max} = 1,3$ et $S_{\max} = 1,109$

$$\text{Alors : } K_{\max,h} = 1,3 * 1,109 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,44$$

II-3-2-2-Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient Γ_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient S_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = r_{\min} * S_{\min}$$

Tableau II-13: Variation du coefficient S_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
S_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Référence : document de **HUGE GODART** : « Adduction et distribution d'eau »

Pour notre cas on prend : $r_{\min} = 0,5$ et $S_{\min} = 0,682$

$$\text{Alors : } K_{\min,h} = 0,5 * 0,682 \Rightarrow \mathbf{K_{\min,h} = 0,34}$$

II-2-2-3-Débit moyen horaire total :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad (\text{II.7})$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = 26577.39/24$

$$\mathbf{Q_{moy,h} = 1107.39 m^3/h}$$

Tab N°II-14.: Calcul des consommations totales : maximales et minimales horaires :

Q_{moy, h} [m3/h]	K_{min, h}	Q_{min, h} [m3/h]	K_{max, h}	Q_{max,h} [m3/h]
1107.39	0,34	376.513	1,44	1594.64

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur l'annexe I.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend deux localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2040.

II-3-2-4-Variation du débit horaire pour la commune d'El Amra :

La population d'El Amra est comprise entre 50000 et 100000 habitants, ce qui correspond à la troisième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier (Annexe I).

Tableau II-15: Variation du débit horaire pour la commune d'El Amra

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=17179 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	3	515,37	3,00	515
1_2	3,2	549,73	6,20	1065,10
2_3	2,5	429,48	8,70	1494,57
3_4	2,6	446,65	11,30	1941
4_5	3,5	601,27	14,80	2542
5_6	4,1	704,34	18,90	3247
6_7	4,5	773,06	23,40	4020
7_8	4,9	841,77	28,30	4862
8_9	4,9	841,77	33,20	5703
9_10	5,6	962,02	38,80	6665
10_11	4,8	824,59	43,60	7490
11_12	4,7	807,41	48,30	8297
12_13	4,4	755,88	52,70	9053
13-14	4,1	704,34	56,80	9758
14-15	4,2	721,52	61,00	10479
15-16	4,4	755,88	65,40	11235
16-17	4,3	738,70	69,70	11974
17-18	4,1	704,34	73,80	12678
18-19	4,5	773,06	78,30	13451
19-20	4,5	773,06	82,80	14224
20-21	4,5	773,06	87,30	14997
21-22	4,8	824,59	92,10	15822
22-23	4,6	790,23	96,70	16612
23-24	3,3	566,91	100,00	17179

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune d'El Amra est de **962.02 m³/h** et survient entre 09h et 10h

La figure II-3 représente l'histogramme de la consommation de la commune d'El Amra :

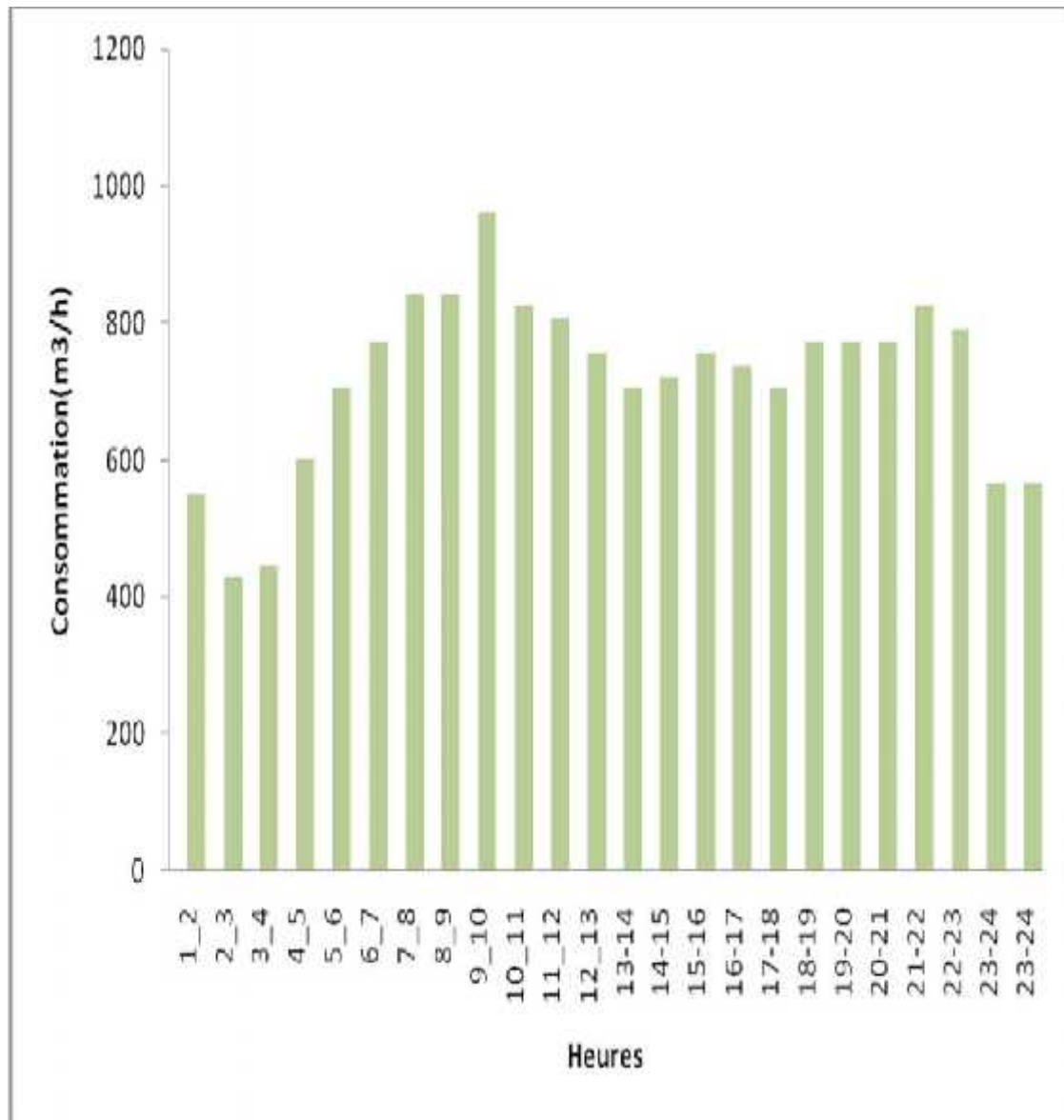


Figure II-3: Histogramme de la consommation de la commune d'El Amra.

II-3-2-5-Variation du débit horaire pour la commune de Mkhatria :

La population de Mkhatria est comprise entre 10000 et 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-16: Variation du débit horaire pour la commune de Mkhatria

Heures	Consommation totale $Q_{\max,h,j}=9398,39 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	1,5	140,98	1,50	140,98
1_2	1,5	140,98	3,00	281,95
2_3	1,5	140,98	4,50	422,93
3_4	1,5	140,98	6,00	563,90
4_5	2,5	234,96	8,50	798,86
5_6	3,5	328,94	12,00	1127,81
6_7	4,5	422,93	16,50	1550,73
7_8	5,5	516,91	22,00	2067,65
8_9	6,25	587,40	28,25	2655,05
9_10	6,25	587,40	34,50	3242,44
10_11	6,25	587,40	40,75	3829,84
11_12	6,25	587,40	47,00	4417,24
12_13	5	469,92	52,00	4887,16
13-14	5	469,92	57,00	5357,08
14-15	5,5	516,91	62,50	5873,99
15-16	6	563,90	68,50	6437,90
16-17	6	563,90	74,50	7001,80
17-18	5,5	516,91	80,00	7518,71
18-19	5	469,92	85,00	7988,63
19-20	4,5	422,93	89,50	8411,56
20-21	4	375,94	93,50	8787,49
21-22	3	281,95	96,50	9069,45
22-23	2	187,97	98,50	9257,41
23-24	1,5	140,98	100,00	9398,39

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Mkhatria est de **587,40 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

La figure II-4 représente l’histogramme de la consommation de la commune de Mkhatria :

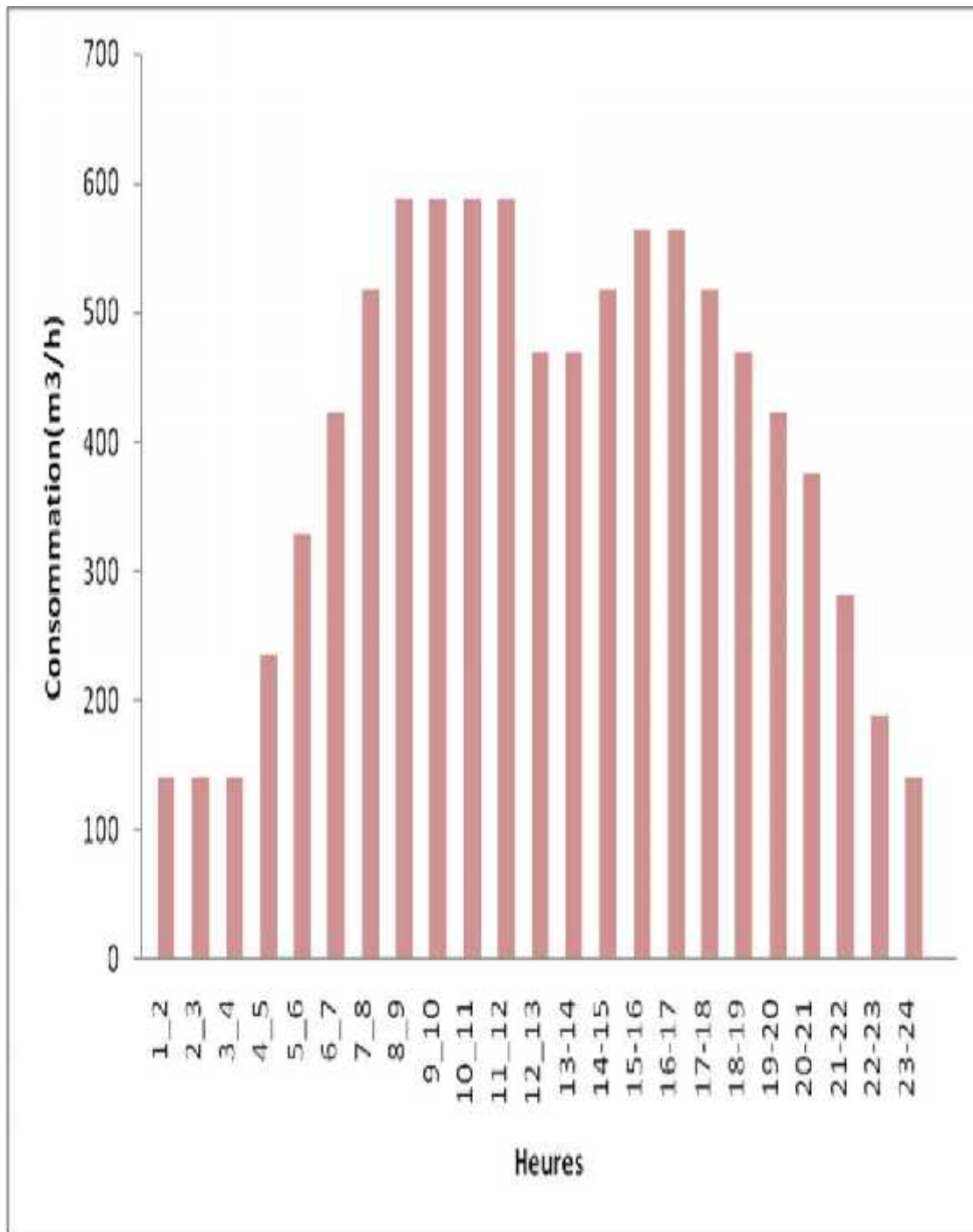


Figure II-4: Histogramme de la consommation de la commune de Mkhatria

II-3-2-6-Variation du débit horaire pour la consommation totale:

La population des deux communes est comprise entre 50000 et 100000 habitants, ce qui correspond à la troisième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-17: Variation du débit horaire pour la consommation totale :

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=26577,39 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	3	797,32	3,00	797,32
1_2	3,2	850,48	6,20	1647,80
2_3	2,5	664,43	8,70	2312,23
3_4	2,6	691,01	11,30	3003,25
4_5	3,5	930,21	14,80	3933,45
5_6	4,1	1089,67	18,90	5023,13
6_7	4,5	1195,98	23,40	6219,11
7_8	4,9	1302,29	28,30	7521,40
8_9	4,9	1302,29	33,20	8823,69
9_10	5,6	1488,33	38,80	10312,03
10_11	4,8	1275,71	43,60	11587,74
11_12	4,7	1249,14	48,30	12836,88
12_13	4,4	1169,41	52,70	14006,28
13-14	4,1	1089,67	56,80	15095,96
14-15	4,2	1116,25	61,00	16212,21
15-16	4,4	1169,41	65,40	17381,61
16-17	4,3	1142,83	69,70	18524,44
17-18	4,1	1089,67	73,80	19614,11
18-19	4,5	1195,98	78,30	20810,10
19-20	4,5	1195,98	82,80	22006,08
20-21	4,5	1195,98	87,30	23202,06
21-22	4,8	1275,71	92,10	24477,78
22-23	4,6	1222,56	96,70	25700,34
23-24	3,3	877,05	100,00	26577,39

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la consommation totale est de **1488,33 m^3/h** et survient entre 9h et 10h

La figure II-5 représente l’histogramme de la consommation totale :

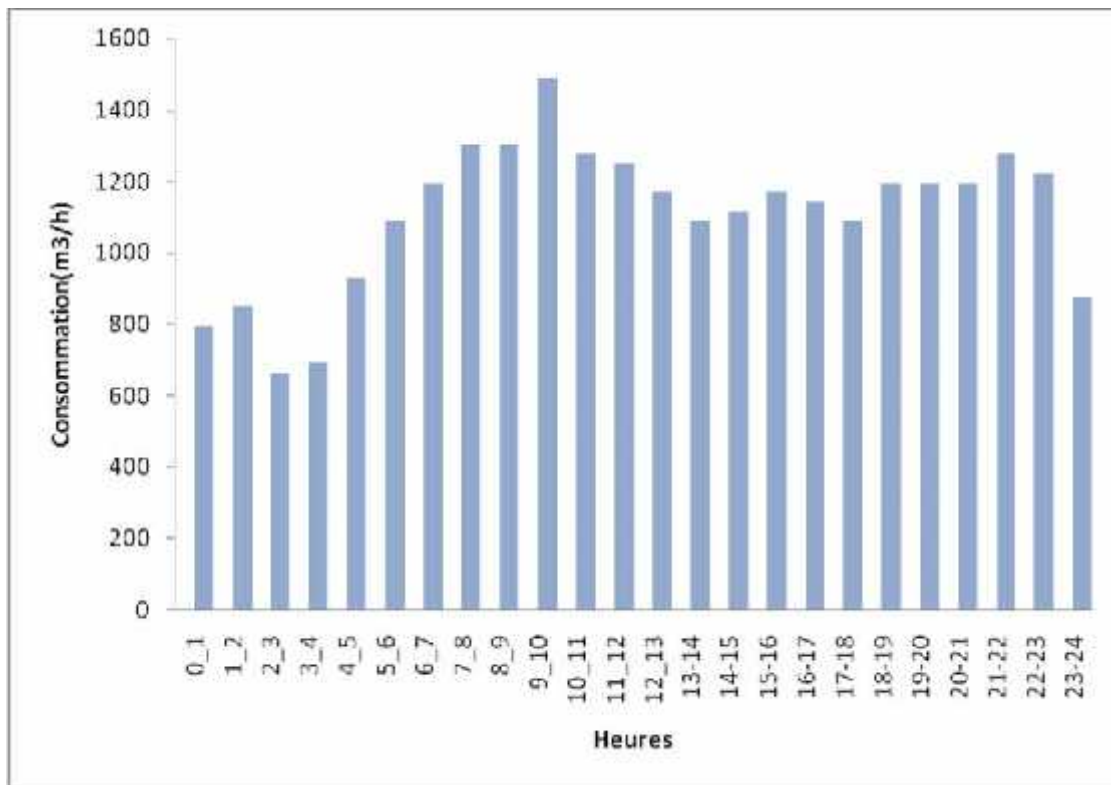


Figure II-5: Histogramme de la consommation totale

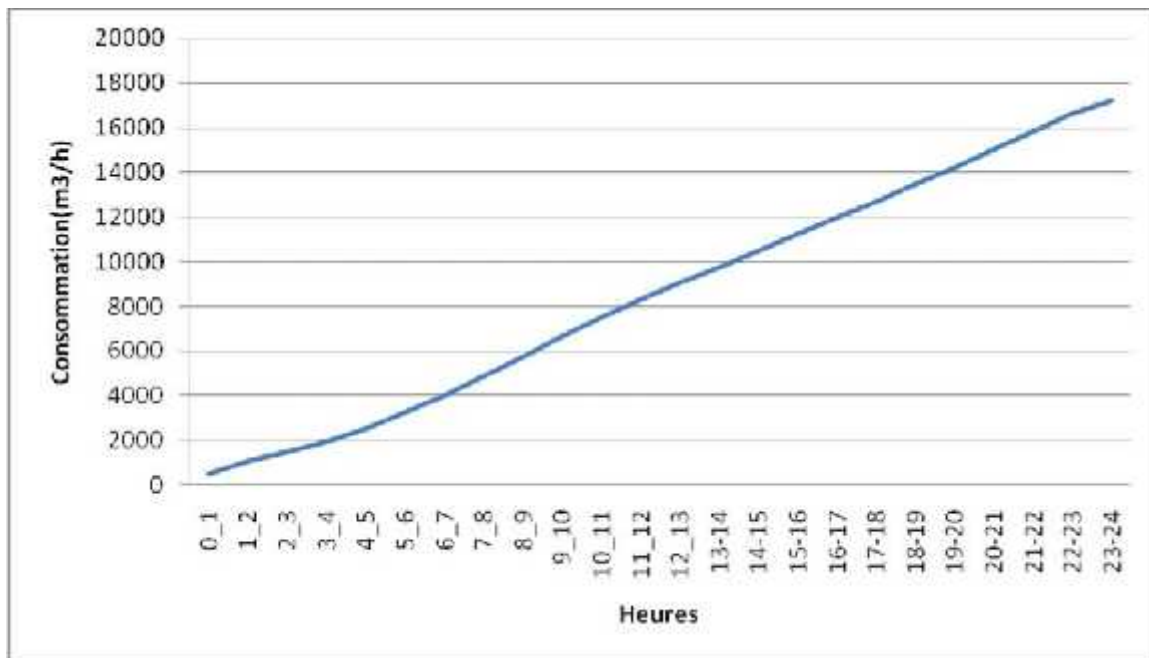


Figure II-6: Tracé de la courbe intégrale

II-4-Balance hydraulique :

La balance en eau potable est faite en tenant compte des besoins en eaux potable pour les villes d'El Amra et Mkhatria.

Tableau II-18 : Balance en eau potable de la zone d'étude

Horizon	2040
$Q_{moy,j}(l/s)$	307.61
Débit actuel total (l/s)	25.59
Déficit (l/s)	282.02

Conclusion :

Après la mise en évidence des besoins en eau potable total de la zone d'étude à l'horizon 2040, nous avons conclu que le débit actuel total des ressources en eau est largement insuffisant pour satisfaire ces besoins, et pour bien assurer l'alimentation en eau des deux communes, on doit effectuer un calcul des capacités des stockages , cela aussi pour garantir le bon fonctionnement du système d'adduction et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

CHAPITRE III

Etude des réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques destinés à entreposer l'eau, ils sont placés en général sur un sommet géographique pour permettre la distribuer sous pression.

L'entreposage de l'eau dans un réservoir joue un rôle de tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage. Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger. Une telle réserve permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie.

III-1-Fonctions des réservoirs :

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

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

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

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

III-2- Prescriptions sanitaires :

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

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

III-3-Classification des réservoirs

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

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

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

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

➤ **Circulaire:** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé.

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

Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont :

Un réservoir tampon et un autre d'alimentation au niveau de la commune de Mkhatria, ce type de cuve prend généralement la forme circulaire. Comme nous avons à dimensionner un réservoir d'alimentation au niveau d'El Amra.

III-4-Emplacement des réservoirs :

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

Dans notre cas :

➤ le réservoir tampon doit être implanté à une côte qui assure le transfert de débit nécessaire vers le réservoir d'alimentation d'El Amra.

➤ les réservoirs d'alimentation d'El Amra et Mkhatria doivent être implantés à une côte permettant l'alimentation gravitaire de leurs agglomérations.

III-5-Méthodes de calcul des capacités des réservoirs :

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

III-5-1-Le cas d'un réservoir d'alimentation :

Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

-La méthode analytique.

-La méthode graphique.

III-5-1-1-La méthode analytique :

Tient compte les débits d'apport et les débits de départ du réservoir, elle consiste à calculer, pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir.

Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III-1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3) ;

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

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

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

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

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

III-5-1-2-Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

$$V_t = V_1 + V_2$$

Le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

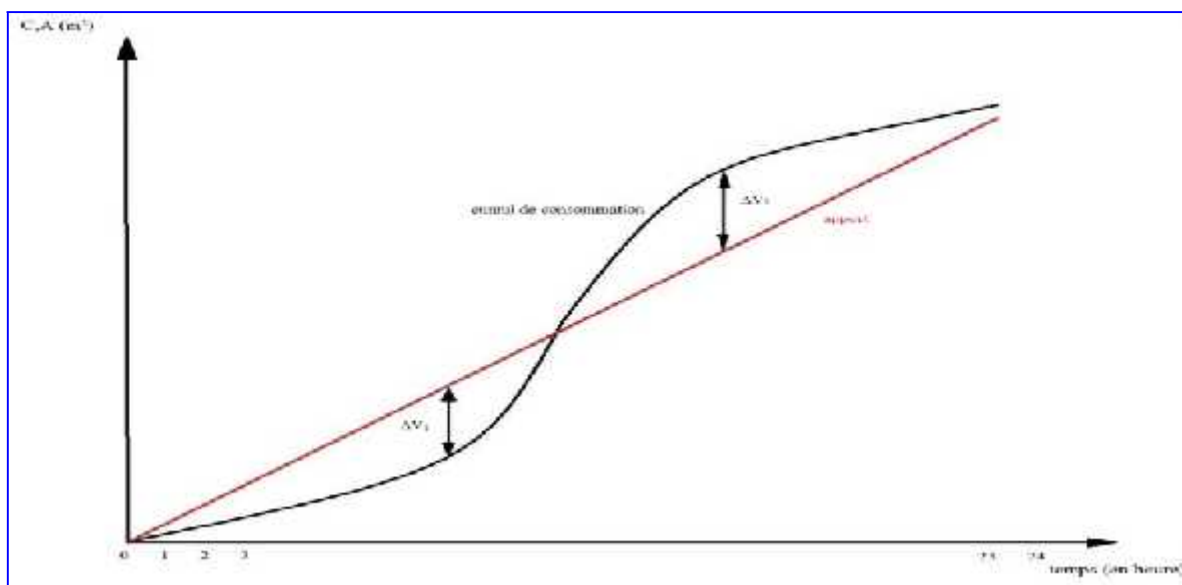


Figure III-1 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

III-5-2-Le cas d'un réservoir tampon :

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation, Son but principal est d'assurer la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir d'alimentation, il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

$$V = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (III-3)$$

Avec :

V : volume du réservoir

Q_{tr} : débit transite.

t : c'est le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

III-6-Calcul de capacité des réservoirs :

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **26577.39 m³/j**. Ce débit est refoulé par une station de pompage situé dans la station de traitement pour atteindre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation de Mkhatria projetés sur une crête dominant à Mkhatria. Le réservoir tampon transitera un débit de **17179 m³/j** gravitairement vers le réservoir projeté d'EL Amra.

La station de pompage est équipées pour un régime de fonctionnement de 20h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe.

III-6-1-Réservoirs de Mkhatria:

Les réservoirs projetés au niveau de Mkhatria est de nombre de deux, un réservoir d'alimentation et un autre tampon, ce dernier sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage gravitairement vers le réservoir d'alimentation de la commune d'El Amra située à l'aval,

Pour obtenir les capacités de ces réservoirs, on doit calculer deux volumes.

III-6-1-1-volume de réservoir tampon :

Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant une heure de son arrêt.

Notre réservoir tampon relie la conduite venant de la station de pompage et la conduite gravitaire qui alimente le réservoir d'Al Emra.

Le volume de ce réservoir tampon sera déterminé par la formule (III-3) :

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

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=Q_{max,j}/22h=780,86 \text{ m}^3/h$).

t : c'est le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire=2h.

$$V_1 = \left(\frac{780,86}{2} \right) * 2 = 780,86 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_{inc} : 120 \text{ m}^3$$

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

$$V_t = 780,86 + 1*120 = 900,86 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n=1000 \text{ m}^3$

III-6-1-2-volume de réservoir d'alimentation :

Mkhatria contient un réservoir d'eau, dont son volume est de 500 m^3 . La capacité du réservoir d'alimentation de la commune de Mkhatria doit être déterminée par la formule suivante (III-1):

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

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 détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

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

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

Estimation de la capacité totale de réservoir de Mkhatria par la méthode analytique:

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mkhatria

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	0	1,5	-	1.5	8.5
01 – 02	0	1,5	-	1.5	7
02 – 03	0	1,5	-	1.5	5.5
03 – 04	0	1,5	-	1.5	4

04 – 05	5	2,5	2.5	-	6.5
05 – 06	5	3,5	1.5	-	8
06 – 07	5	4,5	0.5	-	8.5
07 – 08	5	5,5	-	0.5	8
08 – 09	5	6,25	-	1.25	6.75
09 – 10	5	6,25	-	1.25	5.5
10 – 11	5	6,25	-	1.25	4.25
11 – 12	5	6,25	-	1.25	3
12 – 13	5	5	-	-	3
13 – 14	5	5	-	-	3
14 – 15	5	5,5	-	0,5	2.5
15 – 16	5	6	-	1	1.5
16 – 17	5	6	-	1	0.5
17 – 18	5	5,5	-	0.5	0
18 – 19	5	5	-	-	0
19 – 20	5	4,5	0.5	-	0.5
20 – 21	5	4	1	-	1.5
21 – 22	5	3	2	-	3.5
22 – 23	5	2	3	-	6.5
23 – 00	5	1,5	3.5	-	10
Total	100 %	100 %	14.5 %	14.5 %	-

Le volume résiduel sera : $V_{r2} = \frac{10 * 9398,39}{100} \Rightarrow V_r = 939,84 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 939,84 + 120 \Rightarrow V_t = 1059,84 \text{ m}^3$

Le réservoir existant de Mkhatria qui a une capacité de 500 m^3 , n'est pas suffisant pour satisfaire les besoins de cette agglomération à l'horizon 2040.

Donc, on doit projeter un réservoir de **750 m³** de capacité.

III-6-2- Réservoir d'alimentation d'El Amra:

La capacité du réservoir d'alimentation de la commune d'El Amra doit être déterminée par la

formule (III-1) suivante : $V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$

Estimation de la capacité totale de réservoir d'El Amra par la méthode analytique:**Tableau III-2:** Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Amra

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4,55	3	1,55	-	4,35
01 – 02	4,55	3,2	1,35	-	4,7
02 – 03	4,55	2,5	2,05	-	7,75
03 – 04	0	2,6	-	2,6	5,15
04 – 05	0	3,5	-	3,5	1,65
05 – 06	4,55	4,1	0,45	-	2,1
06 – 07	4,55	4,5	0,05	-	2,15
07 – 08	4,55	4,9	-	0,35	1,8
08 – 09	4,55	4,9	-	0,35	1,45
09 – 10	4,55	5,6	-	1,05	0,4
10 – 11	4,55	4,8	-	0,25	0,15
11 – 12	4,55	4,7	-	0,15	0
12 – 13	4,55	4,4	0,15	-	0,15
13 – 14	4,55	4,1	0,45	-	0,6
14 – 15	4,54	4,2	0,34	-	0,94
15 – 16	4,54	4,4	0,14	-	1,08
16 – 17	4,54	4,3	0,24	-	1,32
17 – 18	4,54	4,1	0,44	-	1,76
18 – 19	4,54	4,5	0,04	-	1,8
19 – 20	4,54	4,5	0,04	-	1,84
20 – 21	4,54	4,5	0,04	-	1,88
21 – 22	4,54	4,8	-	0,26	1,62
22 – 23	4,54	4,6	-	0,06	1,56
23 – 00	4,54	3,3	1,24	-	2,8
Total	100 %	100 %	8,57%	8,57%	-

a=7,75%

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{7,75 * 17179}{100} \Rightarrow V_r = 1331,37 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1331,37 + 120 \Rightarrow V_t = 1451,37 \text{ m}^3$

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

III-7-Dimensions des réservoirs :

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule la hauteur de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{f * D_n^2} \quad (\text{III-5})$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } S = \frac{V}{h} \quad (\text{III-6})$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (\text{III-7})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m) ;

R : revanche (m),

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III-8})$$

III-7-1-Réservoirs tampon de Mkhatria :

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III-4)

On prend: $h = 5$ m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 15,96 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 16 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule la hauteur de la cuve moyennant la formule (III-5)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 16^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,97m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III-6)

$$\text{AN: } S = \frac{1000}{4,97} \Rightarrow \mathbf{S = 201,21 m^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III-7)

On prend: R = 0,53 m

$$\text{AN: } H = 4,97 + 0,53 \Rightarrow \mathbf{H = 5,5 m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III-8)

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{201,21} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,6m}$$

III-7-2- Réservoir d'El Amra :

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III-4)

On prend: h = 5 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1500}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 19,55 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 20 m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III-5)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1500}{3,14 * 20^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,78m}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III-6)

$$\text{AN: } S = \frac{1500}{4,78} \Rightarrow \mathbf{S = 313,81 m^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III-7)

On prend: R = 0,72 m

$$\text{AN: } H = 4,78 + 0,72 \Rightarrow \mathbf{H = 5,5 m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III-8)

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{120}{313,81} \Rightarrow h_{inc} = 0,38 \text{ m}$$

Et de la même méthode, on détermine les dimensions de réservoir d'alimentation de Mkhatria.

Tableau III-3: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Réservoir	Type	Capacité	H	h	h _{inc}	D
		(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
Tampon	Simple	1000	5,5	4,97	0,6	16
Mkhatria	Simple	750	5,5	4,87	0,78	14
El Amra	Simple	1500	5,5	4,78	0,38	20

III-7- Equipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre.

III-9- Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à événement.

III-9-1-Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

III-9-2-Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

III-10-Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

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

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

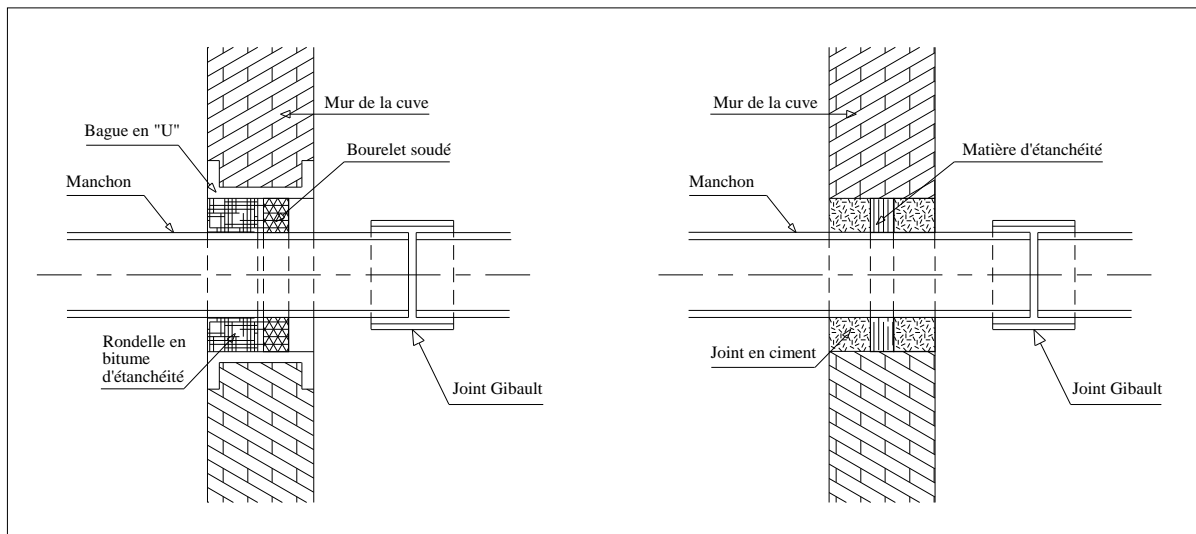


Figure III-2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

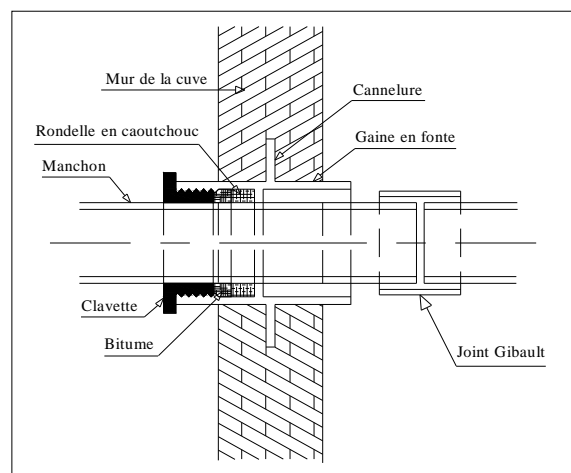


Figure III-3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion :

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

➤ Au niveau de la commune de Mkhatria : deux réservoirs circulaires :

Un réservoir tampon de capacité 1000 m^3 et l'autre d'alimentation de capacité 1000 m^3 .

➤ Au niveau de la commune d'El Amra : un réservoir circulaire de capacité 1500 m^3 .

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera à l'aide d'une station de pompage, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire) qui sont l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

Introduction :

Les adductions d'eau potable désignent l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source (point de captage) à son lieu de consommation (points d'accumulation).

L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs.

Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

IV-1-Types d'adduction :

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

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

IV-1-1- Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement en utilisant la différence d'altitude de l'eau, comme c'est le cas pour les châteaux d'eau.

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

IV-1-2- Adduction par refoulement :

L'adduction par refoulement emploie un système de pompes pour créer une pression dans les conduites. 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.

IV-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.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

IV-2- Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

IV-2-1- Ecoulement à surface libre :

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

IV-2-2- Ecoulement en charge :

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

IV-3-Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage et des réservoirs.

La zone d'étude s'étale de la source qui est la station de traitement du barrage de Sidi M'Hammed Ben Taïba située à une côte de 277m NGA (d'après la DRE de la wilaya de Ain Defla), jusqu' à la crête d'El Amra de côte 323m NGA.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie de refoulement partant de la station de traitement jusqu'aux réservoirs projetés au niveau de Mkhatria (tampon et d'alimentation). Et une autre gravitaire de ce réservoir tampon jusqu'au réservoir projeté d'El Amra.

IV-3-1- Proposition de variantes**➤ Variante N°1 :**

Dans cette variante, le système d'adduction prend son chemin à partir de la station de pompage situé dans la station de traitement sise à une côte de **277 m NGA** vers les réservoirs de Mkahtria (tampon et d'alimentation) à une côte de **348m NGA** en utilisant une conduite de refoulement sur une longueur de **8210m**.

Ce réservoir tampon transitera son débit vers le réservoir d'El Amra à une côte de **323 m NGA** par une conduite gravitaire sur une longueur de **14130 m**.

➤ Variante N°2 :

Dans cette variante, on change la côte de réservoir tampon, le système d'adduction prend son chemin toujours à partir de la station de pompage situé dans la station de traitement sise à une

côte de **277 m NGA** vers un piquage sur une côte de **330m NGA** en utilisant une conduite de refoulement sur une longueur de **8110m**.

Deux conduites seront placées au niveau de ce piquage : une pour déplacer l'eau vers les réservoirs d'alimentation de Mkhatria sur une longueur de 100m et une côte de **348m NGA**. La deuxième conduite pour transférer l'eau vers le réservoir tampon juste à coté de ce piquage sur la même côte (**330m NGA**).

La partie gravitaire commence à partir de réservoir tampon vers le réservoir d'El Amra (**323m NGA**) sur une longueur de **14030m**.

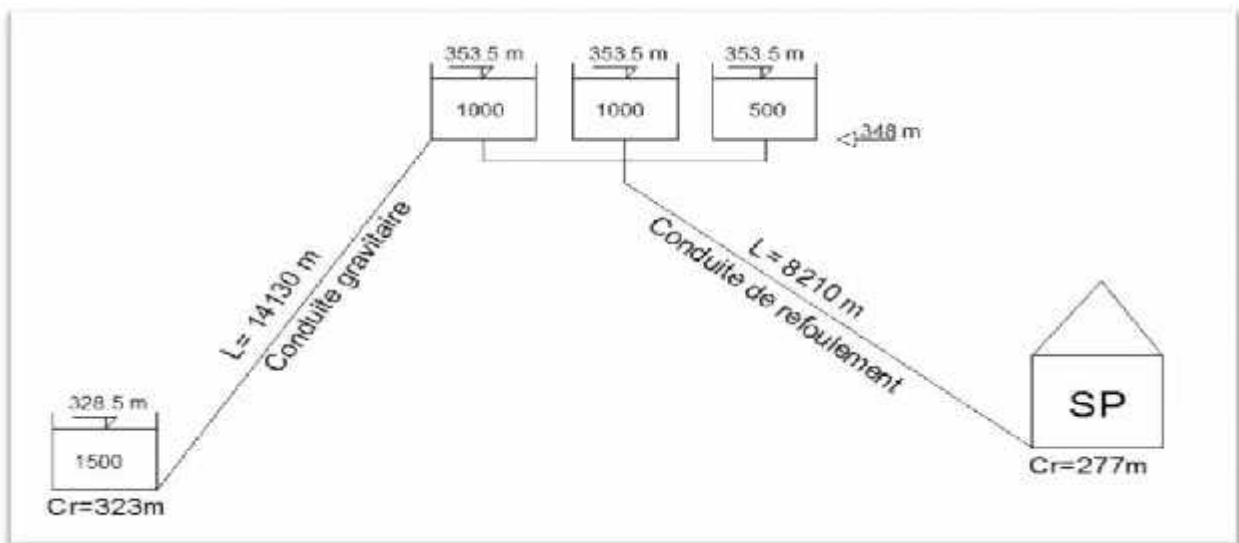


Figure IV-1 : présentation de la première variante.

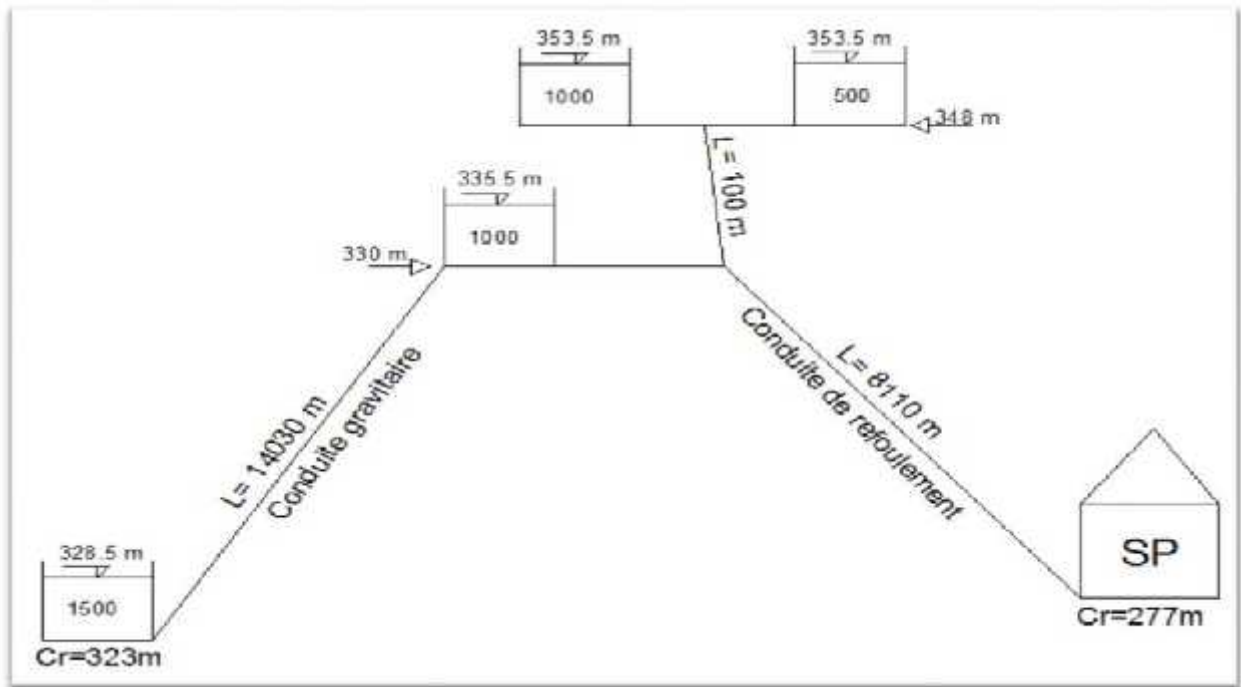


Figure IV-2 : présentation de la deuxième variante.

IV-3-2- Analyse et choix de la variante :

Pour l'analyse et le choix de la variante, on doit effectuer le calcul hydraulique pour les deux variantes et en suite on compare entre les bilans et on choisira le plus économique.

IV-4-Choix du tracé :

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la station de traitement et les réservoirs d'accumulation. Il est basé sur les reconnaissances du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques. En général, les tronçons longent, les routes et les chemins existants.

Dans notre cas, le tracé retenu présente un linéaire total d'environ 22.34 km:

-longueur d'adduction par refoulement : 8,21km

-longueur d'adduction gravitaire : 14,13 km.

Les différents points caractérisant le tracé sont indiqués sur les profils en long.

Le tracé de l'adduction se fait à gauche de la route.

IV-5-Choix du matériau de la conduite :

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

Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique (PEHD) et les tuyaux en béton

IV -5-1-Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP:

IV-5-1-1-La fonte :

La fonte est un matériau qui est plus adaptée à l'établissement des conduites enterrées pouvant transporter l'eau propre, l'eau usée et certains produits chimiques, les tuyaux en fonte sont très lourds, rigides et solides, ils peuvent supporter une importante charge externe, mais généralement elles ont une mauvaise résistance à la flexion et au chocs.

Les diamètres nominaux rencontrés sont : 60-80-100-200-250-300-350-400-450-500-600-700-800-900-1000-1200mm.

Les pertes de charge sont faibles à l'état neuf, les classes de la pression standard sont de 4 à 25 bars extensibles à 32 bars.

Les joints sont habituellement à cloche, avec une bonne tolérance pour la déflexion, ce qui permet de réduire le nombre de coudes pour les grands rayons de courbure.

Les liaisons aux pièces spéciales sont parfois à joints cloches, plus souvent à brides.

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

IV-5-1-2-L'acier :

L'acier utilisé dans la fabrication des conduites et raccords est de l'acier doux soudable.

Les tubes sans soudures sont fournis en longueurs courantes de fabrication soit de 6m à 7.5m, soit de 7.5m à 16m, les épaisseurs sont variables de 3 à 8mm pour les tubes étirés sans soudures et pour les diamètres compris entre 40 et 350mm, les conduites sont essayés en usine à des pressions de 60bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm, 50 bars entre 175 et 275mm et 40 bars entre 300 et 400mm.

Les tubes soudés sont livrés en longueurs fixes comprise entre 6 et 14m, leur épaisseur varie de 5 à 9 mm pour les diamètres de 350mm à 1000mm.

Les conduites en acier sont utilisés surtout pour terrain accidenté, montagneux, de dépression marécageux à condition d'être bien protégés, ils résistent bien aux efforts extérieurs et intérieurs, ils sont flexibles, le seul inconvénient c'est la corrosion.

L'acier sur le point du manque de pièces présente un avantage certain puisque, à partir de coudes à 90° par exemple on peut tailler sur place tous les coudes intermédiaires, ainsi permettre l'avancement du chantier en attendant l'arrivée des pièces normalisées.

En citant que l'acier nécessite une protection cathodique rigoureuse et exige un personnel qualifié pour sa pose et présente une faible résistance à la corrosion des sols agressifs.

IV-5-1-3-L'Amiante ciment :

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

III-5-1-4-Polyéthylène de haute densité PEHD :

Les conduites en PEHD sont disponibles en tourets pour les diamètres extérieurs jusqu'à 110mm.

Pour les diamètres supérieurs, les tubes sont en longueurs de 6 ou 12 ml dont ils ont une bonne flexibilité, du faible nombre de raccordements, insensible à la corrosion, une tendance à s'écraser légèrement sous leurs propre poids pendant l'entreposage, surtout si plusieurs épaisseurs sont superposées.

Les classes de pression standard sont de 10à 16 bars pour les diamètres allant de 20 à 63mm. Des fabricants en Algérie proposent des tubes en PEHD 20 bars pour une gamme de diamètre allant de 90à 500mm.

Les raccordements se font par joints mécaniques ou par électro soudage pour les diamètres allant de 20 à 63mm utilisés couramment pour les branchements. Pour les diamètres supérieurs, les raccordements se font par électro soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage au miroir).

Sur le plan financier, les conduites PEHD offrent un réel avantage comparativement aux autres matériaux pour les diamètres inférieurs à 500mm. Au-delà de ce diamètre, la fonte est moins chère.

III-5-1-5-Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre) :

Les conduites en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre non enterrées transportant des fluides corrosifs, et depuis nombreuses années les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement.

Les entreprises sont réticentes à l'idée d'utiliser le PRV pour les adductions, de plus le problème des conduites en PRV reste actuellement la résistance à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les conduites peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et les manchons sont moins résistants et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

Le choix des différentes conduites se fait en fonction de :

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

III-6-Calcul hydraulique :

III-6-1- Première variante :

III-6-1-1-Cas gravitaire :

III-6-1-1-1-Détermination de diamètre avantageux :

Tronçon de réservoir tampon-réservoir d'El Amra :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^S}{D_{av}^m} \quad (IV-01)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_v} \quad (IV-02)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

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) ;

S : 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 S sont donnés dans le tableau IV-17

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^S}{\Delta H_t}} \quad (IV-03)$$

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

IV-6-1-1-2- Calcul de la longueur de tronçon :

La longueur de tronçon est présentée dans le tableau suivant:

Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :

Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Réservoir tampon de Mkhatria	Réservoir d'alimentation d'El Amra	14130	16249,5

IV-6-1-1-3- Les caractéristiques des différents points :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

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

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon de Mkhatria	348
2	Réservoir d'alimentation d'El Amra	323

IV-1-1-1-4- Calcul de la charge disponible :

Pour calculer la charge disponible on utilise directement la cote de trop plein de chaque réservoir.

Donc :

$$H_{dis} = C_{tp1} - C_{tp2}$$

C_{tp1} : côte trop plein de réservoir tampon.

C_{tp2} : côte trop plein de réservoir d'El Amra.

Donc : $H_{dis} = 353,5 - 328,5 = 25$ m.

IV-1-1-1-5- Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{25}{16249,5} = 0,00154 \text{ m/m}$$

IV-6-1-1-6- Calcul du diamètre avantageux de tronçon de l'adduction :

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^S}{\Delta H_i}}$$

Q_i : débit écoulé dans la conduite : $Q_i = 17179/22 * 3600 = 0,217 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

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

Avec :

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Pour effectuer notre calcul on suppose que la charge disponible égale à la perte charge.

$$\text{A.N : } D_{av.i} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 16249,5 * (0,217)^2}{25}} = 574,62 \text{ mm}$$

On remarque que le diamètre calculé est compris entre deux diamètres normalisés :

$$500 \text{ mm} < D_{av} < 600 \text{ mm}$$

Pour dimensionner le tronçon gravitaire, on utilise deux diamètres D_1 et D_2 en série ayant des longueurs successives L_1 et L_2 , tel que :

$D_1 = 600 \text{ mm}$ et $D_2 = 500 \text{ mm}$.

$$\text{On a : } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^S}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^S}{D_2^m}$$

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 600 \text{ mm}$ et $D_2 = 500 \text{ mm}$.

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus :

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,217)^2 \left(\frac{L_1}{0,6^{5,3}} + \frac{L_2}{0,5^{5,3}} \right) = 25m \\ L_1 + L_2 = 16249,5m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 13691,95m ; L_2 = 2557,55m$$

Donc : le tronçon $RT_{Mkhatria} - R_{El Amra}$ est composé de deux conduites de diamètre 600 mm et 500 mm des longueurs équivalentes respectivement 13691,95m et 2557,55m.

IV-6-1-1-7- Calcul de la longueur géométrique pour chaque tronçon :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{g1} = \frac{13691,94}{1,5} = 11906m \\ L_{g2} = \frac{2557,55}{1,5} = 2224m \end{array} \right.$$

IV-6-1-1-8- La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions en fonte, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 3 m/s**.

On détermine les vitesses d'écoulement dans les deux tronçons gravitaire moyennant l'équation de :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \quad (\text{IV-04})$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Tronçon N°1 : RT_{Mkhatria}- Point intermédiaire (1-2) :

$$V1 = \frac{4 * 0,217}{f * (600 * 10^{-3})^2} = 0,77 \text{ m/s.}$$

Tronçon N°2 : Point intermédiaire -Réservoir d'El Amra (2-3) :

$$V2 = \frac{4 * 0,217}{f * (500 * 10^{-3})^2} = 1,105 \text{ m/s.}$$

On remarque que les vitesses sont comprises entre 0,5m/s et 3m/s donc elle sont admissibles.

Tableau IV-4: Diamètres normalisé pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq} (m)	H _i (m)
1-2	217	600	0,77	13691,94	16,77
2-3	217	500	1,105	2557,56	8,23

IV-6-1-1-9- Calcul de la côte piézométrique et la pression de point intermédiaire :

La côte piézométrique :

$$\text{On a: } C_{\text{rad RT}} = \Delta H_{1-2} + C_{p2} \Rightarrow C_{p2} = C_{\text{rad RT}} - \Delta H_{1-2}$$

$C_{\text{rad RT}}$: côte de radier de réservoir tampon.

C_{p2} : côte piézométrique de point intermédiaire.

$\Delta H_{1,2}$: perte de charge entre le réservoir tampon et le point intermédiaire.

Donc : $C_{p2} = 348 - 16,77 = 331,23$ m.

La pression :

On a : $C_{p2} = C_{\text{TN2}} + P_2 \Rightarrow P_2 = C_{p2} - C_{\text{TN2}}$

P_2 : Pression au point intermédiaire.

C_{TN2} : côte de terrain naturel de point intermédiaire.

Donc : $P_2 = 331,23 - 249,75 = 81,48 = 8,148$ bars.

IV-6-1-1-10-Les frais d'investissement :

* Amortissement annuel

Il est déterminé par la relation suivante :

$$F = P * A \quad (\text{VI.5})$$

F : frais d'amortissement en DA.

P : prix de la conduite en DA.

A : amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 26 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{26} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0925}$$

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV-5: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

D (mm)	L (m)	Prix Unitaire (DA)	Prix (DA)	Annuité	Amortissement (DA)
500	13691,95	17885,15	244882579,5	0,0925071	22653377,27
600	2557,55	22831,78	57242521,44	0,0925071	5295339,655

IV-6-1-2-Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (\text{IV.6})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (\text{IV.7})$$

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

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

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

* Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.8})$$

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

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

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

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{IV.9})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{IV.10})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \} = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{v}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.11})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\}} = -2 * \text{Log}(\frac{v}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV.12})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient $\}$, ce dernier est estimé par la formule (VI.11) utilisé pour le régime turbulent rugueux.

* Puissance de pompage

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\gamma} \quad (IV.13)$$

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) ;

γ : rendement de la station de pompage (80 %).

* 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.

$$E = P * t * 365,25 \quad (IV.14)$$

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.

$$K = u * E \quad (IV.15)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

u : Prix du Kwh, donné par la sonalgaz ($=4,67$ DA).

IV-6-1-2-1-Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

La station de pompage est appelée à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement de la station est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

SP- Réservoirs projetés de Mkhatria :

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 26577,39 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},SR1} = \frac{26577,39}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 369,13 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{369,13 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,607 \text{ m} \text{ donc } \mathbf{Dec} = \mathbf{607.56\text{mm}}$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **400 et 800 mm**.

IV-6-1-2-2-Calcul des frais d'exploitation :

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.

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV-6 :

Tableau IV-6: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre en (mm)	V (m/s)		I (m/m)	L_{eq} (m)	H_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
400	2,939	0,011541	0,012702	9441,5	119,928	76,5	196,43
450	2,322	0,011294	0,006898	9441,5	65,126	76,5	141,63
500	1,881	0,011080	0,003996	9441,5	37,726	76,5	114,23
600	1,306	0,010723	0,001554	9441,5	14,673	76,5	91,17
700	0,960	0,010435	0,000700	9441,5	6,606	76,5	83,11
800	0,735	0,010194	0,000351	9441,5	3,310	76,5	79,81

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV-7.

Tableau IV-7: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix (DA)	Consomm (KWh)	Dépenses (DA)
400	369,13	196,43	889,1230	4,67	6495043,49	30331853,11
450	369,13	141,63	641,0658	4,67	4682985,71	21869543,3
500	369,13	114,23	517,0409	4,67	3776984,03	17638515,45
600	369,13	91,17	412,6909	4,67	3014707,05	14078681,97
700	369,13	83,11	376,1761	4,67	2747966,26	12833002,47
800	369,13	79,81	361,2574	4,67	2638985,45	12324062,07

IV-6-1-2-3-Calcul des frais d'investissement :

Tableau IV-8 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre :

D (mm)	L(m)	Prix Unitaire (DA)	Prix(DA)	Annuité	Amortissement(DA)
400	9441,5	14910,06	140773331,49	0,0925071	13022536,5
450	9441,5	15982,11	150895091,57	0,0925071	13958871,4
500	9441,5	17885,15	168862643,73	0,0925071	15620998
600	9441,5	22831,78	215566250,87	0,0925071	19941414,5
700	9441,5	27777,32	262259566,78	0,0925071	24260879,1
800	9441,5	34895,146	329462521	0,0925071	30477622,37

IV-6-1-2-4-Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV-9

Tableau IV-9: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre en (mm)	F _{explo} (DA)	F _{investissement} (DA)	Bilan(DA)
400	30331853,11	13022536,45	43354389,56
450	21869543,3	13958871,4	35828414,7
500	17638515,45	15620998,03	33259513,48
600	14078681,97	19941414,55	34020096,51
700	12833002,47	24260879,05	37093881,52
800	12324062,07	28512523,58	40836585,65

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV-1

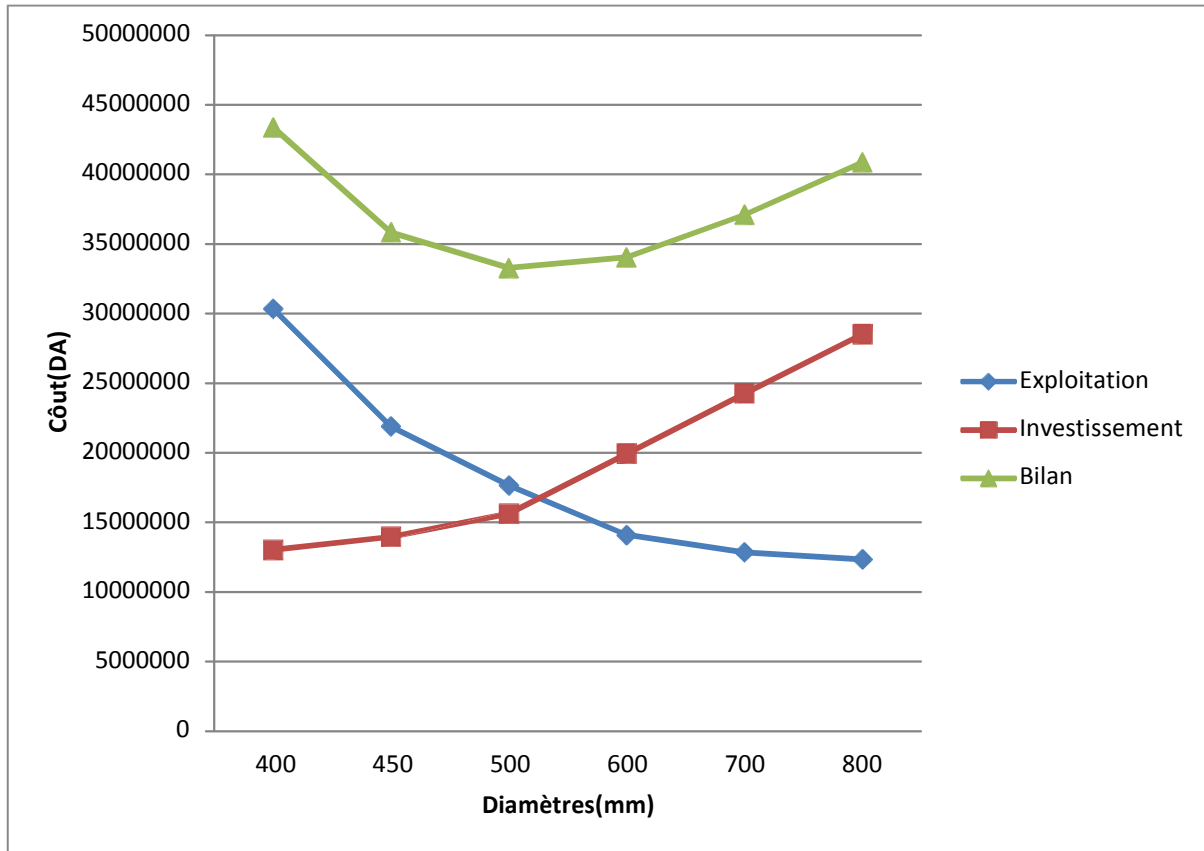


Figure IV-3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 500** dont la vitesse est de **1,88 m/s**.

IV-6-2-Deuxième variante :

IV-6-2-1-Cas gravitaire :

IV-6-2-1-1-Détermination de diamètre avantageux :

Tronçon de réservoir tampon-réservoir d'El Amra :

On utilisant la formule (IV-03) :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^S}{\Delta H_i}}$$

La longueur géométrique de ce tronçon est **14030m** et sa longueur équivalente est **16134,5m**

IV-6-2-1-2-Les caractéristiques des différents points :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau IV-10: Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon de Mkhatria	330
2	Réservoir d'alimentation d'El Amra	323

IV-6-2-1-3-Calcul de la charge disponible :

Pour calculer la charge disponible on utilise directement la cote de trop plein de chaque réservoir.

Donc :

$$H_{dis} = C_{tp1} - C_{tp2}$$

C_{tp1} : côte trop plein de réservoir tampon.

C_{tp2} : côte trop plein de réservoir d'El Amra.

Donc : $H_{dis} = 335,5 - 328,5 = 7 \text{ m}$.

IV-6-2-1-4-Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{7}{16134,5} = 0,000434 \text{ m/m}$$

IV-6-2-1-5-Calcul du diamètre avantageux de tronçon de l'adduction :

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[5]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^5}{\Delta H_i}}$$

Pour effectué notre calcul on suppose que la charge disponible égale à la perte charge.

$$\text{A.N : } D_{av.i} = \sqrt[5]{\frac{0,001735 * 16134,5 * (0,217)^5}{7}} = 729,76 \text{ mm}$$

On remarque que le diamètre calculé est compris entre deux diamètres normalisés :

$$700 \text{ mm} < D_{av} < 800 \text{ mm}$$

Pour dimensionner le tronçon gravitaire, on utilise deux diamètres D_1 et D_2 en série ayant des longueurs successives L_1 et L_2 , tel que :

$D_1 = 800 \text{ mm}$ et $D_2 = 700 \text{ mm}$.

$$\text{On a: } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^S}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^S}{D_2^m}$$

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 800 \text{ mm}$ et $D_2 = 700 \text{ mm}$.

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus :

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,217)^2 \left(\frac{L_1}{0,8^{5,3}} + \frac{L_2}{0,7^{5,3}} \right) = 7m \\ L_1 + L_2 = 16134,5m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 6300,06m; L_2 = 9834,44m$$

IV-6-2-1-6-Calcul de la longueur géométrique pour chaque tronçon :

$$\begin{cases} L_{g1} = \frac{6300,06}{1,5} = 5478,31m \\ L_{g2} = \frac{2557,55}{1,5} = 8551,69m \end{cases}$$

IV-6-2-1-7-La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions en fonte, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 3 m/s**.

On détermine les vitesses d'écoulement dans les deux tronçons gravitaire moyennant l'équation de :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Tronçon N°1 : RT_{Mkhatria}- Point intermédiaire (1-2) :

$$V1 = \frac{4 * 0,217}{f * (800 * 10^{-3})^2} = 0,43m/s.$$

Tronçon N°2 : Point intermédiaire -Réservoir d'El Amra (2-3) :

$$V2 = \frac{4 * 0,217}{f * (700 * 10^{-3})^2} = 0,56 \text{ m/s.}$$

On remarque que la vitesse de premier tronçon de diamètre 800 n'est pas admissible, donc on prend le diamètre normalisé $D_N=700$ mm pour toute la partie gravitaire.

On prend un diamètre normalisé $D_N=700$ mm.

IV-6-2-1-8-Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV-11: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

D (mm)	L (m)	Prix Unitaire (DA)	Prix (DA)	Annuité	Amortissement (DA)
700	16134,4	27777,32	448173169,5	0,0925071	41459200,21

IV-6-2-2-Cas de refoulement :

IV-6-2-2-1-Calcul de la hauteur géométrique H_g :

$$H_g = C_{p\text{-piquage}} - C_{pe} \quad (\text{IV-15})$$

. $C_{p\text{-piquage}}$: cote piézométrique au niveau de piquage.

C_{pe} : cote de plan d'eau.

$$C_{p\text{-piquage}} = C_{tp} + \Delta H_{p\text{-piquage-reservoir}}$$

$$\Delta H_{p\text{-piquage-reservoir}} = \frac{K^1 * L_e * Q^5}{D_{av}^m} = \frac{0,00173 * 150 * 0,13^2}{0,25^{5,3}} = \mathbf{6,81m}$$

$$= C_{pe} = 353,5 + 6,81 = 360,81m$$

$$\text{Donc } H_g = 360,81 - 277 = 83,81m.$$

Le diamètre économique est déterminé moyennant la relation (III.3) est tel que :

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{369,13 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,607 \text{ m donc } \mathbf{Dec = 607.56mm}$$

Donc le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **400 et 800 mm**.

IV-6-2-2-2-Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV-12: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre en (mm)	V (m/s)		I (m/m)	L_{eq} (m)	H_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
400	2,939	0,011541	0,012702	9326,5	118,47	83,81	202,28
450	2,322	0,011294	0,006898	9326,5	64,33	83,81	148,14
500	1,881	0,011080	0,003996	9326,5	37,27	83,81	121,08
600	1,306	0,010723	0,001554	9326,5	14,49	83,81	98,30
700	0,960	0,010435	0,000700	9326,5	6,53	83,81	90,34
800	0,735	0,010194	0,000351	9326,5	3,27	83,81	87,08

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

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

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix (DA)	Consomm (KWh)	Dépenses (DA)
400	369,13	202,28	915,5993	4,67	6688453,23	31235076,61
450	369,13	148,14	670,5636	4,67	4898466,80	22875840
500	369,13	121,08	548,0493	4,67	4003500,47	18696347,2
600	369,13	98,30	444,9703	4,67	3250508,23	15179873,45
700	369,13	90,34	408,9003	4,67	2987016,41	13949366,66
800	369,13	87,08	394,1633	4,67	2879363,01	13446625,29

IV-6-2-2-3-Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV-14.

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

D (mm)	L (m)	Prix Unitaire (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Amortissement (DA)
400	9326,5	14910,06	139058674,59	0,0925071	12863918,5
450	9326,5	15982,11	149057148,92	0,0925071	13788848,6
500	9326,5	17885,15	166805851,48	0,0925071	15430730,1
600	9326,5	22831,78	212940596,17	0,0925071	19698522,8
700	9326,5	27777,32	259065174,98	0,0925071	23965375
800	9326,5	34895,146	325449579,2	0,0925071	30106396,77

IV-6-2-2-3-Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV-15.

Tableau IV-15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre en (mm)	F _{explo} (DA)	F _{investissement} (DA)	Bilan(DA)
400	31235076,61	12863918,47	44098995,08
450	22875840	13788848,6	36664688,6
500	18696347,2	15430730,09	34127077,29
600	15179873,45	19698522,8	34878396,22
700	13949366,66	23965375	37914741,7
800	13446625,29	28165233,4	41611858,69

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV-2

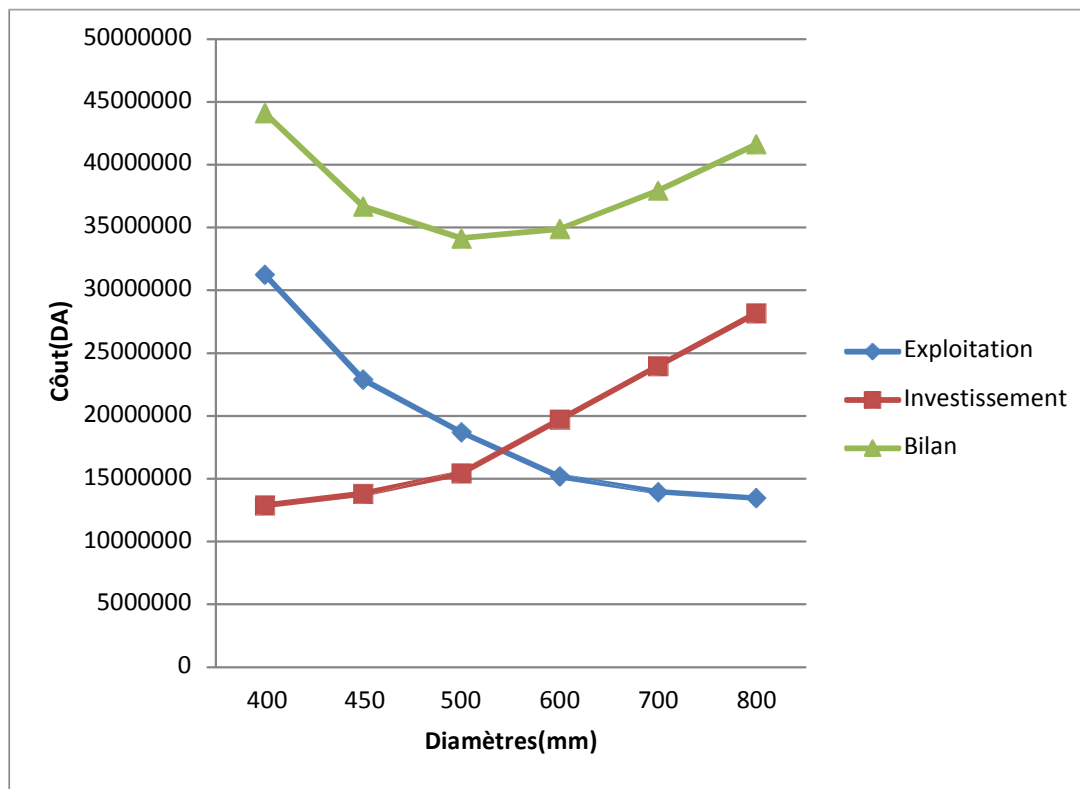


Figure IV-4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 500** dont la vitesse est de **2,94m/s**.

IV-6-3-Comparaison entre les Bilan des frais d'investissement et d'exploitation des deux variantes :

La comparaison des bilans est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV-16: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation des deux variantes

Bilan(DA)	Variante n°1	Variante n°2
Partie gravitaire	27948716,93	41459200,21
Partie refoulement	33259513,48	34127077,29
Total	61208230,41	75586277,5

On remarque que le bilan de la première variante est moins cher que le bilan de la deuxième, donc la variante retenue dans ce projet est la première.

IV-7-Calcul des cotes piézométriques et les pressions de certains points de l'adduction :

IV-7-1-Partie gravitaire :

Le tronçon RT –A:

Du RT (348 m NGA) jusqu'au point A (307,2 m NGA) :

$$C_{p-A} = C_{RT} - H_{RT-A}$$

C_{p-A} : la cote piézométrique au point A.

C_{RT} : la cote du radier du réservoir tampon ;

H_{RT-A} : la perte de charge totale le long de la conduite.

$$H_{RT-a} = 1,15 * \frac{K^1 * L_e * Q^S}{D_{av}^m} = 1,15 * \frac{0,001735 * 400 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,56 \text{ m}$$

$$C_{p-A} = C_{RT} - H_{RT-A} = 348 - 0,56 = 347,44 \text{ m.}$$

$$P_A = C_{p-A} - C_{TA} = 347,44 - 307,2 = 40,24 \text{ m} = 4,024 \text{ bars.}$$

P_A : la pression au point A.

C_{TA} : la cote de terrain du point A.

Le tronçon A –B :

Du point A (307,2 m NGA) jusqu'au point B (263,5 m NGA) :

$$C_{p-B} = C_{p-A} - H_{A-B}$$

$$H_{A-B} = 1,15 * \frac{K^1 * L_e * Q^S}{D_{av}^m} = 1,15 * \frac{0,001735 * 1200 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 1,69 \text{ m}$$

$$C_{p-B} = C_{p-A} - H_{A-B} = 347,44 - 1,69 = 345,75 \text{ m.}$$

$$P_B = C_{p-B} - C_{TB} = 345,75 - 263,5 = 82,25 \text{ m} = 8,225 \text{ bars.}$$

P_B : la pression au point B.

C_{TB} : la côte de terrain du point B.

Le tronçon B-C :

Du point B (263,5 m NGA) jusqu'au point C (239 m NGA) :

$$C_{p-C} = C_{p-B} - H_{B-C}$$

$$H_{B-C} = 1,15 * \frac{0,001735 * 1800 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 2,54 \text{ m}$$

$$C_{p-C} = C_{p-B} - H_{B-C} = 345,75 - 2,54 = 343,21 \text{ m.}$$

$$P_C = C_{p-C} - C_{TC} = 343,21 - 239 = 104,21 \text{ m} = 10,42 \text{ bars.}$$

P_C : la pression au point C.

C_{TC} : la côte de terrain du point C.

Le tronçon C-D :

Du point C (239 m NGA) jusqu'au point D (244 m NGA) :

$$C_{p-D} = C_{p-C} - H_{C-D}$$

$$H_{C-D} = 1,15 * \frac{0,001735 * 300 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,42 \text{ m}$$

$$C_{p-D} = C_{p-C} - H_{C-D} = 343,21 - 0,42 = 342,79 \text{ m.}$$

$$P_D = C_{p-D} - C_{TD} = 342,79 - 244 = 98,79 \text{ m} = 9,88 \text{ bars.}$$

P_D : la pression au point D.

C_{TD} : la côte de terrain du point D.

Le tronçon D-E :

Du point D (244 m NGA) jusqu'au point E (237 m NGA) :

$$C_{p-E} = C_{p-D} - H_{D-E}$$

$$H_{D-E} = 1,15 * \frac{0,001735 * 300 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,42 \text{ m}$$

$$C_{p-E} = C_{p-D} - H_{D-E} = 342,79 - 0,42 = 342,37 \text{ m.}$$

$$P_E = C_{p-E} - C_{TE} = 342,37 - 237 = 105,37 \text{ m} = 10,54 \text{ bars.}$$

P_E : la pression au point E.

C_{TE} : la côte de terrain du point E.

Le tronçon E-F :

Du point E (237 m NGA) jusqu'au point F (244,7 m NGA) :

$$C_{p-F} = C_{p-E} - H_{E-F}$$

$$H_{E-F} = 1,15 * \frac{0,001735 * 600 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,845 \text{ m}$$

$$C_{p-F} = C_{p-E} - H_{E-F} = 342,37 - 0,845 = 341,525 \text{ m.}$$

$$P_F = C_{p-F} - C_{TF} = 341,525 - 244,7 = 96,825 \text{ m} = 9,68 \text{ bars.}$$

P_F : la pression au point F.

C_{TF} : la côte de terrain du point F.

Le tronçon F –G :

Du point F (244,7 m NGA) jusqu'au point G (234,8 m NGA) :

$$C_{p-G} = C_{p-F} - H_{F-G}$$

$$H_{F-G} = 1,15 * \frac{0,001735 * 600 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,845 \text{ m}$$

$$C_{p-G} = C_{p-F} - H_{F-G} = 341,525 - 0,845 = 340,68 \text{ m.}$$

$$P_G = C_{p-G} - C_{TG} = 340,68 - 234,8 = 105,88 \text{ m} = 10,59 \text{ bars.}$$

P_G : la pression au point G.

C_{TG} : la côte de terrain du point G.

Le tronçon G –H:

Du point G (234,8 m NGA) jusqu'au point H (221 m NGA) :

$$C_{p-H} = C_{p-G} - H_{G-H}$$

$$H_{G-H} = 1,15 * \frac{0,001735 * 2100 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 2,96 \text{ m}$$

$$C_{p-H} = C_{p-G} - H_{G-H} = 340,68 - 2,96 = 337,72 \text{ m.}$$

$$P_H = C_{p-H} - C_{TH} = 337,72 - 221 = 116,72 \text{ m} = 11,67 \text{ bars.}$$

P_H : la pression au point H.

C_{TH} : la côte de terrain du point H.

Le tronçon H –I :

Du point H (221 m NGA) jusqu'au point I (217 m NGA) :

$$C_{p-I} = C_{p-H} - H_{H-I}$$

$$H_{H-I} = 1,15 * \frac{0,001735 * 900 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 1,27 \text{ m}$$

$$C_{p-I} = C_{p-H} - H_{H-I} = 337,72 - 1,27 = 336,45 \text{ m.}$$

$$P_I = C_{p-I} - C_{TI} = 336,45 - 217 = 119,45 \text{ m} = 11,945 \text{ bars.}$$

P_I : la pression au point I.

C_{TI} : la côte de terrain du point I.

Le tronçon I–J :

Du point I (217 m NGA) jusqu'au point J (232 m NGA) :

$$C_{p-J} = C_{p-I} - H_{I-J}$$

$$H_{I-J} = 1,15 * \frac{0,001735 * 600 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,845 \text{ m}$$

$$C_{p-J} = C_{p-I} - H_{I-J} = 336,45 - 0,845 = 335,605 \text{ m.}$$

$$P_J = C_{p-J} - C_{TJ} = 336,45 - 232 = 103,605 \text{ m} = 10,36 \text{ bars.}$$

P_J : la pression au point J.

C_{TJ} : la côte de terrain du point J.

Le tronçon J–K :

Du point J (232 m NGA) jusqu'au point K (218,4 m NGA) :

$$C_{p-K} = C_{p-J} - H_{J-K}$$

$$H_{J-K} = 1,15 * \frac{0,001735 * 900 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 1,27 \text{ m}$$

$$C_{p-K} = C_{p-J} - H_{J-K} = 335,605 - 1,27 = 334,335 \text{ m.}$$

$$P_K = C_{p-K} - C_{TK} = 334,335 - 218,4 = 115,935 \text{ m} = 11,59 \text{ bars.}$$

P_K : la pression au point K.

C_{TK} : la côte de terrain du point K.

Le tronçon K – L :

Du point K (218,4 m NGA) jusqu'au point L (243,5 m NGA) :

$$C_{p-L} = C_{p-K} - H_{K-L}$$

$$H_{K-L} = 1,15 * \frac{0,001735 * 600 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 0,845 \text{ m}$$

$$C_{p-L} = C_{p-K} - H_{K-L} = 334,335 - 0,845 = 333,49 \text{ m.}$$

$$P_L = C_{p-L} - C_{TL} = 333,49 - 243,5 = 89,99 = 9 \text{ bars.}$$

P_L : la pression au point L.

C_{TL} : la côte de terrain du point L.

Le tronçon L – M (point intermédiaire) :

Du point L (243,5 m NGA) jusqu'au point M (249,75 m NGA) :

$$C_{p-M} = C_{p-L} - H_{L-M}$$

$$H_{L-M} = 1,15 * \frac{0,001735 * 1606 * 0,217^2}{0,6^{5,3}} = 2,26 \text{ m.}$$

$$C_{p-M} = C_{p-L} - H_{L-M} = 333,49 - 2,26 = 331,23 \text{ m.}$$

$$P_M = C_{p-M} - C_{TM} = 331,23 - 249,75 = 81,48 = 8,15 \text{ bars.}$$

P_M : la pression au point M.

C_{TM} : la cote de terrain du point M.

Le tronçon M (point intermédiaire) – N :

Du point M (249,5 m NGA) jusqu'au point N (267 m NGA) :

$$C_{p-N} = C_{p-M} - H_{M-N}$$

$$H_{M-N} = 1,15 * \frac{0,001735 * 494 * 0,217^2}{0,5^{5,3}} = 1,83 \text{ m}$$

$$C_{p-N} = C_{p-M} - H_{M-N} = 331,23 - 1,83 = 329,4 \text{ m.}$$

$$P_N = C_{p-N} - C_{TN} = 329,4 - 267 = 62,4 \text{ m} = 6,24 \text{ bars.}$$

P_N : la pression au point N.

C_{TN} : la cote de terrain du point N.

Le tronçon N – O :

Du point N (267 m NGA) jusqu'au point O (284,3 m NGA) :

$$C_{p-O} = C_{p-N} - H_{N-O}$$

$$H_{N-O} = 1,15 * \frac{0,001735 * 1500 * 0,217^2}{0,5^{5,3}} = 5,55 \text{ m}$$

$$C_{p-O} = C_{p-N} - H_{N-O} = 329,4 - 5,55 = 323,85 \text{ m.}$$

$$P_O = C_{p-O} - C_{TO} = 323,85 - 284,3 = 39,55 \text{ m} = 3,955 \text{ bars.}$$

P_O : la pression au point O.

C_{TO} : la cote de terrain du point O.

Le tronçon O – R_{El Amra} :

Du point O (284,3 m NGA) jusqu'au réservoir d'El Amra (323 m NGA) :

$$C_R = C_{p-O} - H_{O-Res}$$

C_R : la cote de radier de réservoir d'El Amra.

C_{p-O} : la cote piézométrique de point O .

H_{O-Res} : la perte de charge totale le long de la conduite.

$$H_{O-Res} = 1,15 * \frac{0,001735 * 230 * 0,217^2}{0,5^{5,3}} = 0,85 \text{ m}$$

$$C_{p-O} = C_{p-N} - H_{N-O} = 323,85 - 0,85 = 323 \text{ m.}$$

Tableau IV-17 : Caractéristiques de l'adduction gravitaire :

Tronçon	La côte (m)		Matière de la conduite	Débits (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)
	Le départ	L'arrivé				
RT-A	348	307,2	Fonte ductile	217	600	400
A-B	307,2	263,5	Fonte ductile	217	600	1200
B-C	263,5	239	Fonte ductile	217	600	1800
C-D	239	244	Fonte ductile	217	600	300
D-E	244	237	Fonte ductile	217	600	300
E-F	237	244,7	Fonte ductile	217	600	600
F-G	244,7	234,8	Fonte ductile	217	600	600
G-H	234,8	221	Fonte ductile	217	600	2100
H-I	221	217	Fonte ductile	217	600	900
I-J	217	232	Fonte ductile	217	600	600
J-K	232	226,33	Fonte ductile	217	600	900
K-L	226,33	238,5	Fonte ductile	217	600	600
L-M	238,5	246	Fonte ductile	217	600	1606
M-N	246	267	Fonte ductile	217	500	494
N-O	267	284,3	Fonte ductile	217	500	1500
O-R _{El Amra}	284,3	323	Fonte ductile	217	500	230

Le tableau suivant résume les pressions au niveau de chaque point:

Tableau IV-18 : tableau récapitulatif des pressions et des cotes piézométriques.

Point	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
RT	$C_r=348$	-
A	347,44	40,24
B	345,75	82,25
C	343,21	104,21
D	342,79	98,79
E	342,37	105,37
F	341,525	96,825
G	340,68	105,88
H	337,72	116,72
I	336,45	119,45
J	335,605	103,605
K	334,335	115,935
L	333,49	89,99
M	331,23	81,48
N	329,4	62,4
O	323,85	39,55
R _{El Amra}	323	-

IV-7-2-Partie refoulement :

Le tronçon SP –P:

Du SP (277 m NGA) jusqu'au point P (270 m NGA) :

$$HMT=(C_{p-p}-C_{pe})+ H_{SP-P} \Rightarrow C_{p-p}= HMT+ C_{pe} - H_{RT-P}$$

C_{p-p} : la cote piézométrique au point P.

C_{pe} : la cote du plan d'eau ;

H_{RT-P} : la perte de charge totale le long de la conduite.

$$H_{RT-a} = 1,15 \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5}$$

$$\} = (1,14 - 0,86Ln \frac{V}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86Ln \frac{0,03}{500})^{-2} = 0,01108.$$

$$HMT=114,23 \text{ m.}$$

$$H_{SP-P} = 1,15 \frac{8 * 0,01108 * 300 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 1,38 \text{ m.}$$

$$C_{p-p} = 114,23 + 277 - 1,38 = 389,85 \text{ m.}$$

$$P_P = C_{p-p} - C_{TP} = 389,85 - 270 = 119,85 \text{ m} = 11,985 \text{ bars.}$$

P_P : la pression au point P.

C_{TP} : la côte de terrain du point P.

Le tronçon P –Q :

Du point P (270 m NGA) jusqu'au point Q (278 m NGA) :

$$C_{p-Q} = C_{p-P} - H_{P-Q}$$

$$H_{P-Q} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 300 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 1,38 \text{ m}$$

$$C_{p-Q} = 389,85 - 1,38 = 388,47 \text{ m.}$$

$$P_Q = C_{p-Q} - C_{TQ} = 388,47 - 278 = 110,47 \text{ m} = 11,05 \text{ bars.}$$

P_Q : la pression au point Q.

C_{TQ} : la côte de terrain du point Q.

Le tronçon Q-R :

Du point Q (278 m NGA) jusqu'au point C (262,3 m NGA) :

$$C_{p-R} = C_{p-Q} - H_{Q-R}$$

$$H_{Q-R} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 900 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 4,13 \text{ m}$$

$$C_{p-R} = 388,47 - 4,13 = 384,34 \text{ m.}$$

$$P_R = C_{p-R} - C_{TR} = 384,34 - 262,3 = 122,04 \text{ m} = 12,20 \text{ bars.}$$

P_R : la pression au point R.

C_{TR} : la côte de terrain du point R.

Le tronçon R-S :

Du point R (262,3 m NGA) jusqu'au point S (256,2 m NGA) :

$$C_{p-S} = C_{p-R} - H_{R-S}$$

$$H_{R-S} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 900 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 4,13 \text{ m}$$

$$C_{p-S} = 384,34 - 4,13 = 380,21 \text{ m.}$$

$$P_S = C_{p-S} - C_{TS} = 380,21 - 256,2 = 124,01 \text{ m} = 12,40 \text{ bars.}$$

P_S : la pression au point S.

C_{TS} : la côte de terrain du point S.

Le tronçon S-T :

Du point S (256,2 m NGA) jusqu'au point S (251,5 m NGA) :

$$C_{p-T} = C_{p-S} - H_{S-T}$$

$$H_{S-T} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 300 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 1,38 \text{ m}$$

$$C_{p-T} = 380,21 - 1,38 = 378,83 \text{ m.}$$

$$P_T = C_{p-T} - C_{TT} = 378,83 - 251,5 = 127,33 \text{ m} = 12,73 \text{ bars.}$$

P_{ST} : la pression au point T.

C_{TT} : la côte de terrain du point T.

Le tronçon T-U :

Du point T (251,5 m NGA) jusqu'au point U (253 m NGA) :

$$C_{p-U} = C_{p-T} - H_{T-U}$$

$$H_{T-U} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 900 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 4,13 \text{ m}$$

$$C_{p-U} = 378,83 - 4,13 = 374,7 \text{ m.}$$

$$P_U = C_{p-U} - C_{TU} = 374,7 - 253 = 121,7 \text{ m} = 12,17 \text{ bars.}$$

P_{SU} : la pression au point U.

C_{TU} : la côte de terrain du point U.

Le tronçon U-V :

Du point U (253 m NGA) jusqu'au point V (262,5 m NGA) :

$$C_{p-V} = C_{p-U} - H_{U-V}$$

$$H_{U-V} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 900 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 4,13 \text{ m}$$

$$C_{p-V} = 374,7 - 4,13 = 370,57 \text{ m.}$$

$$P_V = C_{p-V} - C_{TV} = 370,57 - 2262,5 = 108,07 \text{ m} = 10,81 \text{ bars.}$$

P_{S-V} : la pression au point V.

C_{TV} : la côte de terrain du point V.

Le tronçon V-W :

Du point V (262,5 m NGA) jusqu'au point W (266,4 m NGA) :

$$C_{p-W} = C_{p-V} - H_{V-W}$$

$$H_{V-W} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 900 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 4,13 \text{ m}$$

$$C_{P-W} = 370,57 - 4,13 = 366,44 \text{ m.}$$

$$P_W = C_{p-W} - C_{TW} = 366,44 - 266,4 = 100,04 \text{ m} = 10 \text{ bars.}$$

P_{S-W} : la pression au point W.

C_{TW} : la cote de terrain du point W.

Le tronçon W-X :

Du point W (266,4m NGA) jusqu'au point X (263,5 m NGA) :

$$C_{p-X} = C_{p-W} - H_{W-X}$$

$$H_{W-X} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 900 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 4,13 \text{ m}$$

$$C_{P-X} = 366,44 - 4,13 = 362,31 \text{ m.}$$

$$P_X = C_{p-X} - C_{TX} = 362,31 - 263,5 = 98,81 \text{ m} = 9,88 \text{ bars.}$$

P_{S-X} : la pression au point X.

C_{TX} : la cote de terrain du point X.

Le tronçon X-Y :

Du point X (263,5 m NGA) jusqu'au point Y (307,2 m NGA) :

$$C_{p-Y} = C_{p-X} - H_{X-Y}$$

$$H_{X-Y} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 1200 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 5,51 \text{ m}$$

$$C_{P-Y} = 362,31 - 5,51 = 356,8 \text{ m.}$$

$$P_Y = C_{p-Y} - C_{TY} = 356,8 - 307,2 = 49,6 \text{ m} = 4,96 \text{ bars.}$$

P_{S-Y} : la pression au point Y.

C_{TY} : la cote de terrain du point Y.

Le tronçon Y-RT :

Du point Y (307,2 m NGA) jusqu'au point RT (348 m NGA) :

$$C_{TP} = C_{p-Y} - H_{Y-RT}$$

C_{TP} : la cote trop plein du réservoir tampon.

C_{p-Y} : la cote piézométrique de point Y.

H_{X-Y} : la perte de charge totale le long de la conduite.

$$H_{Y-RT} = 1,15 * \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} = 1,15 * \frac{8 * 0,01108 * 710 * (0,36913)^2}{f^2 * 9,81 * 0,5^5} = 3,26 \text{ m}$$

$$C_{TP} = 356,8 - 3,26 = 353,5 \text{ m.}$$

Tableau IV-19 : Caractéristiques de l'adduction par refoulement.

Tronçon	La côte (m)		Matière de la conduite	Débits (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)
	Le départ	L'arrivé				
SP-P	277	270	Fonte ductile	369,13	500	300
P-Q	270	278	Fonte ductile	369,13	500	300
Q-R	278	262,3	Fonte ductile	369,13	500	900
R-S	262,3	256,2	Fonte ductile	369,13	500	900
S-T	256,2	251,5	Fonte ductile	369,13	500	300
T-U	251,5	253	Fonte ductile	369,13	500	900
U-V	253	262,5	Fonte ductile	369,13	500	900
V-W	262,5	266,4	Fonte ductile	369,13	500	900
W-X	266,4	263,5	Fonte ductile	369,13	500	900
X-Y	263,5	307,2	Fonte ductile	369,13	500	1200
Y-RT	307,2	348	Fonte ductile	369,13	500	710

Le tableau suivant résume les pressions au niveau de chaque point:

Tableau IV-20 : tableau récapitulatif des pressions et des cotes piézométriques.

Point	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
SP	$C_{pe}=277$	-
P	389,85	119,85
Q	388,47	110,47
R	384,34	122,04
S	380,21	124,01
T	378,83	127,33
U	374,7	121,7
V	370,57	108,07
W	366,44	100
X	362,31	98,81
Y	356,8	49,6
RT	$C_p=353,5$	-

Conclusion :

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **14130 m** de longueur totale répartie sur deux tronçons, le premier tronçon est de **11906 m** de longueur et de **600 mm** de diamètre. Le deuxième tronçon est de **2224 m** de longueur et de **500 mm de diamètre**. Une partie de refoulement de **8210 m** de longueur et de **500 mm**.

CHAPITRE VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction

La station de pompage est un ouvrage hydraulique servant à relever l'eau à une altitude supérieure, elle est caractérisée par une hauteur manométrique totale (HMT) et un débit transféré.

Notre but dans ce chapitre est d'étudier le choix idéal de la station de pompage pour la partie de refoulement de notre projet qui peut assurer le transfert d'eau vers les réservoirs d'eau.

V-1- Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Pour le l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les conditions suivantes :

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

V-2- Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur 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.

V-3- Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V-4-Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V-5-Le choix des pompes :

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 369,13 (l/s) sur une hauteur manométrique de 114,23 m.c.e.

Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q_{appl} (l/s)	$H_{\text{mt applé}}$ (m.c.e)	Type de pompe	Q_{disp} (l/s)	HMT (m)	η (%)	N (trs/min)	P_{abs} (kw)	$(NPSH)_r$ (m.c.e)	DN_a (mm)	DN_m (mm)
1	369,13	114,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	184,56	114,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	123,04	114,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	92,28	114,23	PM150/5B	94,1	119	76,7	1450	143	4,43	200	150
5	73,82	114,23	PM150/4A	74,7	117	79,3	1450	108	2,65	200	150
6	61,52	114,23	PM125/2F	65,2	110	75	2900	98,8	4,78	150	125

Avec :

PM : pompe multicellulaire ;

n : nombre de pompes ;

Q_{dem} : Le débit de la pompe (demandé) ;

Hmt : La hauteur manométrique totale de la pompe ;

N : Vitesse de rotation ;

η : Rendement de la pompe ;

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

$(NPSH)_r$: « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise » C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du tableau V-1, on déduit que la variante de cinq pompes est la meilleure du point de vue de nombre de pompes, rendement et $NPSH_R$.

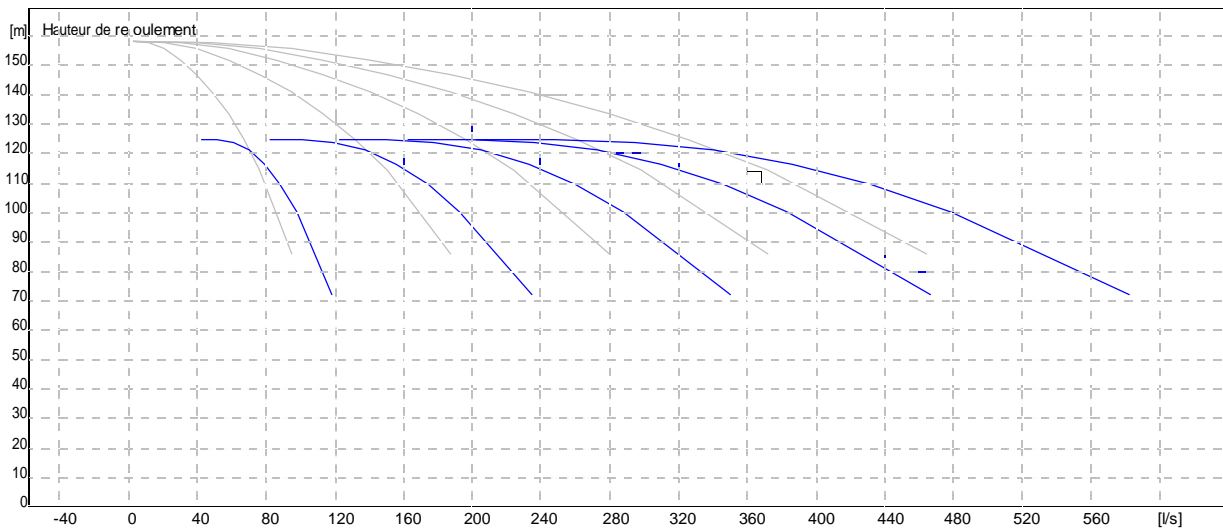


Figure V-1 : courbes caractéristiques de la station de pompage.

V-6-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.

V-7-Courbe caractéristique de la conduite :

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

Avec :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V-1})$$

$$\Delta h_t = 1,15 \times \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \} \times L_{ref} \times Q^2}{f^2 \times g \times D_{ec}^{5,3}} \quad (\text{V-3})$$

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel CAPRARI, les résultats obtenus sont comme suit:

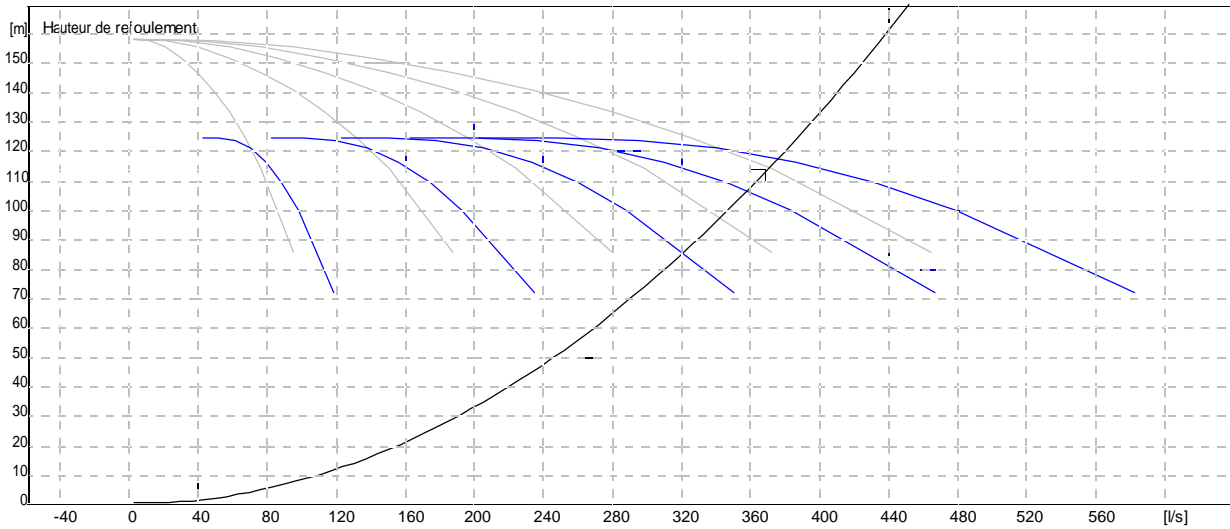


Figure V-2 : point de fonctionnement de la pompe.

On obtient le point de fonctionnement suivant :

$$Q_c = 373,5 \text{ l/s} > Q_{app} = 369,13 \text{ l/s}$$

$$H_c = 117 \text{ m.} > H_{app} = 114,23 \text{ m.}$$

V- 8-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 :

$$Q_{appelé} < Q_{disp} - 10\% Q_{disp} \text{ ou } > Q_{disp} + 10\% Q_{disp} :$$

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$y_{ap,van}^{inst} = y_{av,van}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-4)$$

$$h_v = H_c' - H_{app} \quad (V-5)$$

- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \quad (V-6)$$

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = W \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V-7)$$

- Rendement de rognage

$$R = (1-m) \times 100 \quad (V-8)$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V-9)$$

Remarque :

Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-10)$$

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

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

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

Dans notre cas :

$$Q_{disp}-10\% Q_{disp} = 373,51 - 37,351 = 336,16 \text{ l/s.}$$

$$Q_{disp}+10\% Q_{disp} = 373,51 + 37,351 = 410,86 \text{ l/s.}$$

$$Q_{app} = 369,13 \text{ l/s.}$$

On remarque que Q_{app} appartient à l'intervalle [336,16 – 410,86].

Donc aucun réglage ne sera effectué.

V-9-Bâches de reprise de la station de pompage :

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre.

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{maxj} * t}{T} \quad (V-11)$$

Avec :

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

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

t: temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h).

Alors le volume de la bache des stations est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max,j} \cdot t}{20} = \frac{26577,39}{20} \times \frac{1}{4} = 332,2 \text{ m}^3$$

Nous choisirons un volume normalisé de 400 m³.

Si on prend la forme circulaire comme forme des baches de reprise, et comme hauteur d'eau 3 m, on trouve suivant la formule suivante le diamètre de la bache.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_{\text{eau}}}{f \cdot H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 400}{f \cdot 3}} = 13,03 \text{ m.}$$

Si on prend (D = 10 m) : $H_{\text{eau}} = \frac{V_{\text{eau}}}{S} = \frac{250}{78,54} = 3,18 \text{ m.}$

Si on propose une revanche de 0,5 m, on trouve une hauteur totale de 3,5 m.

La surface de la bache d'eau : $S = V/H_{\text{eau}} = 400/3,18 = 125,786 \text{ m}^2$.

La hauteur de la réserve d'incendie $h_{\text{inc}} = \frac{120}{125,786} = 0,954 \text{ m}$

V-10-Etude de la cavitation :

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.

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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V-11})$$

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

On prend : r = 0,3 m.

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

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

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = (NPSH)_r + r - P_{\text{at}} + T_v + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Delta h_{\text{asp}} \quad (\text{V-12})$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-13)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V-2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-14)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.1 (chapitre III).

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_{asp} * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{asp} = 50$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_{asp} = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{f * V_c}} \quad (V-17)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a \quad (V-18)$$

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

V-11-Calage de la pompe :

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

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-19)$$

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

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_{pe} - h + h_{inc} \quad (V-20)$$

C_{pe} : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

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

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,65$ m.

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 277 \Rightarrow P_{at} = 9,945$ m.c.e.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24$ m.c.e.

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN_a$

$DN_a = 200$ mm.

Donc : $D_a = 1,25 * 200 \Rightarrow D_a = 250$ mm

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 73,83 * 10^{-3}}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V_a = 1,5$ m/s

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 369,13 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,56$$
 m

On pose $D_c = 0,6$ m $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 369,13 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V_c = 1,3$ m/s

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 600$ mm

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (369,13 * 10^{-3})^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * (73,83 * 10^{-3})^2}{0,25^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,199$$
 m

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,199 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,23$ m

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,65 + 0,3 - 9,945 + 0,24 + \frac{1,5^2}{2 * 9,81} + 0,23 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,41$$
 m

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad h_{asp}^{adm} = 9,945 - 2,65 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,5^2}{2 * 9,81} - 0,23 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 6,41$$
 m

Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 277 - 3,18 + 0,954 \Rightarrow \nabla_{\min} = 274,774 \text{mNGA}$

La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 274,774 - 6,41 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 268,66 \text{m}$

V-12-Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage:

V-12-1-Hauteur du bâtiment:

Elle est calculée comme suit:

$$H_b = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 \dots\dots\dots (V-21)$$

Où : $H_1 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots (V-22)$

H_p : hauteur de la pompe (la hauteur du point le plus haut de la pompe) où $H_p = T+S$.

A.N : $H_p = 370 + 315 \Rightarrow H_p = 685 \text{ mm}$;

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m on prend $H_s = 0,3 \text{ m}$;

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,4 \text{ m}$;

A.N: $H_1 = 0,685 + 0,3 + 0,4 \Rightarrow H_1 = 1,385 \text{ m}$;

H_2 : hauteur réservée à l'homme, on prend $H_2 = 2,2 \text{ m}$;

H_3 : hauteur du chariot, on prend $H_3 = 0,3 \text{ m}$;

H_4 : hauteur profilée, on prend $H_4 = 0,7 \text{ m}$;

H_5 : hauteur de sécurité, on prend $H_5 = 0,4 \text{ m}$;

A.N : $H_b = 1,385 + 2,2 + 0,3 + 0,7 + 0,4 \Rightarrow H_b = 4,985 \text{ m}$.

On prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5 \text{ m}$.

V-12-2-Longueur du bâtiment:

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants:

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_1 \dots\dots\dots (V-23)$$

n : nombre de pompes, on prend $n = 7$ (tenant compte de deux pompes de secours) ;

L_b : longueur du bâtiment de la station de pompage ;

L : longueur de la pompe et celle du moteur ;

$L = 2565 \text{ mm} \Rightarrow L_{\text{tot}} = 7 \times 2,565 \Rightarrow L_{\text{tot}} = 17,955 \text{ m}$.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines varie de 0,8 à 1,2 m, On prend $L_{\text{int}} = 1,0 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3 \text{ m}$.

L_1 : distance entre le mur et le premier organe de la pompe, on prend $L_1 = 0,5 \text{ m}$;

$$A.N : L_b = 17,955 + 1 \times 6 + 0,5 + 3 \quad \Rightarrow L_b = 27,455 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de 27,5m.

V-12-3-Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation:

$$l_b = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 4.s + L_{bp} + L_{ar} \dots \dots \dots (V-24)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m;

L₁: distance entre mur et premier organe de la pompe, $L_1 = 0,2 + D_a = 0,2 + 0,25 = 0,45 \text{ m}$;

L₂=distance entre mur et dernière organe de la pompe, $L_2 = 0,2 + D_r = 0,2 + 0,5 = 0,7 \text{ m}$;

L_{ar}: longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$; On prend : $L_r = 3 \text{ m}$;

L_{bp} : longueur du bureau du personnel, On prend $L_{bp} = 3 \text{ m}$;

L₃ : longueur des accessoires d'aspiration ;

L₄ : longueur des accessoires de refoulement ;

$$L_3 + L_4 = L_p + L_{tr} + L_{tasp} + L_c + L_{div} \dots \dots \dots (V-25)$$

L_p: longueur de la pompe, $L_p = 0,72 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

$$A.N : l_{tr} = 2 \times 500 \Rightarrow l_{tr} = 1 \text{ m} ;$$

L_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration,

$$L_{tr} = 2 \times D_a.$$

$$A.N : L_{tr} = 2 \times 250 \Rightarrow L_{tr} = 0,50 \text{ m} ;$$

L_c : longueur du convergent, $L_c = (3,5-4) \times (D_a - d_a) = 3,5 \times 100 = 0,350 \text{ m}$.

L_{div} : longueur du divergent, $L_{div} = (3,5-4) \times (D_r - d_r) = 3,5 \times 350 = 1,23 \text{ m}$.

$$L_3 + L_4 = 0,72 + 1 + 0,5 + 0,35 + 1,23 \Rightarrow L_3 + L_4 = 3,8 \text{ m.}$$

$$l_b = 0,45 + 0,7 + 3,8 + 4 \times 0,2 + 3 + 3 \Rightarrow l_b = 11,75 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de 12 m.

V-12-4-Dimensions des portes :

Porte principale : 3×3.

Porte secondaire : 2,5×1,6.

V-12-5-Dimensionnement des fenêtres:

Il faut avoir un éclairage de surface de(10-15)% de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,15 * 24,5 * 12 \Rightarrow \sum S_f = 44,1 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = S_F / S_f \dots\dots\dots (V-26)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_F : la surface éclairée par les fenêtres ;

S_f : la surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,2 * 2,2) \text{ m}^2$;

$$n = \frac{44,1}{1,2 * 2,2} = 16,7 \quad \text{on prend } n = 17.$$

Tableau V-3 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
27,5	12	5,5	0,2	1,2*2,2	2,5*1,6	3*3

Conclusion :

D'après l'étude faite dans ce chapitre, l'élévation de l'eau le long de la conduite de refoulement, nécessite :

- 05 pompes +2 pompes de secours ;
- Type de pompe : CAPRARI PM150/4A.
- Diamètre de roue : 270,8 mm
- Vitesse de rotation de la roue : 1450 (tr/min)
- Accouplées à un moteur caractérisé par :
 - Une fréquence 50HZ
 - Une tension nominale 400V
 - Une vitesse nominale 1450 tr/min
 - Un nombre de pôles 4

Les pompes sont installées à une côte de 268,66 m NGA

CHAPITRE VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction:

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe.

Cette surpression peut être importante, elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti-bélier.

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

Toute conduite d'adduction est soumise au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entamer les ruptures de tuyaux surtout dans le cas d'un terrain accidenté où une protection doit être effectuée.

VI-1-1-Causes du coup de bélier :

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

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

VI-1-2-Amplitude des coups de bélier :

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

$$h = c \times \frac{V_0}{g} \quad (\text{VI-1})$$

Avec

c : célérité des ondes.

V_0 : variation de vitesse.

h : surpression en m.c.e.

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

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

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

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

VI-1-3-Risques dus aux coups de bélier :

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

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

VI-1-3-1-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 conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

VI-1-3-2-Cas de dépression :

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

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

VI-1-4-Fatigue de la canalisation :

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

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

VI-1-5-Interprétation physique du coup de bélier :

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_{V0} . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni (temps $t = 0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

VI-1-5-1-La première phase :

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

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

VI-1-5-2-La deuxième phase :

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

VI-1-5-3-La troisième phase :

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

VI-1-5-4-La quatrième phase :

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

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

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

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

VI-2-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

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

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),

- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

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

VI-2-1-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.

VI-2-2-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.

VI-2-3-Soupape de décharge :

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

VI-2-4-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.

VI-3-Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- Méthode de VIBERT :

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

- Méthode de BERGERON :

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

- Méthode de SALAH .B :

La méthode de **SALAH B** est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

VI-4-Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B :**VI-4-1-Calcul de la célérité d'onde :**

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**SALAH. B**).

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

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

Avec :

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

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

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

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

μ_m : coefficient de poisson du matériau $\mu_m = 0,3$ (fonte) ;

μ_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\mu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0,009$ m pour la fonte (DN500) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m) ;

C : célérité d'onde de choc (m/s).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0,2365 \times (1 - 0,3^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \times 0,2365 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0,0135 \times (1 - 0,33)}}} = 1032,85 \text{ (m/s)}$$

Pour la protection contre la dépression, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUH et MEUNIER : [2]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Où :

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots(\text{VI-3})$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} \dots\dots\dots(\text{VI-4})$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \dots\dots\dots(VI-5)$$

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H_0 : pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI-6)$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m) :

$$H_{abs} = H_g + h + 10 = HMT + 10 \dots\dots\dots (VI-7)$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

U_0 : volume d'air initial (m³) ;

a : célérité (C) en (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A , nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permettant de calculer U_0 sera ainsi déterminé (voir Figure VI.2).

Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \dots\dots\dots (VI-8)$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1.2} \dots\dots\dots (VI-9)$$

P_{mini} : pression minimale (m).

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

VI-4-2-Les caractéristiques de l'adduction de refoulement :

Le diamètre de la conduite $D=500$ mm.

La surface $S=\pi D^2/4 =3,14*0,5^2/4 =0,1963$ m².

Type de matériau : fonte.

La vitesse d'écoulement dans la conduite $V=1,88$ m/s.

La longueur de la conduite de refoulement $L=8210$ m.

La hauteur géométrique $H_g=76,5$.

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

VI-4-3-Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Détermination des valeurs A et K de tronçon

Tronçon	H_0 (m)	H_{abs} (m)	V_0 (m/s)	a (m/s)	g (m/s ²)	A_{cal}	A_{pris}	K_{cal}	K_{pris}
SP1-RT	86,5	124,23	1,88	1032,85	9,81	2,29	2	0,44	0,4

VI-4-4-Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon :

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER, les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-2: Détermination du B de tronçon

côte (m)	277	278	262,3	256,2	253	262,5	266,4	263,5	307,2	348
L (m)	0	600	1500	2400	3600	4500	5400	6300	7500	8210
$(Z+1)/H_0$	0,12	0,13	-0,054	-0,125	-0,162	-0,052	-0,007	-0,04	0,46	0,94
X/L	0	0,073	0,183	0,29	0,044	0,548	0,66	0,77	0,91	1

VI-4-5-Calcul des volumes d'air :

Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3: Calcul des volumes d'air de tronçon

Tronçon	B	P_{mini}/H_0	P_{mini} (m)	$U_0(\text{m}^3)$	$U_{\text{max}}(\text{m}^3)$	Volumes normalisés en litre
SP1-RT	4	0,35	30,275	1,68	3,24	4000

La figure suivante présente l'installation du réservoir d'air.

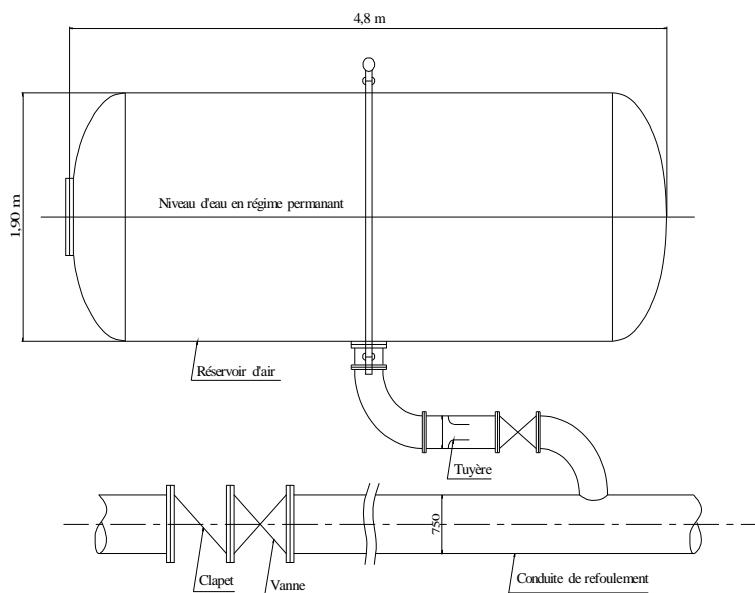


Figure VI-1: Schéma d'installation du réservoir d'air

VI-5-Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Dans notre cas la partie gravitaire a un débit $Q=216,9$ l/s, une longueur totale de 14130 m et une charge disponible $\Delta H_{dis}=25$ m, donc le coup de bélier créera une charge maximale $\Delta h=50\% \Delta H_{dis}=12,5$ m. et la charge totale sera 37,5 m.

Pour étudier le risque de coup de bélier dans la conduite gravitaire on doit calculer la charge totale en cas de coup de bélier de point le plus défavorable.

$$H_{tot}=H_{p-defavorable}+\Delta h.$$

H_{tot} : la charge totale en tenant compte le coup de bélier.

$H_{p-defavorable}$: la charge dans le point le plus défavorable.

Δh : la charge créée par le coup de bélier.

$$H_{tot}=131+14,5=145,5 \text{ m.}$$

$H_{tot}<150$ m donc la conduite peut supporter la charge créée par le coup de bélier.

Conclusion :

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP, d'un réservoir d'air avec une capacité ayant les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total : $U_T = 4000 \text{ m}^3$.
- Diamètre intérieur : $\varnothing D = 1200 \text{ mm}$;
- Longueur : $L = 3800 \text{ mm}$;
- Hauteur : $H = 1770 \text{ mm}$.

CHAPITRE VII

Pose de canalisation et accessoires

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées. Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII-1- Pose de canalisation :**VII-1-1 Principe de pose de canalisations :**

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'air entraîné 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 dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VII-1-2- 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 15 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.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VII-1-3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

VII-1-3- 1-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.

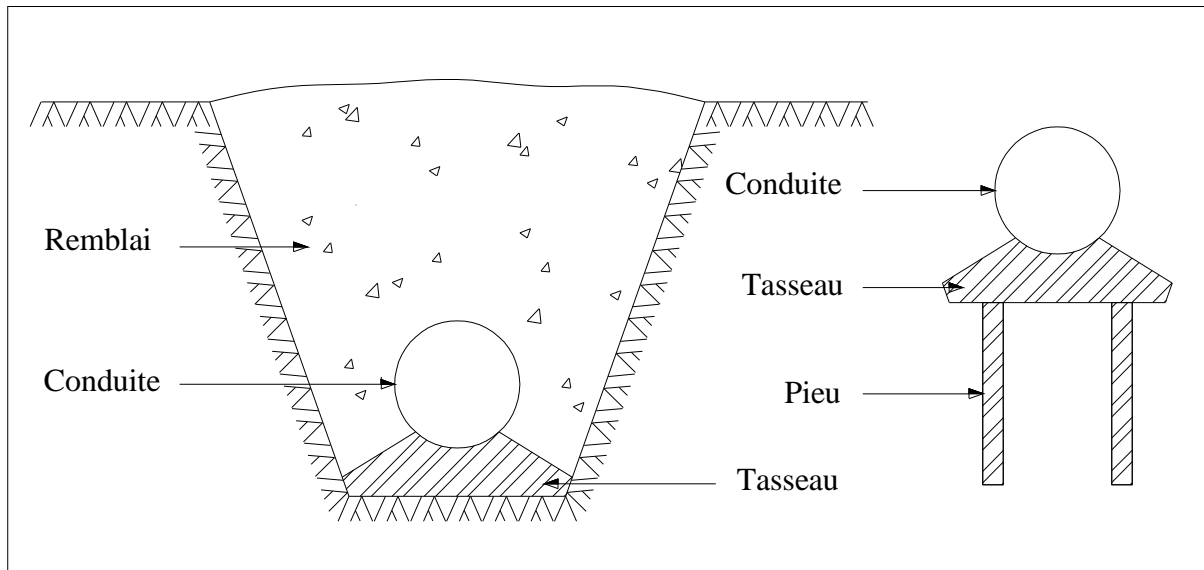


Figure VII-1: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

VII-1-3- 2-Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène, lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

VII-1-4- 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 en 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 supérieure et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

Dans notre cas et le long du tracé la conduite va traverser deux Oueds ont une largeur variée de 20 à 30 m.

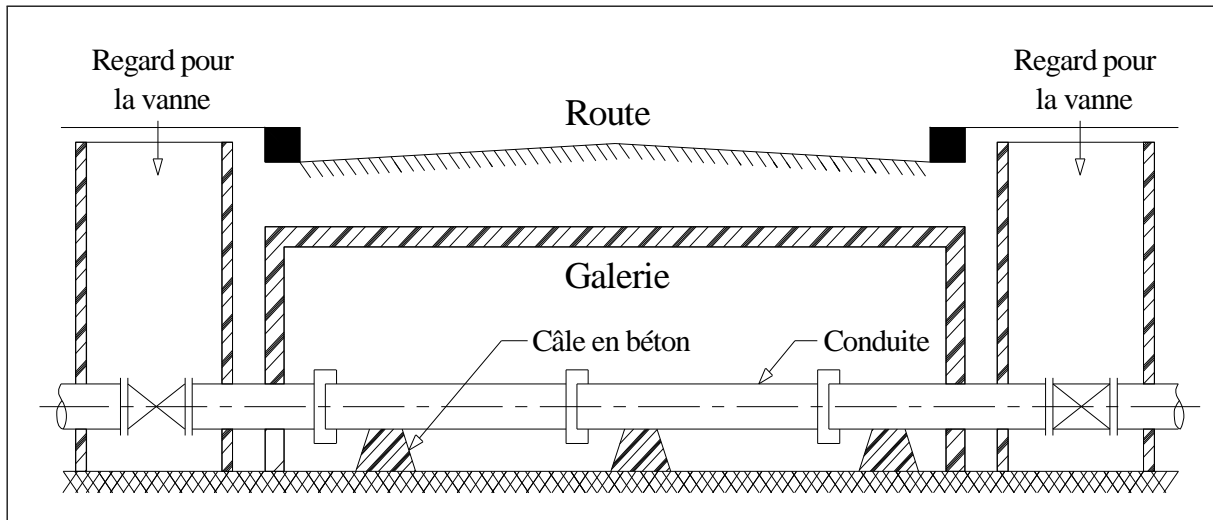


Figure VII-2 : Pose de canalisation en galerie

VI-1-5-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).

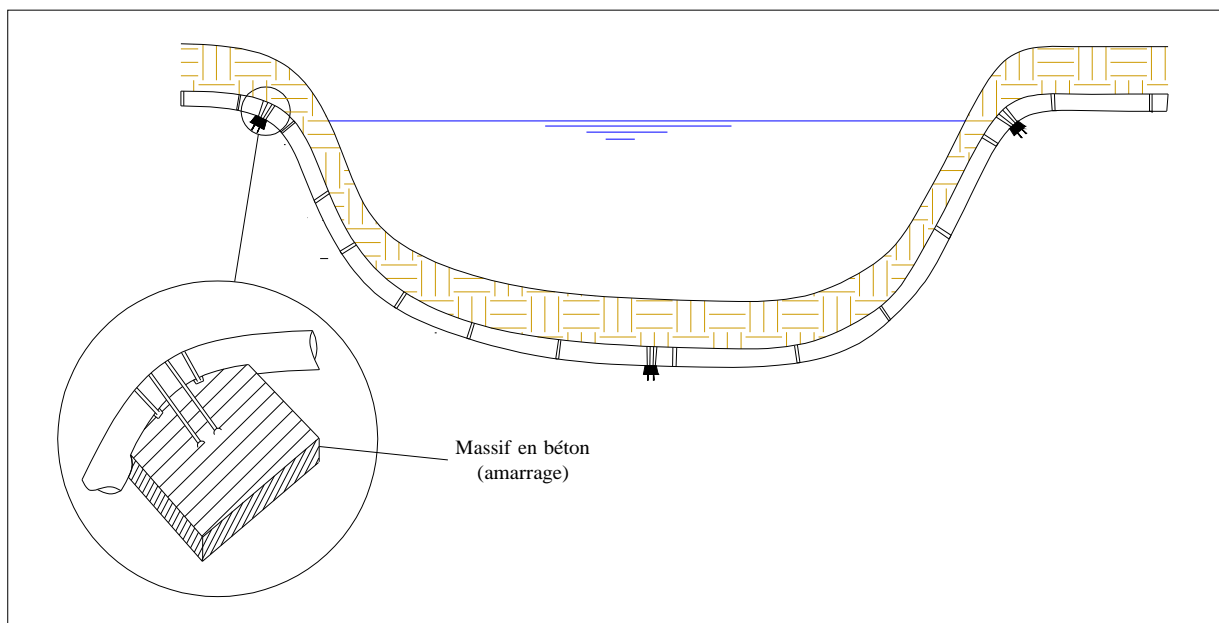


Figure VII-3: traversée d'une rivière

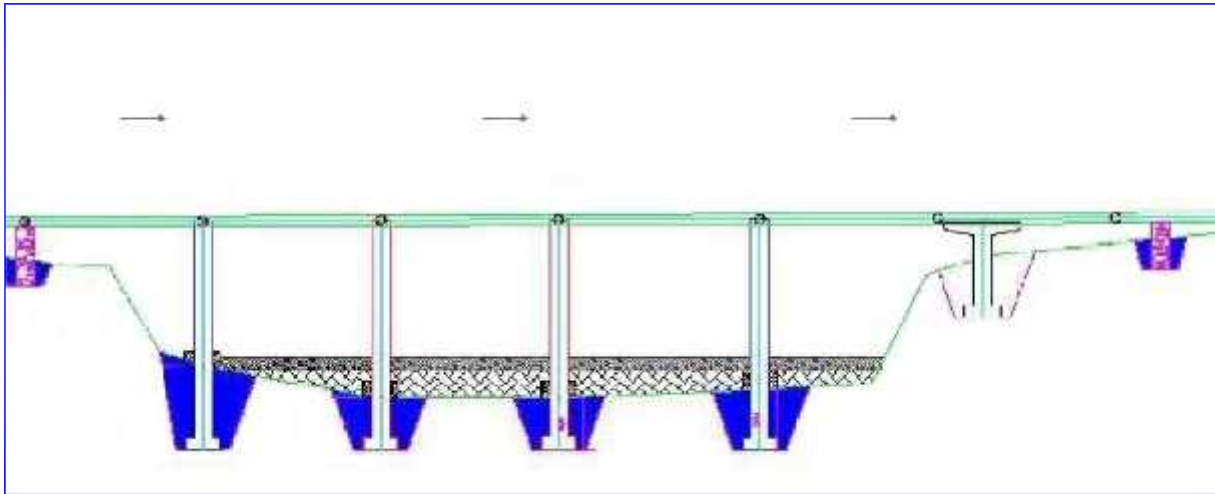


Figure VII-4: traversée d'un Oued.

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale.

VII-6-Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité. Le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1,8 fois la pression de service et de 1,5 fois la pression en cas gravitaire.

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 200 m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

VII-7-La mise en eau des adductions :

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2^{ème} tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

La gestion des équipements d'approvisionnement en eau potable doit être déléguée à un concessionnaire responsable du fonctionnement, de l'entretien courant et préventif, de la maintenance, du renouvellement, de la gestion technique et de la gestion financière.

VII-2- Accessoires :

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.

VII-2- 1-Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement intermédiaires tous les 200 à 300 m du fait des diamètres importants.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité de la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive

qui sera placée le long de l'adduction de renforcement puisque elle représente des diamètres importants.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

VII-2-2-Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

VII-2-3- Robinet à flotteur :

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage

Il sert à régler la tranche d'eau sur laquelle nous voulons travailler.

Remarque :

Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans :

- La bache d'aspiration de la station de pompage.
- L'alimentation des réservoirs.

VI-2-4-Clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

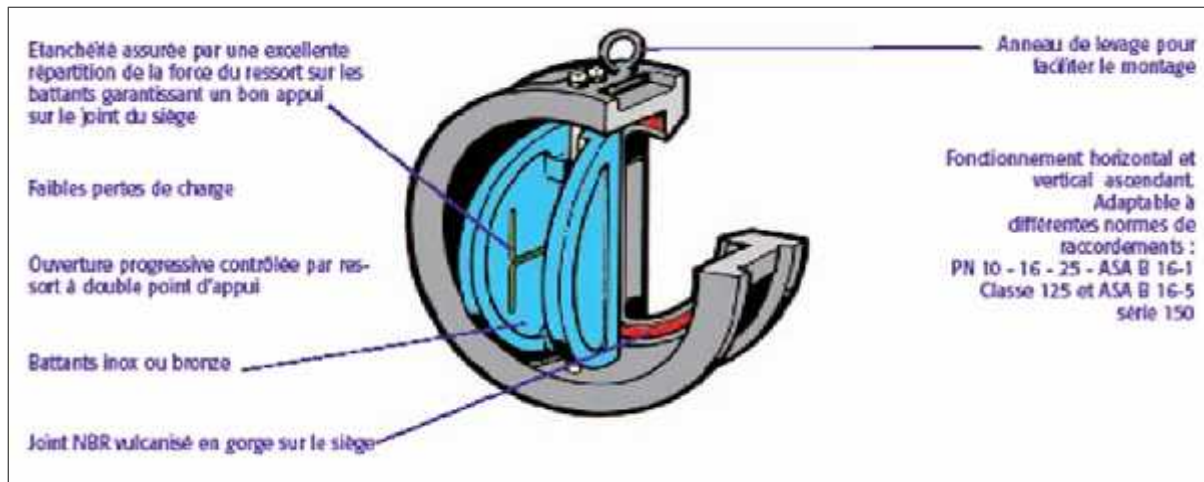


Figure VII-5: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VII-2-5-Ventouses :

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre un phénomène qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. Nous injectons donc de l'air par les ventouses dans notre cas:

- a) à tous les points les plus hauts.
- b) à tous les points hauts intermédiaires.
- c) sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m)
- d) après les pompes

VII-2-6-Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII-2-7-Moyens anti-bélier :

Les différents moyens de protection anti-bélier.

Remarque :

Dans notre projet, la protection contre le coup de bélier est détaillée dans le chapitre VI.

VII-2-8- By-pass:

Le by pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VII-2-9-Poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de notre station de pompage.

VII-2-10- Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VII-2-11-Déversoirs de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné et Ça se trouve au niveau des conduites de trop plein de réservoir tampons RT1 par la station de pompage.

VII-2-12-Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobuté des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

VII-2-13-Organes de mesure :**VII-2-13-1-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.

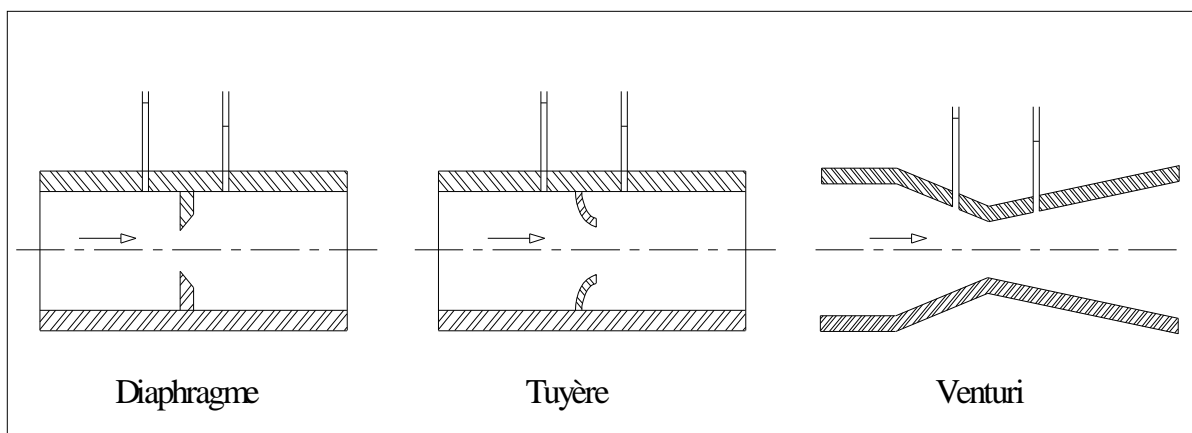


Figure VII-6 : Débitmètres déprimogènes

VII-2-13-2- 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 (figure VI.8).

- **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 surchauffage.



Figure VI-7 : Manomètre

VII-2-14-Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;

- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

VII-2-14-1-Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ (22°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

VII-2-14-2-Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

VII-2-14-3-Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VII-2-14-4-Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique, (étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

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 :

- Le réservoir anti-bélier à la sortie de la 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 ou les conduites éclatent.
- Les clapets anti-retour ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CHAPITRE VIII

Organisation de chantier

Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une organisation des travaux doit être étudiée, afin de déterminer le coût global 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.

VIII-1-Différents travaux à entreprendre :**VIII-1-1-Travaux concernant l'adduction :**

Les tâches 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. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

- 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 15cm dans notre cas.

- Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

- Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

- **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 au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII-2-Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VIII-2-1-Déblais d'excavation :

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

Sachant que :

$$S_{exc} = b * H_{tr} \quad (\text{VIII-1})$$

$$V_{exc} = S_{exc} * L_{exc} \quad (\text{VIII-2})$$

b : la largeur de tranchée.

H_{tr} : la profondeur de la tranchée.

$$H_{tr} = D + h' + h_1 \quad (\text{VIII-3})$$

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

Nous prenons : h' = 1 m.

h₁ : épaisseur du lit de pose de sable h₁ = 0,15 m.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (\text{VIII-4})$$

donc le volume d'excavation sera déterminé par la formule :

$$V_D = S_t.L = (b.H_{tr}).L \quad (\text{VIII-5})$$

Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais.

D mm	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	Str (m ²)	V _d (m ³)
500	10434	1,1	1,65	1,815	18937,71
600	11906	1,2	1,75	2,1	25002,6
volume total du déblai					43940,31

VIII-2-2-Lit de sable :

La conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \cdot e \cdot L \quad (\text{VIII-6})$$

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont regroupés dans le tableau VIII-2:

Tableau VIII-2: Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V _{Ls} (m ³)
500	10434	1,1	0,15	1721,61
600	11906	1,2	0,15	2143,08
volume total du lit de sable				3864,69

VIII-2-3-Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{VIII-7})$$

$$V_c = S_c \cdot L \quad (\text{VIII-8})$$

Tableau VIII-3: Calcul du volume des conduites.

D (mm)	S _c (m ²)	L (m)	V (m ³)
500	0,1963	10434	2048,71
600	0,2827	11906	3366,34
volume total des conduites			5415,05

VIII-2-4-Remblais :

Le volume des remblais est :

$$V_R = S_R \cdot L \quad (\text{VIII-9})$$

S_R : la surface de remblai

$$S_R = S_D - S_c - S_s \quad (\text{VIII-10})$$

S_D : surface de déblai.

S_c : surface occupé par la conduite.

S_s : surface de sable.

Les calculs du volume de remblai sont récapitulés dans le tableau VIII-4 :

Tableau VIII-4: Calcul du volume du remblai.

D (mm)	L (m)	$S_c(m^2)$	$S_s(m^2)$	$S_D(m^2)$	$S_R(m^2)$	$V_R(m^3)$
500	10434	0,1963	0,165	1,815	1,4537	15167.906
600	11906	0,2827	0,18	2,1	1,6373	19493.69
Volume total remblai						34607,596

Tableau VIII-5: Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	43940,31
2	Lit de sable	m^3	3864,69
3	Conduites	Ml	5415,05
4	Remblais	m^3	34607,596

VIII -3-Choix des engins de terrassement :

Pour effectuer les opérations déjà citées, nous sommes tenus d'utiliser de gros engins mécaniques pour réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VIII -3-1-Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

VIII -3-2 -Bulldozer :

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

VIII -3-3-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.

VIII-3-4-Compacteur :

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.

VIII -4-La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V_{exc}}{R_p} \text{ jours} \quad (\text{VIII-11})$$

$$\text{AN : } T = \frac{43940,31}{960} = 45 \text{ jours et } 18\text{h} = 1\text{mois et } 15 \text{ jours et } 18 \text{ heures.}$$

VIII -5-Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.6,

Avec :

Pose des conduites : 1 km / jour.

Lit de sable : 1,5 km/jour

Epreuve de joint et de la canalisation : 1 km/jour

Remblais : 3 jours/km

Compactage : 2 jours/km.

Tableau VIII-6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée (SP-RT)	17
B	Excavation de la tranchée (RT-RA)	29
C	Lit de sabl(SP-RT)	6
D	Lit de sabl(RT-RA)	10
E	Pose de conduites (SP-RT)	9
F	Pose de conduites (RT-RA)	14
G	Remblais (SP-RT)	25
H	Remblais (RT-RA)	43
I	Compactage (SP-RA)	46

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

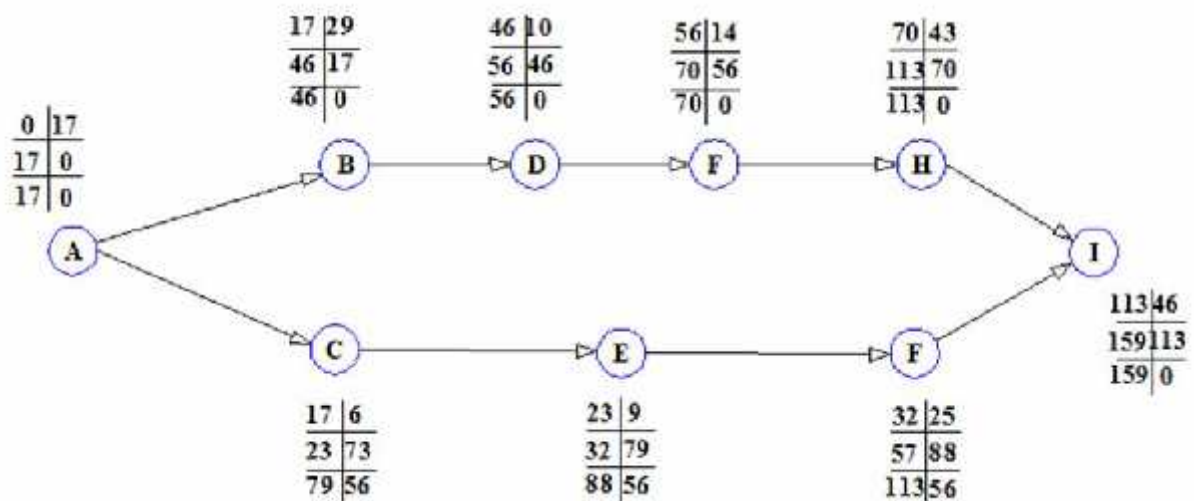


Figure VIII-1: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 159 jours.

VIII-6-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

VIII-6-1-Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm le long de toute la station.

$$V_{\text{dec}} = L * l * 0,1 = 12 * 24,5 * 0,1 = 29,4 \text{ m}^3$$

On arrondira le volume de décapage à 30 m^3 .

VIII-6-2-Calcul du volume d'excavation :

$$V_{\text{exc}} = L_{\text{fouil}} * l_{\text{fouil}} * N_{\text{fouil}} = 1,5 * 1,5 * 1,4 * 15 = 47,25 \text{ m}^3.$$

VIII-6-3-Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté des fouilles est de $1,5 * 1,5 * 0,1 * 15 = 3,375 \text{ m}^3$.

Le volume du béton de propreté des ceintures : $V_1 = 3,75 * 0,3 * 0,1 * 10 = 1,125 \text{ m}^3$.

$$V_2 = (4,2 * 0,3 * 0,1 * 9) + (4,4 * 0,3 * 0,1 * 3) = 1,53 \text{ m}^3.$$

$$V_t = V_1 + V_2 + V_{\text{fouilles}} = 6,03 \text{ m}^3.$$

VIII-6-4-Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

Tableau VIII-7 : Calcul du volume du béton armé pour une 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	0,3	15	10,125
Demi- poteaux	0,3	0,3	0,9	15	1,215
Poteaux	0,3	0,3	5	15	6,75
ceintures inf. long.	23	0,3	0,3	3	6,21
ceintures inf. larg.	11,1	0,3	0,3	5	4,995
ceintures sup. long.	23	0,3	0,3	3	6,21
ceintures sup. larg.	11,1	0,3	0,3	5	4,995
dalle supérieure	24,5	12	0,07	1	20,58
					TOTAL : 61,08

Le volume total du béton armé sera donc de 61 m^3 .

VIII-6-5-Calcul du volume du remblai des fouilles :

$$V_{\text{RF}} = V_{\text{exc}} - (V_{\text{B.P.fouil}} + V_{\text{semelle}} + V_{\text{D.P}}) = 47,25 - 14,715 = 32,535 \text{ m}^3.$$

VIII-6-6-Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ cm} \times \text{cm}$.

$$S_{\text{maçonnerie}} = S_{\text{murs}} - S_{\text{portes}} - S_{\text{fenetres}} = (24,5 * 12) - 44,88 - 13 = 236,12 \text{ m}^3.$$

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30 \times 0,20$).

la quantité de brique pour la maçonnerie = $S_{\text{maçonnerie}} = \frac{S_{\text{maçonnerie}}}{S_{\text{unitaire}}} = 3935$ briques.

Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3950 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **7900 briques**.

VIII-7-Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

VIII-7-1-Réservoirs de Mkhatria de 1000 m^3 :

Chacun, des deux réservoirs, a un diamètre intérieur de 16 m et une hauteur de 5,5m.

VIII-7-1-1-Calcul du volume des déblais :

$$V_d = \left[\left(\frac{f * D_{exc}^2}{4} \right) \right] * h_{exc} \quad (\text{VIII-12})$$

V_d : volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 17,4$ m.

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 19,4^2}{4} \right) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 590,88 \text{ m}^3$$

VIII-7-1-2-Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{f * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} * N \quad (\text{VIII-13})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 19,4^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 88,63 \text{ m}^3.$$

VIII-7-1-3-calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{f * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad (\text{VIII-14})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$A.N : V_{bp} = \frac{3,14 * 18,6^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 40,74 m^3.$$

VIII-7-1-4-Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{f * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad \text{(VIII-15)}$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII-8

Tableau VIII-8 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m^3)
Radiers	17,4	-	0,45	106,95
Voiles	16,5	16	5,5	70,16
Ceintures supérieures	16,8	16	0,5	10,3
Acrotères	16,8	16	0,3	6,18
TOTAL :				193,59

- Coupoles

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad \text{(VIII-16)}$$

R : rayon de la coupole (m).

D : diamètre du réservoir (m), D = 16 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * f * R * f * e_c \quad \text{(VIII-17)}$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m^3) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (16/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 22,08 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 22,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 20,8 \text{ m}^3}.$$

Le volume total du béton armé de réservoirs = 214,39 m^3

VIII-7-1-5-Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{f * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad \text{(VIII-18)}$$

V_r : volume du remblai compacté (m^3) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=17,4$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (19,4^2 - 17,4^2)}{4} * 2 \Rightarrow \mathbf{V_r = 115,552 \text{ m}^3}$$

Donc le volume totale des travaux des deux réservoirs

$$\text{est : } V_t = 2 * (115,552 + 214,39 + 40,74 + 88,63 + 590,88) = 2100,38 \text{ m}^3.$$

VIII-7-2-Réservoirs d'El Amra de 1500 m³ :**Tableau VIII-9:** Volumes de travaux de réservoir d El Amra :

N°	Désignation	Quantité (m ³)
1	Déblais	859,67
2	Tout venant	128,95
3	Remblais compacté	140,67
4	Béton de propreté	60,14
8	Béton armé	301,8
Total		1491,23

VIII-8-Devis des travaux :**Tableau VIII-10:** Devis des différents travaux

N°	Désignation des travaux	U	Qté (M ³)	P. U (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENT					
01	Déblais de la tranchée y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M ³	43940,3	400	17576120
02	Remblais de la tranchée en terre y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M ³	34607,6	400	13843040
03	Mise en place de couche de lit de pose en sable d'une épaisseur de 15 cm y/c le réglage et le compactage	M ³	3864,69	1000	3864690
CANALISATION					
	les conduits sont en fonte y/c toutes sujétions de bonnes réalisations				
01	Ø500	ML	2048,71	19673,6 65	40305634,22
02	Ø600	ML	3366,34	25114,9 58	101406521

LA STATIONS DE POMPAGE					
01	Décapage	M ³	29,4	400	11760
02	Excavation	M ³	47,25	250	11812,5
03	Remblai compacté	M ³	32,535	500	16267,5
04	Béton de propreté	M ³	6,03	8000	48240
05	Béton armé	M ³	61,08	30000	1832400
06	Maçonneries	U	7900	25	197500
07	les stations de pompage 7	U	7	4200000	29400000
LES RESERVOIRS					
01	Déblais	M ³	1450,55	300	435165
02	Remblais	M ³	256,22	400	102488
03	Béton de propreté	M ³	100,88	15000	1513200
04	Béton armé	M ³	516,19	20000	10323800
05	Tout venant	M ³	217,58	10000	2175800
		M ³			

Le coût global du projet est estimé à **223064438,2 DA**

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de station de pompage compris celui de ses réservoirs et de l'adduction, et pour cela on a suit les étapes :

- Etude quantitative des volumes de travaux.
- Entreprendre une planification des travaux de l'adduction qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.
- Le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du l'adduction.
- Etablir une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Conclusion générale

Ce mémoire a porté sur l'étude de l'adduction d'eau potable à partir du barrage de Sidi M'hammed Ben Taïba vers les communes Mkhateria et El amra (w. ainDefla), on peut en ressortir que même si le terrain n'est pas escarpé, le débit actuel total des ressources en eau est largement insuffisant pour satisfaire les besoins identifiés, et pour bien assurer l'alimentation en eau des deux communes, on a effectué un calcul des capacités des stockages afin d'assurer des quantités d'eau suffisantes à l'horizon 2040.

Durant ce travail, on a pu tirer ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de 14130 m de longueur totale répartie sur deux tronçons, le premier tronçon est de 11906 m de longueur et de 600 mm de diamètre. Le deuxième tronçon est de 2224 m de longueur et de 500 mm de diamètre, Une partie de refoulement de 8210 m de longueur et de 500 mm.

Toutes ces contraintes et dimensions que nous avons citées nous ont permis d'opter pour une pose de canalisation classique.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires sont installés soigneusement, pour cela les raccordements sont effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

Pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on a prévu une installation d'un réservoir d'air juste à la sortie de la station de pompage.

Ce qui concerne l'organisation des travaux, on en a déterminé la durée qui s'étale à 159 jours dont le réseau à nœud a été assuré par des engins ayant un bon rendement.

Ce qu'il convient de mettre en exergue dans ce travail est le coût de projet, et qui s'élève aux alentours de deux cent million de dinar.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]-**HUGE GODART** : « Adduction et distribution d'eau » techniques de l'ingénieur. Paris 2008. P : 21.22.23.24.25.

[2]-**M.CARLIER** : « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.P :76.78.79.80.95.96.

[3]-**A. Dupond** .Hydraulique urbaine, tome2, Eyrolles, Paris, 1979.380 p
(301. Information documentation)

[4]-Les catalogues :

[4-1]-Caprari (pompe multicellulaire pour eau).

[4-2]-Catalogue hydrofort CHARLATT

[5]-Les polycopis :

[5-1]-Polycopis 4^{eme} et 5^{eme} Année des cours d'alimentation en eau potable (B.SALAH)

[5-2]-Cours de pompe et station de pompage 4^{eme} et 5^{eme} Année (E.N.S.H)

ANNEXES

Annexe I : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (pourcentage du débit maximal journalier).

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

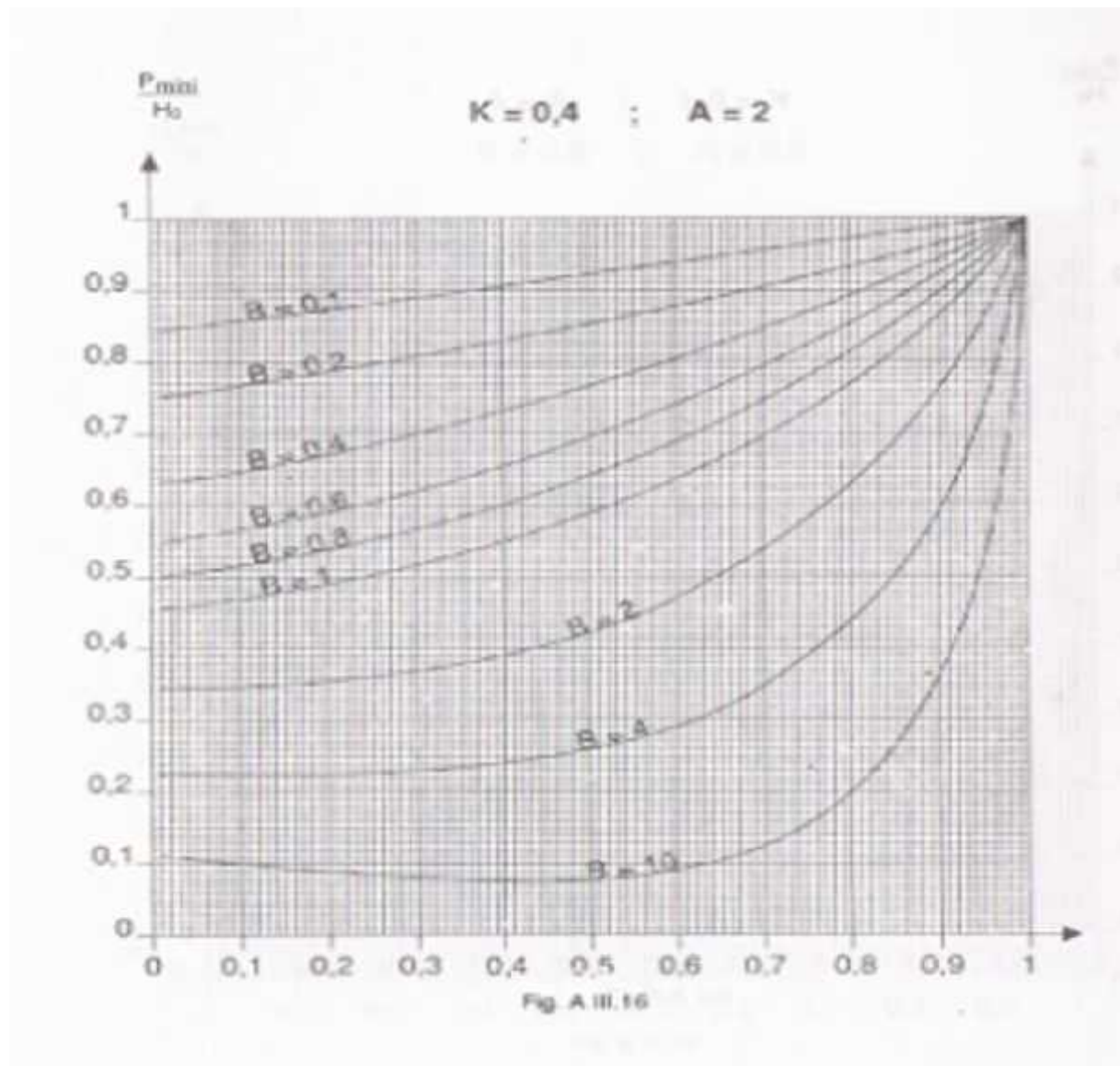
Référence : document **HUGE GODART** : « Adduction et distribution d'eau »

Annexe II: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
250	12696,596
300	13569,655
350	14873,353
400	16401,066
450	17580,321
500	19673,665
600	25114,958
700	30555,052
800	34895,146
900	39235,24

Source : TARIF CATALOGUE CHIALI (2013).

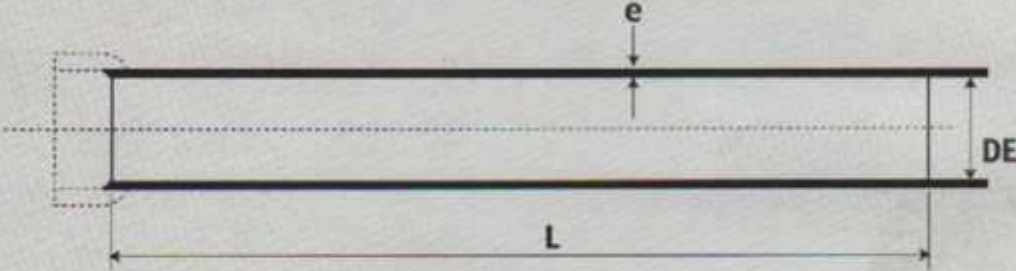
Annexe III : Abaque de PUECH ET MEUNIER pour le calcul des réservoirs d'aire ($k=0,4$ et $A=2$)



Référence : document HUGUE GODART : « Adduction et distribution d'eau »

Annexe IV : Caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

•• (Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545
ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Épaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.

Annexe V : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

