

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction en eau potable des communes El Hakimia et Hadjera Zerga à partir du réservoir de Sour el Ghozlane (w. Bouira) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-19

APA Citation (توثيق APA):

Hamdi, Kenza (2019). Etude d'adduction en eau potable des communes El Hakimia et Hadjera Zerga à partir du réservoir de Sour el Ghozlane (w. Bouira)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE**

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION EN EAU POTABLE DES
COMMUNES EL HAKIMIA ET HADJERA ZERGA A PARTIR
DU RESERVOIR DE SOUR EI GHOZLANE
(WILAYA DE BOUIRA)**

**Présenté par :
HAMDI Kenza**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Examineur
BELLABAS Salima	M.A.A	Examineur
BERBACHE Sabah	M.A.A	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session Novembre 2019

Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier mon dieu de m'avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mes chers parents et toute ma famille pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Mr M.SAYEH (chef de projets chez la DRE Bouira) pour le thème et ses données.

Ma promotrice Mme L.KADI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

*Mes remerciements vont également à :
Mr B. SALAH, Mme O.MOKRANE, Mr A.MEBARKI.*

*J'adresse également mes sincères remerciements à :
Mr A. AMMARI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.*

*Aux membres de jury
- Mr A.BOUFEKANE
- Mme S.BELLABAS
- Mme S.BERBACHE
qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.*

HAMDJ KENZA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A mes chers parents et ma grand-mère

Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous réserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.

A mes sœurs Nassima, Sarah et silia et mon petit frère Nassim.

A mes deux familles HAMDI et AMARI.

A ma chère amie Soria et mon ami Aziz.

A tous mes ami(e)s à l'ENSH: Chahra, Kamilia, Bahia, Samia, Dehia, Hadjer, Sife Eddine, Abdelhak et tous les étudiants de ma promo.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce travail.

HAMDI KENZA

الملخص

تعاني كل من بلديتي الحاكمية و الحجر الزرقاء الواقعتين جنوب ولاية البويرة من عجز كبير فيما يخص التزويد بماء الشرب و هذا بسبب عدم كفاية الموارد المائية الموجودة في المنطقتين المذكورتين (منابع مائية، آبار).

لمعالجة هذه الوضعية الصعبة, سوف نقوم في هذا العمل بإنشاء نظام للتزويد بماء الشرب من خزان سور الغزلان ذو السعة المقدرة (2 × 6000) م³ و الذي يتم تزويده بالماء من سد كودية اسردون.سنقوم اخيرا بدراسة محطات الضخ والخزانات التي سوف تتجز ضمن هذا المشروع.

Résumé

Les deux communes d'El Hakimia et Hadjera Zerga, se situant au sud de la wilaya de Bouira, accusent un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable du fait de l'insuffisance des ressources existantes (sources, forages et puits). Pour remédier à cette situation déplorable, nous projetons dans ce travail un système d'adduction en eau potable vers les deux communes, et ce à partir du réservoir de Sour El Ghozlane ayant une capacité de (2x6000) m³ et dont l'eau provient du barrage de Koudiet Acerdoune. Nous étudions également les stations de pompage ainsi que les réservoirs à projeter.

Abstract

The two towns of El Hakimia and Hadjera Zerga, situated in the south of the state of Bouira, show a very important deficit in the supply of drinking water due to the insufficiency of existing resources (sources, drillings and wells). To remedy this deplorable situation, we project in this work a system of drinking water supply to both towns, and this from the reservoir of Sour El Ghozlane with a capacity of (2x6000) m³ and whose water comes from Koudiet Acerdoune dam. The pumping stations as well as the tanks to project are also studied.

Sommaire

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

I. Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	02
I.2. Situation administrative	02
I.2.1. La commune El Hakimia	02
I.2.2. La commune Hadjera Zerga	02
I.3. Situation géographique et topographique	03
I.4. Pluviométrie, géologie et hydrographie.....	03
I.5. Sismicité.....	03
I.6. Recensement des ouvrages hydrauliques.....	04
I.6.1. Ressources hydriques.....	04
I.6.2. Ressources mobilisées	04
I.6.3. Les ouvrages de stockage	04
I.6.4. Les stations de pompage	05
I.6.5. Les réseaux (distribution/adduction)	05
I.7. Conclusion	05

II. Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction	06
II.2. Evolution de la population.....	06
II.3. Les équipements public des deux communes.....	07
II.4. Estimation des besoins en eau des deux communes.....	07
II.4.1. Besoins domestiques	07
II.4.2. Besoins d'équipements publics	08
II.4.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	09
II.4.4. Majoration de la consommation moyenne journalière (Fuites et gaspillage).....	09
II.5. Variation de la consommation.....	10
II.5.1. Etude de la variation des débits journaliers	10
II.5.2. Etude de la variation des débits horaires	11
II.6. Bilan production-besoins.....	16
II.7. Conclusion.....	17

III. Chapitre III. Etude de l'adduction

III.1. Introduction	18
III.2. Types d'adductions	18
III.2.1. Adduction gravitaire.....	18
III.2.2. Adduction par refoulement	18
III.2.3. Adduction mixte.....	18
III.3. Choix du tracé	18
III.4. Choix des matériaux de canalisation.....	18
III.5. Les types de canalisation.....	19
III.6. Calcul hydraulique	20

III.6.1. Cas gravitaire	20
III.6.2. Cas de refoulement.....	21
III.7. Proposition des variantes.....	23
III.7.1. La première variante	23
III.7.2. La deuxième variante	24
III.8. Choix de la variante du tracé de l'adduction.....	25
III.8.1. La première variante	25
III.8.2. La deuxième variante	29
III.8.3. Comparaison entre les variantes.....	32
III.9. Conclusion.....	32

IV. Chapitre IV. Etude des réservoirs

IV.1. Introduction.....	33
IV.2. Utilité des réservoirs	33
IV.2.1. Fonctions techniques.....	33
IV.2.2. Fonctions économiques.....	33
IV.3. Classification des réservoirs	33
IV.3.1. Selon le matériau.....	33
IV.3.2. Selon la situation des lieux	33
IV.3.3. Selon la forme	33
IV.4. Emplacement des réservoirs	34
IV.5. Calcul des réservoirs (capacité+dimensions).....	34
IV.5.1. Calcul analytique de la capacité du réservoir de stockage.....	34
IV.5.2. Détermination analytique du volume du réservoir tampon.....	34
IV.5.3. Dimensions de la cuve du réservoir	35
IV.5.4. Capacité de la bêche d'aspiration de la station de pompage(SP).....	35
IV.6. Equipements des réservoirs d'alimentation	35
IV.6.1. Conduite d'arrivée	35
IV.6.2. Conduite de départ	36
IV.6.3. Conduite de trop plein.....	36
IV.6.4. La conduite de vidange	37
IV.6.5. Conduite by-pass.....	37
IV.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	38
IV.7. Quelques recommandations sur les réservoirs	39
IV.8. Calcul des réservoirs	39
IV.8.1. Réservoir de stockage	39
IV.8.2. Réservoir tampon	42
IV.8.3. Calcul de la capacité des baches d'aspiration	42
IV.9. Conclusion	42

V. Chapitre V. Etude du pompage

V.1. Introduction	43
V.2. Emplacement de la station de pompage	43
V.3. Choix des équipements hydromécaniques et énergétiques d'une station de pompage ...	43
.....	43
V.3.1. Choix du nombre de pompe	43
V.3.2. Choix du type de pompe.....	43

V.3.3. Choix du moteur électrique	43
V.4. Courbes caractéristiques des pompes	44
V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	44
V.6. Point de fonctionnement des pompes	44
V.7. Modes de réglage	45
V.7.1. Débit disponible > Débit appelé.....	45
V.7.2. Débit disponible < Débit appelé.....	46
V.8. Etude de la cavitation	46
V.8.1. Définition	46
V.8.2. Conséquences	46
V.8.3. Condition de non-cavitation	47
V.9. Calage de la pompe	47
V.10. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe	48
V.11. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	48
V.12. Equipements auxiliaires de la station de pompage.....	49
V.13. Application à l'adduction par refoulement de notre étude.....	50
V.13.1. Pour la station de pompage de Sour El Ghozlane	50
V.13.2. Pour la station de reprise d'El Hakimia	54
V.14. Sécurité des pompes	58
V.14.1. Précautions à prendre	58
V.14.2. Entretien des pompes	59
V.15. Conclusion.....	59

VI. Chapitre VI .Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction.....	60
VI.2. Type de Pose de canalisation	60
VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	60
VI.2.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant.....	60
VI.2.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux.....	61
VI.2.4. Pose de canalisation en galerie	61
VI.2.5. Traversée d'une rivière	62
VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée	62
VI.2.7. Pose en pente.....	63
VI.3. Les accessoires.....	64
VI.3.1. Robinets vannes	64
VI.3.2. Clapets anti retour	64
VI.3.3. Ventouses.....	64
VI.3.4. By-pass.....	64
VI.3.5. Crépines	64
VI.3.6. Vidange	64
VI.3.7. Joints de raccordement.....	64
VI.3.8. Organes de mesure	64
VI.3.9. Les pièces spéciales	65
VI.4. Conclusion	65

VII. Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1. Introduction	66
VII.2. Généralités	66

VII.3. Les causes du coup de bélier	66
VII.4. Les conséquences du coup de bélier	66
VII.4.1. Cas de la surpression	66
VII.4.2. Cas de dépression	67
VII.4.3. Fatigue de la canalisation	67
VII.5. Description des phénomènes physiques	67
VII.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	67
VII.6.1. Calcul de la célérité d'ondes.....	68
VII.6.2. Calcul du temps de fermeture des vannes	69
VII.6.3. Détermination de la valeur du coup de bélier.....	69
VII.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	70
VII.7.1. Moyens de protection	70
VII.7.2. Calcul des réservoirs d'air	72
VII.7.3. Dimensionnement des réservoirs d'air	73
VII.8. Conclusion	74

Chapitre VIII .Devis quantitatif et estimatif

VII.9. Introduction	75
VII.10. Différents travaux à entreprendre	
VII.10.1. Travaux concernant l'adduction	75
VII.10.2. Travaux concernant les stations de pompage	75
VII.10.3. Travaux concernant les réservoirs	76
VII.11. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	76
VII.11.1. Déblais d'excavation	76
VII.11.2. Volume du lit de sable	77
VII.11.3. Volume de la conduite	77
VII.11.4. Volume du remblai compacté.....	77
VII.11.5. Calcul du volume de la terre à évacuer.....	77
VII.12. Estimation du coût des stations de pompage projetées.....	78
VII.13. Estimation du coût des réservoirs projetés	78
VII.14. Choix des engins de terrassement.....	79
VII.15. Protection et sécurité du travail.....	79
VII.15.1. Les différentes phases d'exécution des travaux	79
VII.15.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	80
VII.15.3. Liste des conditions dangereuses	80
VII.15.4. Liste des actions dangereuses	80
VII.15.5. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	81
VII.16. Conclusion	82
Conclusion générale	83

Liste des tableaux

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Caractéristiques des ressources mobilisées des deux communes	04
Tableau I.2 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à El Hakimia	05
Tableau I.3 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à Hadjera Zerga.....	05

Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population des deux communes	06
Tableau II.2: Infrastructures administratives de la commune El Hakimia	07
Tableau II.3: Infrastructures administratives de la commune Hadjera Zerga.....	07
Tableau II.4:Les besoins domestiques de la commune El Hakimia.....	08
Tableau II.5:Les besoins domestiques de la commune Hadjera Zerga	08
Tableau II.6: Besoins en eau des équipements publics d'El Hakimia.....	08
Tableau II.7: Besoins en eau des équipements publics de Hadjera Zerga.....	09
Tableau II.8: Récapitulation de la consommation moyenne totale d'El Hakimia	09
Tableau II.9: Récapitulation de la consommation moyenne totale de Hadjera Zerga.....	09
Tableau II.10: Le débit moyen journalier total de la commune El Hakimia	09
Tableau II.11: Le débit moyen journalier total de la commune Hadjera Zerga.....	10
Tableau II.12: Le débit maximal journalier de la commune El Hakimia	10
Tableau II.13: Le débit maximal journalier de la commune Hadjera Zerga.....	10
Tableau II.14: Le débit minimal journalier de la commune El Hakimia.....	11
Tableau II.15: Le débit minimal journalier de la commune Hadjera Zerga	11
Tableau II.16: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau II.17: Le débit maximal horaire des chaque commune (2049).....	12
Tableau II.18: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau II.19: Le débit minimal horaire des chaque commune (2049).....	12
Tableau II.20: Récapitulation des débits horaires pour les deux communes(en 2049)	12
Tableau II.21: Variation des débits horaires pour la commune El Hakimia	13
Tableau II.22: Variation des débits horaires pour la commune Hadjera Zerga	14
Tableau II.23:Les déficits de consommation à l'année actuelle	16
Tableau II.24:Les déficits de consommation à l'horizon d'étude.....	16

Chapitre III. Etude de l'adduction

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des types de canalisations	19
Tableau III.2 : Coefficients K' , m et β pour différents types du tuyau	20
Tableau III.3 : Les frais d'amortissement.....	20
Tableau III.4 : Calcul de la HMT	22
Tableau III.5 : Les frais d'exploitation (prix de l'énergie).....	22
Tableau III.6 : Bilan	22
Tableau III.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)	26
Tableau III.8 : Calcul de la HMT	26
Tableau III.9 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)	26

Tableau III.10 : Bilan du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)	26
Tableau III.11 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)	27
Tableau III.12 : Calcul de la HMT	28
Tableau III.13 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	28
Tableau III.14 : Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	28
Tableau III.15 : Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écrêtement	29
Tableau III.16 : Caractéristiques du tronçon point d'écrêtement-R Hadjera Zerga.....	29
Tableau III.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)	30
Tableau III.18 : Calcul de la HMT	30
Tableau III.19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	30
Tableau III.20 : Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	30
Tableau III.21 : Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écrêtement	31
Tableau III.22 : Caractéristiques du tronçon point d'écrêtement-R Hadjera Zerga.....	31
Tableau III.23: Comparaison entre les deux variantes	32

Chapitre IV. Etude des réservoirs

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir d'EL Hakimia.....	40
Tableau IV.2: Caractéristiques du réservoir projeté d'El Hakimia.....	40
Tableau IV.3: Evaluation du volume utile du réservoir de Hadjera Zerga	41
Tableau IV.4: Caractéristiques du réservoir projeté de Hadjera Zerga.....	42
Tableau IV.5: Caractéristiques du réservoir tampon.....	42

Chapitre V. Etude du pompage

Tableau V.1 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.....	44
Tableau V.2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	47
Tableau V.3:Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.....	48
Tableau V.4: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe	48
Tableau V.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	50
Tableau V.6: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia)	52
Tableau V.7: Caractéristiques de la conduite d'aspiration	53
Tableau V.8:Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.....	54
Tableau V.9: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe	54
Tableau V.10:Les dimensions de la station de pompage de Sour El Ghozlane.....	54
Tableau V.11: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	54
Tableau V.12 : Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR El Hakimia-R tampon)	56
Tableau V.13: Caractéristiques de la conduite d'aspiration	57
Tableau V.14:Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.....	58
Tableau V.15: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe	58
Tableau V.16:Les dimensions de la station de reprise d'El Hakimia	58

Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VII.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction gravitaire.....	68
--	----

Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction gravitaire	69
Tableau VII.3: Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.....	69
Tableau VII.4: La valeur du coup de bélier	69
Tableau VII.5 : Tableau Récapitulatif	72
Tableau VII.6: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement	73
Tableau VII.7: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	74
Tableau VII.8: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	74

Chapitre VIII .Devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII.1:Volumes des travaux de l'adduction	78
Tableau VIII.2 : Coût des travaux de l'adduction.....	78
Tableau VIII.3 : Coût des stations de pompage projetées	78
Tableau VII.4 : Coût de la réalisation des réservoirs	79
Tableau VII.5: Devis estimatif et quantitatif	79

Liste des figures

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation administrative de la zone d'étude	03
--	----

Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

Figure II.1 : Représentation du graphique de l'évolution de la population	06
Figure II.2 : Représentation du graphique de consommation de la commune d'El Hakimia	14
Figure II.3 : Représentation de la courbe de consommation intégrale d'El Hakimia	14
Figure II.4 : Représentation du graphique de consommation de la commune Hadjera Zerga	15
Figure II.5 : Représentation de la courbe de la consommation intégrale de Hadjera Zerga	16

Chapitre III. Etude de l'adduction

Figure III.1 : Schéma synoptique de la variante N°1	24
Figure III.2 : Schéma synoptique de la variante N°2	25
Figure III.3 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)	27
Figure III.4 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)	28
Figure III.5 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)	29

Chapitre IV. Etude des réservoirs

Figure IV.1 : Les différents types d'arrivée de la conduite	36
Figure IV.2 : Point de départ de la conduite de distribution.....	36
Figure IV.3: Les différentes dispositions de la conduite trop plein	37
Figure IV.4: Conduite de vidange et conduite trop plein raccordées.....	37
Figure IV.5: Conduite by-pass	38
Figure IV.6: Système d'incendie à siphon.....	38
Figure IV.7: Système d'incendie à deux prises.....	39

Chapitre V. Etude du pompage

Figure V.1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement	45
Figure V.2: Courbes caractéristiques des pompes de la station de Sour El Ghozlane	51
Figure V.3: Schéma et dimensions de la pompe	51
Figure V.4: Point de fonctionnement de la pompe de SP Sour El Ghozlane	52
Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise d'El Hakimia ..	55
Figure V.7: Point de fonctionnement de la pompe de SR El Hakimia.....	56
Figure V.6: Schéma et dimensions de la pompe	57

Chapitre VI .Pose de canalisation et accessoires

Figure VI.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....	60
Figure VI.2 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant.....	61
Figure VI.3 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux	61
Figure VI.4 : Présentation de la technique de pose par fonçage	62

Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VII.1 : Soupape de décharge	70
Figure VII.2 : Mode de fonctionnement d'un réservoir d'air	70
Figure VII.3 : Cheminée d'équilibre	71
Figure VII.4 : Volant d'inertie	71

Liste des planches

Planche N°1:Tracé en plan de l'adduction

Planche N°2 : Profil en long de l'adduction par refoulement (SR El Hakimia-R tampon)

Planche N°3 : Profil en long de l'adduction gravitaire (R tampon-R Hadjera Zerga (500+150)
m³)

Planche N°4 : Plan du réservoir tampon 150m³

Planche N°5 : Les accessoires dans un système d'AEP

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours eu une influence sur les activités et la vie de l'Homme. Aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en la contribution à l'étude d'adduction en eau potable des deux communes El Hakimia et Hadjera Zerga à partir d'un réservoir se situant à Sour El Ghozlane ; dans le but de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2049.

La zone à desservir accuse un déficit important en eau, il s'avère que le débit assuré par les forages, les sources et les puits existants n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau des deux communes en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation. Comme le barrage de Koudiet Acerdoune a permis, à la wilaya de Bouira de consolider son système d'approvisionnement en eau potable, nous proposons d'assurer ces besoins directement à partir d'un réservoir à Sour El Ghozlane alimenté à partir d'un transfert depuis le barrage.

Notre travail comporte huit chapitres qui peuvent être répartis en quatre parties principales :

- La première partie englobe toutes les données et tous les calculs de base nécessaires pour entamer le calcul hydraulique, cette partie comporte deux chapitres :
 - ❖ Présentation de la zone d'étude : situation géographique, démographique, topographique, géologique, climatique et hydraulique.
 - ❖ Evaluation des besoins en eau : calcul des débits journaliers (moyen, maximum et minimum), les débits horaires et le déficit de consommation.
- La deuxième partie comporte trois chapitres qui ont pour but de définir l'ensemble des équipements et ouvrages qui nous assure un approvisionnement en eau optimal de notre zone.
 - ❖ Etude de l'adduction : dans ce chapitre nous étudions le choix du meilleur tracé d'adduction, le type de conduites, proposition de variantes, l'étude technico-économique pour le choix du diamètre économique et le choix de la meilleure variante.
 - ❖ Etude des réservoirs : calcul de la capacité des ouvrages à projeter.
 - ❖ Etude du pompage : choix des équipements hydromécaniques et énergétiques convenables aux stations projetées.
- La troisième partie : cette partie est consacrée aux techniques de pose de canalisations et leurs moyens de protection, elle est divisée en deux chapitres :
 - ❖ Pose de canalisations et accessoires.
 - ❖ Protection des conduites.
- La quatrième partie : dans cette partie nous calculons les volumes des travaux pour l'adduction, les stations de pompage et les réservoirs afin d'estimer le coût total du projet et ensuite nous donnons quelques mesures préventive dans ce qui concerne la sécurité de travail, tout cela se trouve dans le chapitre :
 - ❖ Devis estimatif et quantitatif.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude**I.1. Introduction**

Les deux communes El Hakimia et Hadjera Zerga sont alimentées en eau potable à partir des sources captées, ou à partir de forages et de puits. Dans l'ensemble, les deux communes accusent un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable. Dans le but d'y remédier, nous commençons notre étude par la collecte des données concernant la topographie, la population et la situation hydraulique. Ces données nous permettront de doter la zone d'un système d'adduction fiable.

I.2. Situation administrative

Notre zone d'étude comporte deux communes : El Hakimia et Hadjera Zerga

I.2.1. La commune El Hakimia: Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984, elle est limitée :

- Au Nord par la commune d'El Hachimia,
- A l'Est par la commune de Bordj OKhriss,
- Au Sud par la communes Dirah et Hadjera Zerga,
- A l'Ouest par la commune de Sour El Ghozlane.

La commune d'El Hakimia dépend de la daïra de Sour El Ghozlane

I.2.2. La commune Hadjera Zerga : Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984, elle est limitée :

- Au Nord par la commune d'El Hakimia,
- A l'Est par les communes de Bordj OKhriss et de Taguedit,
- Au Sud par la wilaya de M'sila,
- A l'Ouest par la commune de Dirah.

La commune de Hadjera Zerga dépend de la daïra de Bordj Okhriss.

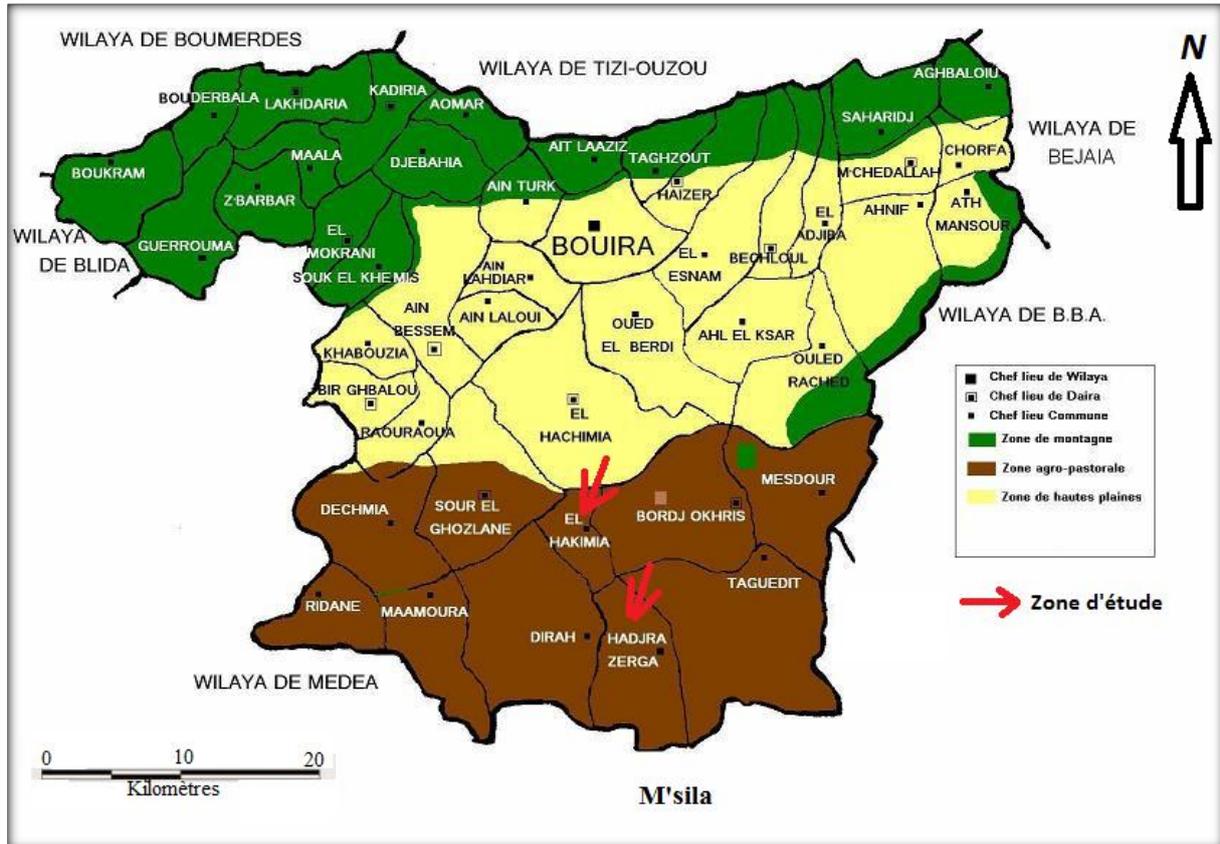


Figure I.1 : Situation administrative de la zone d'étude (source : www.dcbouira.dz ,2019).

I.3. Situation topographique

Les communes sont situées au Sud de la wilaya de Bouira, l'altitude varie de 730 m à 1415 m, le territoire vaste de ces deux communes est constitué d'un relief formé de :

- 20% de montagne,
- 40% de collines et piémont,
- 30% de plaines et de plateaux,
- 10% autres.

I.4. Pluviométrie, géologie et hydrographie

La moyenne des précipitations annuelles est de l'ordre de 400 mm/an avec une concentration durant la période allant du mois d'octobre au mois de janvier.

Plusieurs Oued traversent le territoire des deux communes, qui sont des oueds d'écoulement non permanent dont le régime hydraulique est très irrégulier.

I.5. Sismicité

D'après le document technique réglementaire, (DTR B.C.2.48) des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003), notre zone se trouve dans **la zone (IIa)** où l'activité sismique est moyenne. Par conséquent, les études du génie civil qui concernent les structures des ouvrages projetés doivent prendre en considération cette particularité.

I.6. Recensement des ouvrages hydrauliques

I.6.1. Ressources hydriques

La zone d'étude qui est très vaste, est dans sa majorité pauvre en ressources hydriques. Les quelques émergences captées dans certaines régions des deux communes ne sont pas du tout en mesure de satisfaire les besoins des populations. Donc la ressource hydrique dans les communes d'El Hakimia et Hadjera Zerga, demeure rare et insuffisante.

I.6.2. Ressources mobilisées

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone de l'étude, proviennent soit des sources, soit des forages ou des puits, l'ensemble de ces ressources sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des ressources mobilisées des deux communes.

Commune	Dénomination de la ressource	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	Observation
El Hakimia	Forage ACL Hakimia	2,00	2,00	
	Forage Assila	1,00	1,00	
	Puits Draa Laarache	1,00	1,00	
	Puits Nouiouat	0,30	0,30	
	Forage Aniser Gosba	3,00	0,00	Non exploité
	Source Assila	0,50	0,50	Trois sources
	Source Ain Tmer	1,00	1,00	
	Source Hmaimia	0,50	0,50	
	Total		6,30	
Hadjera Zerga	Forage Oued Sfsaf	1,00	1,00	
	Source	1,00	1,00	
	Forage Oum Sfia	2,00	0,00	Non Exploité
	Total		2,00	

Source : Direction des ressources en eau Bouira, 2019

Il ressort de ce tableau que les ressources mobilisées pour la zone de l'étude présentent un débit de l'ordre de **6,30 l/s**, pour la commune El Hakimia et de **2,00 l/s** pour la commune Hadjera Zerga.

I.6.3. Les ouvrages de stockage

Les ouvrages de stockage existants sont :

- ❖ Au niveau d'El Hakimia, il existe sept (07) réservoirs dans la commune d'El Hakimia d'une capacité totale de 550 m³, répartis sur 07 localités.
- ❖ Au niveau de Hadjera Zerga, il existe cinq (05) réservoirs d'une capacité totale de 1250 m³, répartis sur 04 localités.

Tableau I.2: Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à El Hakimia.

Commune	Localité	Capacité [m ³]	Site	Observation
El Hakimia	El Hakimia	200	El Hakimia	Bon état
	Boutegua	100	Boutegua	Bon état
	Ouled Chehma	50	Ouled Chehma	
	Nouiouat	25	Nouiouat	
	Hmaimia	50	Hmaimia	Bon état
	Boulaarache	50	Boulaarache	
	Dahraoui	25	Dahraoui	

Source : Subdivision des ressources en eau de Sour El Ghozlane, 2019

Tableau I.3: Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à Hadjera Zerga.

Commune	Localité	Capacité [m ³]	Site	Observation
Hadjera Zerga	Hadjera Zerga	500	Hadjera Zerga	Bon état
	Zaouia Bel Amour	300	Zaouia Bel Amour	Bon état
	Drabnia	150	Drabnia	Relativement bon
	Oum Sfia	2x100	Oum Sfia	Bon
	Oum Sfia	100	Oum Sfia	Réservoir tampon

Source : Subdivision des ressources en eau de Bordj Okhriss, 2019

I.6.4. Les stations de pompage

Nous avons recensé dans la zone de l'étude 6 stations de pompages, dont :

- Deux (02) stations sur forage (Oued Sefsaf) dans la commune de Hadjera Zerga
- Quatre (04) stations de pompage et une station de reprises dans la commune d'El Hakimia.

I.6.1. Les réseaux (distribution/adduction)

Pour les deux communes, il existe des réseaux de distribution qui sont entrain d'être rénovés à cause du matériau qui les compose (amiante de ciment) ou à cause leur état vétuste.

I.7. Conclusion

Après la collecte des données nécessaires sur la zone d'étude, nous nous intéressons dans le prochain chapitre aux besoins en eau potable des deux communes pour bien dimensionné notre système d'adduction.

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau

Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des deux communes (El Hakimia et Hadjera Zerga) pour les différentes catégories de consommateurs avec un horizon d'étude de 30 ans. Pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à :

- L'amélioration du cadre de vie ;
- L'industrialisation ;
- L'accroissement de la population.

II.2. Evolution de la population

Les besoins en eau sont fonction de l'importance de l'agglomération qui elle-même tributaire du taux d'urbanisation, du nombre d'habitant et du niveau de vie.

La population future est estimée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_o (1 + \tau)^n [\text{hab}] \dots\dots\dots (\text{II-1})$$

P_n : Population future à un horizon donné ;

P_o : Population de l'année de référence(2013) ; (source : APC de chaque commune).

τ : Taux d'accroissement pris égal à 2 % ; selon l'APC.

n : Nombre d'années pour l'horizon envisagé.

Tableau II.1: Evolution de la population des deux communes.

Commune	Nombre d'habitants en 2013	Nombre d'habitants en 2019	Nombre d'habitants en 2049
El Hakimia	2429	2735	4954
Hadjera Zerga	3999	4504	8158

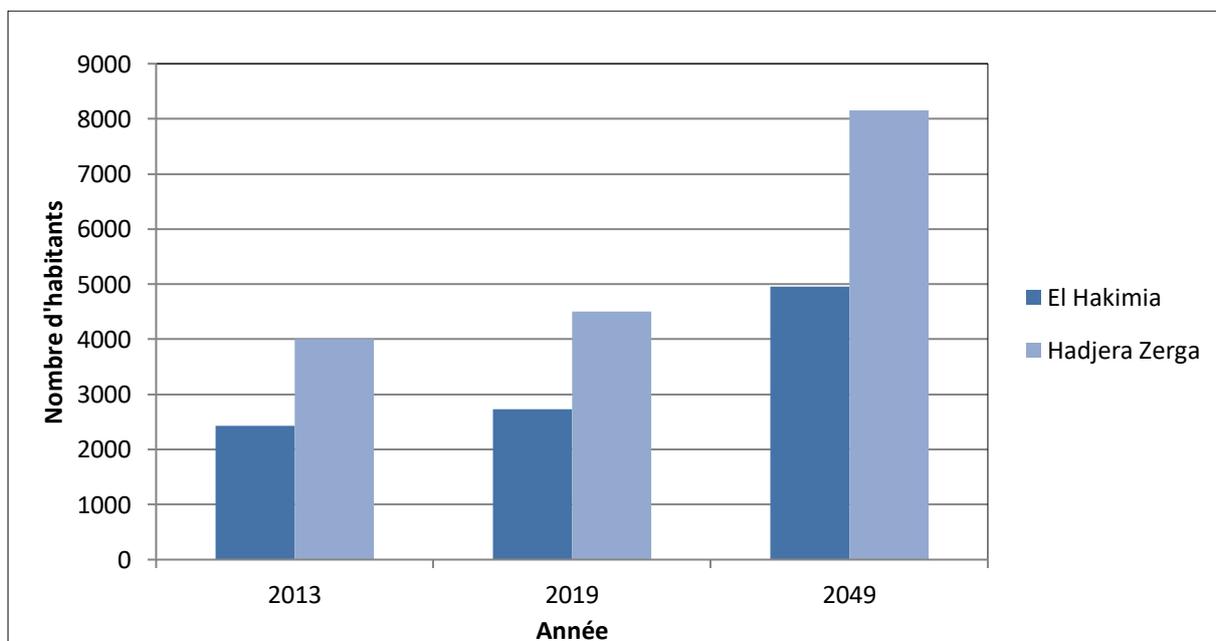


Figure II.1 : Représentation du graphique de l'évolution de la population.

II.3. Les équipements public des deux communes

Les infrastructures administratives, scolaires, sanitaires et socioculturelles existantes sur l'ensemble du territoire des deux communes sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau II.2: Infrastructures administratives de la commune El Hakimia.

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Quantité
El Hakimia	Siège APC	01	employé	100
	Agence postale	01	employé	10
	Salles de soins	03	patient	180
	Ecole primaire	03	élève	300
	Salle de lecture	02	adhérant	20
	CEM	01	élève	300
	Moquées	02	fidèle	300
	Salle de sport	01	vestiaire	02
	Locaux commerciaux	27	/	54
	Garde communal	01	agent	10

Source : PDAU El Hakimia, 2019

Tableau II.3: Infrastructures administratives de la commune Hadjera Zerga.

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Quantité
Hadjera Zerga	APC	01	employé	100
	Agence postale	01	employé	15
	Salles de soins	03	patient	200
	Ecole primaire	07	élève	700
	CEM	01	élève	400
	Mosquée	06	fidèle	600
	Zaouïa	01	/	100

Source : PDAU de Hadjera Zerga, 2019

II.4. Estimation des besoins en eau des deux communes

En fonction des normes de consommation, nous déterminons les besoins de chaque catégorie séparément, ensuite nous sommes tous les besoins : domestiques et publics.

II.4.1. Besoins domestiques

Les besoins domestiques dépendent du développement sanitaire et des habitudes de la population donc nous leur attribuons une dotation qui dépend de l'évolution de la consommation dans le temps, les extensions possibles, la population saisonnière. La consommation moyenne journalière domestique est désignée par $Q_{moy,j}$ donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy, j} = \frac{(N \times D)}{1000} [m^3/j] \dots \dots \dots (II-2)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j] ;

N : Nombre d'habitants ;

D : Dotation moyenne en [$l/j/hab.$].

Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;

- Le développement urbain de la ville.
- L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Dans le cas de notre étude, à l'état actuel cette norme est fixée à **150 l/j /hab** par les services de l'hydraulique et elle est estimée à **180 l/j/hab** d'ici 30 ans.

Tableau II.4: Les besoins domestiques de la commune El Hakimia.

Année	N° d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m³/j]
2019	2735	150	410,25
2049	4954	180	891,72

Tableau II.5: Les besoins domestiques de la commune Hadjera Zerga.

Année	N° d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m³/j]
2019	4504	150	675,60
2049	8158	180	1468,44

II.4.2. Besoins d'équipements publics

La consommation moyenne journalière publique des différents équipements dans la zone d'étude est calculée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy, j}} = \sum \left(\frac{N_i \times D_i}{1000} \right) \text{ [m}^3\text{/j]} \dots\dots\dots \text{(II-3)}$$

Avec :

Q_{moy, j} : Consommation moyenne journalière [m³/j] ;

N : nombre d'utilisateurs ;

D : dotation moyenne de chaque usager formant le type de consommateurs [l/j/hab].

Tableau II.6: Besoins en eau des équipements publics d'El Hakimia.

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Capacité	Dotation [l/j/unité]	Besoins [m³/j]
El Hakimia	Siège APC	01	employé	100	20	2,00
	Agence postale	01	employé	10	20	0,20
	Salles de soins	03	patient	180	20	3,60
	Ecole primaire	03	élève	300	15	4,50
	Salle de lecture	02	adhérent	20	5	0,10
	CEM	01	élève	300	15	4,50
	Moquées	02	fidèle	300	10	3,00
	Salle de sport	01	vestiaire	02	200	0,4
	Locaux commerciaux	27	/	54	10	0,54
	Garde communal	01	agent	10	10	0,10
Total						18,58

Tableau II.7: Besoins en eau des équipements publics de Hadjera Zerga.

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Capacité	Dotation [l/j/unité]	Besoins [m ³ /j]
Hadjera Zerga	APC	1	employé	100	20	2
	Agence postale	1	employé	15	20	0,3
	Salles de soins	3	patient	200	20	4
	Ecole primaire	7	élève	700	15	10,5
	CEM	1	élève	400	15	6
	Mosquée	6	fidèle	600	10	6
	Zaouia	1	/	100	20	2
Total						30,8

II.4.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Les tableaux ci-dessous récapitulent les débits moyens totaux de chaque commune pour l’horizon actuel et future :

Tableau II.8: Récapitulation de la consommation moyenne totale d’El Hakimia.

Type de besoins	Q _{moy, j} [m ³ /j] 2019	Q _{moy, j} [m ³ /j] 2049
Domestiques	410,25	891,72
Equipements publics	18,58	18,58
Total	428,83	910,30

Tableau II.9: Récapitulation de la consommation moyenne totale de Hadjera Zerga.

Type de besoins	Q _{moy, j} [m ³ /j] 2019	Q _{moy, j} [m ³ /j] 2049
Domestiques	675,60	1 468,44
Equipements publics	30,80	30,80
Total	706,40	1499,24

II.4.4. Majoration de la consommation moyenne journalière (Fuites et gaspillage)

L’ensemble des fuites peuvent se produire en grande partie au niveau des accessoires et des pièces spéciales pour différentes raisons comme :

- La nature du terrain (terrains instable ou agressif),
- La mauvaise qualité du matériau,
- Les caractéristiques de la conduite mal adaptées à la pression,
- La qualité de l’entretien.

Pour un réseau de distribution neuf, on estime les fuites et gaspillage à 20 % du débit moyen total.

$$Q_{moy, j \text{ tot}} = Q_{moy, j} \times 1,2 \text{ [m}^3\text{/j]} \dots\dots\dots \text{(II-4)}$$

Tableau II.10: Le débit moyen journalier total de la commune El Hakimia.

Année/Débit	Q _{moy, j} [m ³ /j]	Q _{moy, j tot} [m ³ /j]
2019	428,83	514,596
2049	910,30	1092,36

Tableau II.11: Le débit moyen journalier total de la commune Hadjera Zerga.

Année/Débit	$Q_{moy,j}$ [m ³ /j]	$Q_{moy,j tot}$ [m ³ /j]
2019	706,40	847,68
2049	1499,24	1799,088

II.5. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l’agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l’importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.5.1. Etude de la variation des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d’un système d’alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l’année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d’irrégularité journalière maximum $K_{max,j}$.

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne ; ce rapport est appelé coefficient d’irrégularité journalière minimum $K_{min,j}$.

II.5.1.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

C’est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l’adduction, et le réservoir.

Il est donné comme suit :

$$Q_{max,j} = k_{max,j} \times Q_{moy,j tot} [m^3/j] \dots\dots\dots (II-5)$$

$k_{max,j}$: Coefficient d’irrégularité journalier maximum, sa valeur varie entre **1,1** à **1,3**.

Tableau II.12: Le débit maximal journalier de la commune El Hakimia.

Année/Débit	$Q_{moy,j tot}$ [m ³ /j]	$k_{max,j}$	$Q_{max,j}$ [m ³ /j]
2019	514,596	1,25	643,245
2049	1092,360	1,25	1365,450

Tableau II.13: Le débit maximal journalier de la commune Hadjera Zerga.

Année/Débit	$Q_{moy,j tot}$ [m ³ /j]	$k_{max,j}$	$Q_{max,j}$ [m ³ /j]
2019	847,680	1,25	1059,60
2049	1799,088	1,25	2248,86

II.5.1.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

Ce débit se calcule avec la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j \text{ tot}} \text{ [m}^3\text{/j]} \dots\dots\dots \text{(II-6)}$$

$k_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalier minimum, sa valeur varie entre **0,7** à **0,9**.

Tableau II.14: Le débit minimal journalier de la commune El Hakimia.

Année/Débit	$Q_{moy,j \text{ tot}}$ [m ³ /j]	$k_{min,j}$	$Q_{min,j}$ [m ³ /j]
2019	514,596	0,75	385,947
2049	1092,36	0,75	819,270

Tableau II.15: Le débit minimal journalier de la commune Hadjera Zerga.

Année/Débit	$Q_{moy,j \text{ tot}}$ [m ³ /j]	$k_{min,j}$	$Q_{min,j}$ [m ³ /j]
2019	847,68	0,75	635,760
2049	1799,088	0,75	1349,316

II.5.2. Etude de la variation des débits horaires

Il existe deux méthodes de calcul du débit horaire maximal et minimal , soit en fonction du développement de la ville et du nombre d'habitants en impliquant des coefficients (α et β ,) tenant compte de ces deux paramètres, ou bien en fonction du régime de consommation et le nombre d'habitants si l'on en dispose.

II.5.2.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est le même pour les deux méthodes et se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q(\max,j)}{24} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots \text{(II-7)}$$

Donc pour l'année 2049 :

Le débit moyen horaire de la commune El Hakimia est :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q(\max,j)}{24} = \frac{1365,45}{24} = \mathbf{56,890 \text{ m}^3\text{/h}}$$

Le débit maximal journalier de la commune Hadjera Zerga est:

$$Q_{moy,h} = \frac{Q(\max,j)}{24} = \frac{2248,86}{24} = \mathbf{93,702 \text{ m}^3\text{/h}}$$

II.5.2.2. Débit maximal horaire en fonction de α et β

C'est le débit maximal horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = k_{max,h} \times Q_{moy,h} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

Tel que $K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximal horaire

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

Avec :

α : C'est un coefficient qui tient compte du développement et du confort d'une agglomération dépend ainsi du régime de travail et des habitudes de la population.

β :Un coefficient qui tient compte de l'importance démographique de la ville, de l'accroissement de la population.

α_{max} : varie entre 1,2 et 1,4

β_{max} : Il est en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.16: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau II.17: Le débit maximal horaire des chaque commune (2049).

Commune/Débit	$Q_{moy,h}$ [m ³ /h]	α_{max}	β_{max}	$Q_{max,h}$ [m ³ /h]
El Hakimia	56,890	1,3	1,45230	107,408
Hadjera Zerga	93,702	1,3	1,34605	163,966

II.5.2.3. Débit minimal horaire en fonction de α et β

C'est le débit minimal horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui se calcule par la formule suivante :

$$Q_{min,h} = k_{min,h} \times Q_{moy,h} [m^3/h] \dots\dots\dots (II-10)$$

Tel que $k_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire

$$k_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots (II-11)$$

Avec : α_{min} :Varie entre 0,4 et 0,6.

β_{min} : Il est en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.18: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Tableau II.19: Le débit minimal horaire des chaque commune (2049).

Commune/Débit	$Q_{moy,h}$ [m ³ /h]	α_{min}	β_{min}	$Q_{min,h}$ [m ³ /h]
El Hakimia	56,890	0,5	0,223850	6,367
Hadjera Zerga	93,702	0,5	0,330925	15,504

II.5.2.4. Récapitulatif des débits horaires moyen, maximum et minimum

Les débits journaliers calculés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.20: Récapitulation des débits horaires pour les deux communes(en 2049).

Commune/Débit	$Q_{moy,h}$ [m ³ /h]	$Q_{max,h}$ [m ³ /h]	$Q_{min,h}$ [m ³ /h]
El Hakimia	56,890	107,408	6,367
Hadjera Zerga	93,702	163,966	15,504

II.5.2.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. (Voir ANNEXE [01])

Tableau II.21: Variation des débits horaires pour la commune El Hakimia.

Heures (h)	consommation totale		consommation cumulée	
	%	Q [m ³ /h]	%	Q [m ³ /h]
00-01	1,00	13,655	1,00	13,655
01-02	1,00	13,655	2,00	27,309
02-03	1,00	13,655	3,00	40,964
03-04	1,00	13,655	4,00	54,618
04-05	2,00	27,309	6,00	81,927
05-06	3,00	40,964	9,00	122,891
06-07	5,00	68,273	14,00	191,163
07-08	6,50	88,754	20,50	279,917
08-09	6,50	88,754	27,00	368,672
09-10	5,50	75,100	32,50	443,771
10-11	4,50	61,445	37,00	505,217
11-12	5,50	75,100	42,50	580,316
12-13	7,00	95,582	49,50	675,898
13-14	7,00	95,582	56,50	771,479
14-15	5,50	75,100	62,00	846,579
15-16	4,50	61,445	66,50	908,024
16-17	5,00	68,273	71,50	976,297
17-18	6,50	88,754	78,00	1 065,051
18-19	6,50	88,754	84,50	1 153,805
19-20	5,00	68,273	89,50	1 222,078
20-21	4,50	61,445	94,00	1 283,523
21-22	3,00	40,964	97,00	1 324,487
22-23	2,00	27,309	99,00	1 351,796
23-24	1,00	13,655	100,00	1 365,450

A partir du tableau nous obtenons les valeurs du débit max horaire et min horaire de l'agglomération qui sont les suivants :

$$Q_{\max,h} = 95,582 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 13,655 \text{ m}^3/\text{h}$$

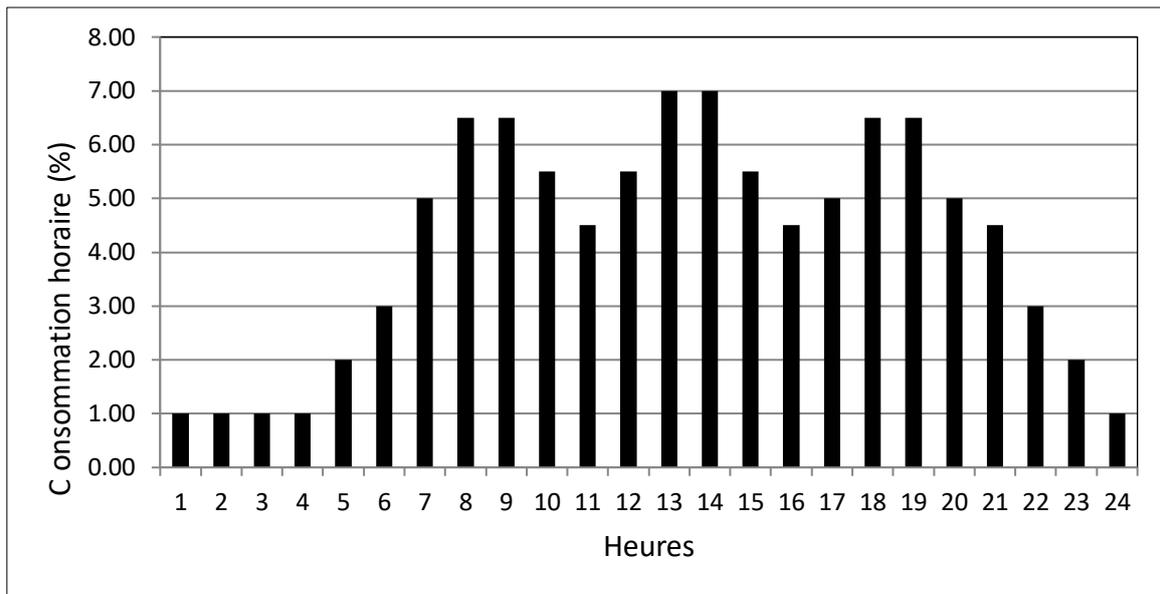


Figure II.2 : Représentation du graphique de consommation de la commune d’El Hakimia.

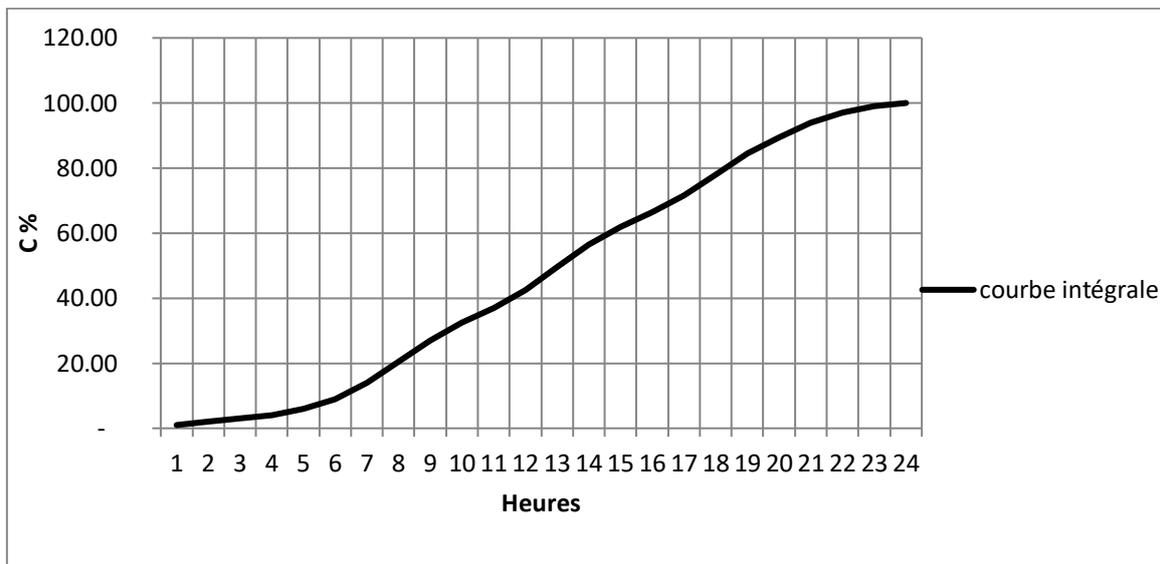


Figure II.3 : Représentation de la courbe de consommation intégrale d’El Hakimia.

Tableau II.22: Variation des débits horaires pour la commune Hadjera Zerga.

Heures (h)	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	Q [m ³ /h]	%	Q [m ³ /h]
00-01	1,00	22,489	1,00	22,489
01-02	1,00	22,489	2,00	44,977
02-03	1,00	22,489	3,00	67,466
03-04	1,00	22,489	4,00	89,954
04-05	2,00	44,977	6,00	134,932
05-06	3,00	67,466	9,00	202,397
06-07	5,00	112,443	14,00	314,840

Tableau II.22: Variation des débits horaires pour la commune Hadjera Zerga (suite).

Heures (h)	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	Q [m ³ /h]	%	Q [m ³ /h]
07-08	6,5	146,176	20,5	461,016
08-09	6,5	146,176	27	607,192
09-10	5,5	123,687	32,5	730,88
10-11	4,5	101,199	37	832,078
11-12	5,5	123,687	42,5	955,766
12-13	7	157,42	49,5	1 113,19
13-14	7	157,42	56,5	1 270,61
14-15	5,5	123,687	62	1 394,29
15-16	4,5	101,199	66,5	1 495,49
16-17	5	112,443	71,5	1 607,94
17-18	6,5	146,176	78	1 754,11
18-19	6,5	146,176	84,5	1 900,29
19-20	5	112,443	89,5	2 012,73
20-21	4,5	101,199	94	2 113,93
21-22	3	67,466	97	2 181,39
22-23	2	44,977	99	2 226,37
23-24	1	22,489	100	2 248,86

A partir du tableau nous obtenons les valeurs du débit max horaire et min horaire de l'agglomération qui sont les suivants :

$$Q_{\max,h} = 157,420 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 22,489 \text{ m}^3/\text{h}$$

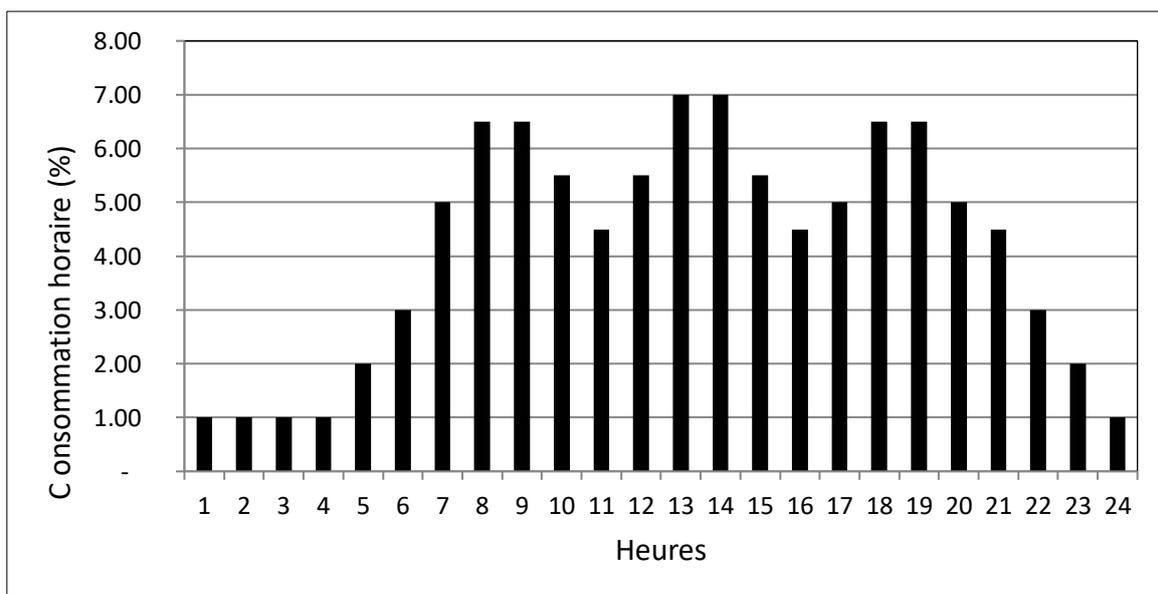


Figure II.4 : Représentation du graphique de consommation de la commune Hadjera Zerga.

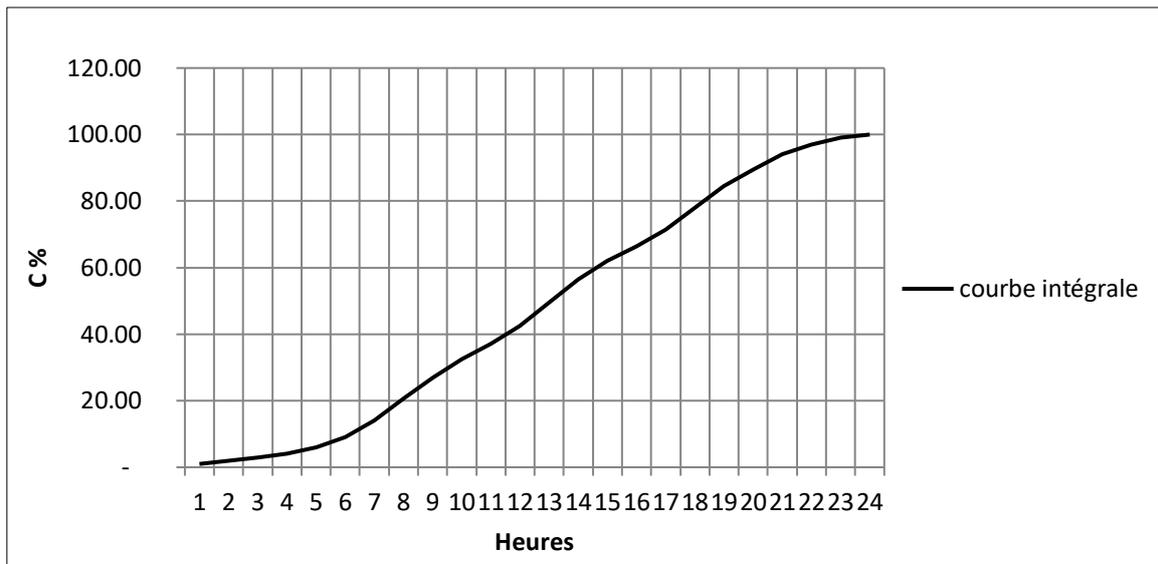


Figure II.5 : Représentation de la courbe de la consommation intégrale de Hadjera Zerga.

II.6. Bilan production-besoins

On observe un déficit lorsque les besoins estimés sont supérieurs à la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente un calcul de bilan de consommation et production pour les deux communes : El Hakimia et Hadjera Zerga.

Tableau II.23: Les déficits de consommation à l’année actuelle.

Commune	Besoins en eau en 2019 [m ³ /j]	Production en eau existante [m ³ /j]	Déficit en [m ³ /j]
El Hakimia	643,245	544,32	-98,925
Hadjera Zerga	1059,60	172,80	-886,80

Tableau II.24: Les déficits de consommation à l’horizon d’étude.

Commune	Besoins en eau en 2049 [m ³ /j]	Production en eau existante [m ³ /j]	Déficit en [m ³ /j]
El Hakimia	1365,45	544,32	-821,13
Hadjera Zerga	2248,86	172,8	-2076,06

Commentaire :

A partir des calculs ci-dessus on remarque que la production en eau existante dans chaque commune n’est pas suffisante pour remplir les différents besoins de l’agglomération ni actuellement ni plus tard (le déficit est remarquable).

Les deux communes étant alimentées par des sources dont le débit est en constante diminution ou qui se tarissent carrément, On essaie dans notre étude d’analyser la mobilisation d’une autre ressource superficielle plus pérenne.

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les données démographiques de la zone d'étude. Nous avons procédé, par la suite, au calcul des besoins en eau potable pour les différentes catégories de consommateurs rencontrées dans l'agglomération d'une façon estimative et approchée. Cette estimation trouve sa justification dans le fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est semi-rurale. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir pour le dimensionnement du système d'adduction eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

Chapitre III

Etude de l'adduction

Chapitre III. Etude de l'adduction**III.1. Introduction**

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables, avec une topographie qui varie d'un terrain à un autre. Le but de ce chapitre est la projection et le dimensionnement d'un système d'adduction convenable après une étude de variantes pour choisir la plus technico économique.

III.2. Types d'adductions

Dans un système d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. Les adductions peuvent donc être classées comme suit :

III.2.1. Adduction gravitaire : La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge ou à surface libre.

III.2.2. Adduction par refoulement : La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (l'écoulement en charge).

III.2.3. Adduction mixte : Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

III.3. Choix du tracé

Pour faire le bon choix du tracé d'adduction, il faut prendre en compte les facteurs suivants :

- Choisir le tracé le plus court et le plus direct ;
- Tracé le profil en long aussi régulier que possible que la topographie le permet ;
- Eviter les contres pentes pour éviter la cavitation ;
- Eviter les coudes à 90° pour éviter les butées importantes ;
- Eviter au maximum les obstacles ;
- De préférence suivre la voie routière pour faciliter la maintenance ;
- Prendre en considération la nature du sol traversé ;
- Eviter les rivières et les massifs boisés pour diminuer le cout du projet ;
- L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations ;

III.4. Choix des matériaux de canalisation

La fiabilité technique et économique est un facteur essentiel dans le choix du matériau de conduite pour cela on suit certaines exigences à savoir :

- Le matériau doit être résistant aux attaques chimiques, aux grandes pressions et les charges mobiles ;
- Adapté au terrain de pose ;
- Etanche ;
- Mise en service et entretien facile.

III.5. Les types de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut les classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est en fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des types de canalisations.

Matériau	Avantages	Inconvénients
Acier	Réduction importante du nombre de joints Etanchéité Continuité de la résistance mécanique Bonne élasticité et supporte de grande pressions	Nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure Risque d'ovalisation Prix élevé Le poids élevé
Béton	Pose continue sans joint Bonne résistance contre les corrosions intérieure et extérieure Bonne résistance mécanique	Peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau Poids élevé
Fonte grise	Résistance à la corrosion Durabilité élevé	Sensibilité au choc et surpression (risque de cassures) Sensibilité à la corrosion car posé sans protection cathodique Matériaux non résistant aux dynamiques et sismiques
Fonte ductile	Bonne résistance mécanique (réduction du risque de fissures) Bonne élasticité Matériaux flexible Peu sensible à la corrosion Supporte de grandes pressions Les conduites sont protégées à l'intérieur avec une couche de mortier traité de point de vue thermique et à l'extérieur avec protection en Zinc	Nombre de joints important Prix élevé Cout de manutention (poids) Poids élevé
Polyester renforcé de fibre de verre (PRV)	Réduction des coups de bélier Résistance aux corrosions intérieure et extérieure (résistance chimique) Résistance mécanique Facilité de pose Etanchéité à long terme (grâce au système d'emboîtement par manchon) poids réduit (1/4 par rapport aux conduites en fonte)	sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai
Polyéthylène PE	Souple et flexible Résistance à la corrosion résistance à la casse résiste aux UV légèreté facilitant la pose Prix compétitif Conditions favorables d'écoulement	Risque d'ovalisation pour les plus gros diamètres Peut libérer des substances dans l'eau Savoir-faire spécifique pour les raccords Perméable aux hydrocarbures

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des types de canalisations (suite).

Matériau	Avantages	Inconvénients
Polychlorure de vinyle (PVC)	Bonne résistance à la corrosion Flexibilité (résistance aux mouvements de terrain) Facilité de pose Raccords facile Poids léger Rugosité favorable Prix compétitif	Dégradation à la lumière et au gel Perméable à certains composés gazeux, solvants et hydrocarbures Peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau Matériaux sensible à la variation de température Remblai à exécuter avec le plus grand soin

Source : dspace.univ-tlemcen.dz, 2019

- Dans notre étude nous avons choisi des conduites en **PEHD** qui sont plus économique (au dessous d'un certain diamètre) que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent
- Disponible sur le marché ;
- Résistance à la corrosion interne et externe ainsi que la micro biologie ;
- Permet de faible rayons de courbure aux réseaux ;
- Longue durée de vie (environs 50 ans à 20 °C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très fiable) ;
- Répond aux normes de potabilité ;
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier..) ;
- Grande flexibilité (facile à poser) ;
- La Résistance aux grandes pressions.

III.6. Calcul hydraulique

III.6.1. Cas gravitaire

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

$$\Delta H_1 = \frac{\lambda \times L}{D} \times \frac{v^2}{2 \times g} \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(III-1)}$$

- Pour un régime turbulent rugueux ($Re > 10^5$) le coefficient de perte de charge linéaire λ est obtenu par les formules suivantes :

- Formule de Nikuradsé : $\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots \text{(III-2)}$

- Formule de Colebrook : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{(III-3)}$

Re: nombre de Reynolds, est calculé comme suit :

$$Re = \frac{v \times D}{\nu} \dots\dots\dots \text{(III-4)}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, A $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01$ Stocks = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_s = \Delta H_1 + 10\% \Delta H_1 = 1,10 \Delta H_1 \text{ [m]} \dots\dots \text{(III-5)}$$

III.6.2. Cas de refoulement

III.6.2.1. Méthode de détermination du diamètre économique normalisé

Dans cette méthode on considère plusieurs diamètres normalisés et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitations et on fait par la suite un compromis entre les deux pour trouver le diamètre économique normalisé.

III.6.2.1.1. Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux « i », pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \text{ [%]} \dots\dots\dots \text{(III-6)}$$

i=8% ; n: nombre d'années d'amortissement.

Tableau III.3 : Les frais d'amortissement.

Diamètre de la conduite (mm) (1)	Prix du mL de la conduite "Pu _i " (DA) (2)	Longueur "L " de la conduite (m) (3)	Prix total de la conduite "P _{tc} " (D.A) (4)	Prix annuel d'amortissement (D.A) (5)
D _{n1}	Pu ₁	L	Pu ₁ ×L	Pu ₁ ×L×A
D _{n2}	Pu ₂	L	Pu ₂ ×L	Pu ₂ ×L×A
...	...	L
D _{mn}	Pu _n	L	Pu _n ×L	Pu _n ×L×A

*Le prix Pu du mètre linéaire englobe en principe le prix de la canalisation et le prix du terrassement au mètre linéaire.

III.6.2.1.2. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations de diamètres normalisés : D_{n1}...D_{mn}

Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque diamètre normalisé : D_{n1}...D_{mn}

Tableau III.4 : Calcul de la HMT.

Diamètre de la conduite (mm) (6)	Gradient de perte de charge "j" (7)	Longueur "L " de la conduite (m) (8)	Perte de charge ΔH _i =j _i ×L (9)	HMT _i (m) (10)
D _{n1}	j ₁	L	j ₁ ×L	Hg+ΔH ₁
D _{n2}	j ₂	L	j ₂ ×L	Hg+ΔH ₂
...	...	L
D _{mn}	j _n	L	j _n ×L	Hg+ΔH _n

Tableau III.5 : Les frais d'exploitation (prix de l'énergie).

Diamètre de la conduite (mm) (11)	HMT _i (m) (12)	Puissance absorbée P _i (KW) (13)	Energie consommée annuellement (KWh) E=Pi ×t×365 (14)	Prix du KWh 'e' (D.A) (15)	Prix de l'énergie E×e (D.A) (16)
D _{n1}	HMT ₁	P ₁			
D _{n2}	HMT ₂	P ₂			
...			
D _{mn}	HMT _n	P _n			

Tableau III.6 : Bilan.

Diamètres (D _{ni})	D _{n1}	D _{n2}	...	D _{mn}
Amortissement (D.A)				
Exploitation (D.A)				
Total (D.A)	T ₁	T ₂	...	T _n

Dans le tableau du bilan, on fait la somme des colonnes (5) et (16) des tableaux (III.3) et(III.5) respectivement pour chaque diamètre D_{ni}. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total Ti le plus faible.

III.6.2.2. Calcul de la hauteur manométrique total(HMT)

La hauteur manométrique totale de la pompe est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t [m]..... (III-7)$$

- H_g: la hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_a: pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- ΔH_r: pertes de charge au refoulement (m).

III.6.2.3. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} [KW]..... (III-8)$$

- η: rendement de la pompe en (%) (0,6 ≤ η ≤ 0,8) ;
- Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;
- g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s²) ;
- ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m³).

III.6.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 [KWh]..... (III-9)$$

- t: c'est le temps de pompage par jour en (heure);
- P: puissance de la pompe en (kW).

III.6.2.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$F_{ex} = E \times e \text{ [D.A]..... (III-10)}$$

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

e: prix unitaire d'un KWh donné par les services de SONELGAZ, (e = 4,179 DA/KWh(moyenne des prix sur les 20h).

III.7. Proposition des variantes

Le tracé proposé démarre du réservoir de la ville Sour El Ghozlane (2×6000) m³ (CTN=964,48 m). A la hauteur du rond point pour éviter la même ville, la conduite va vers l'est en traversant deux oueds pour rejoindre plus haut le chemin communal vers El Hakimia. La conduite continuera en suivant les accotements de ce chemin, puis pour éviter le centre de l'agglomération de chef lieu de El Hakimia, le tracé sera dévié pour rejoindre le réservoir 200m³ (CTN=1092,36 m). Après piquage vers cet ouvrage de stockage la conduite réduite redescendra vers le chemin communal et le longera jusqu'à l'intersection de Bordj Okhriss. Ensuite, en virant à droite, le tracé poursuivra la piste aménagée qui mène directement vers la commune Hadjera Zerga vers le réservoir de 500m³ (CTN=867,62m).

La topographie suggère que l'acheminement de l'eau vers les deux communes (El Hakimia et Hadjera Zerga), objet de la présente étude, doit se faire par refoulement dans la première partie de départ et en seconde partie, l'eau coulera par gravité. L'élaboration du profil en long du terrain naturel permettra la détermination du nombre et choix de l'emplacement des stations de reprise et aussi l'emplacement du réservoir tampon.

On propose deux variantes où on fait varier la cote du réservoir tampon.

III.7.1. La première variante

La variante N°01, consiste-t-on trois étapes :

- L'eau potable est refoulée à partir des réservoirs (2x6000) m³ à l'aide d'une station de pompage projetée à Sour El Ghozlane (CTN=964,48m) vers la station de reprise projetée d'El Hakimia (CTN = 1092,36 m) après piquage vers le réservoir existant d'El Hakimia.
- La Station de reprise d'El Hakimia (CTN = 1092,36 m) refoule les eaux vers le réservoir tampon projeté (CTN=1172,03m) à l'aide d'une conduite en refoulement.
- Le Réservoir tampon projeté distribue l'eau gravitairement vers le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62m).

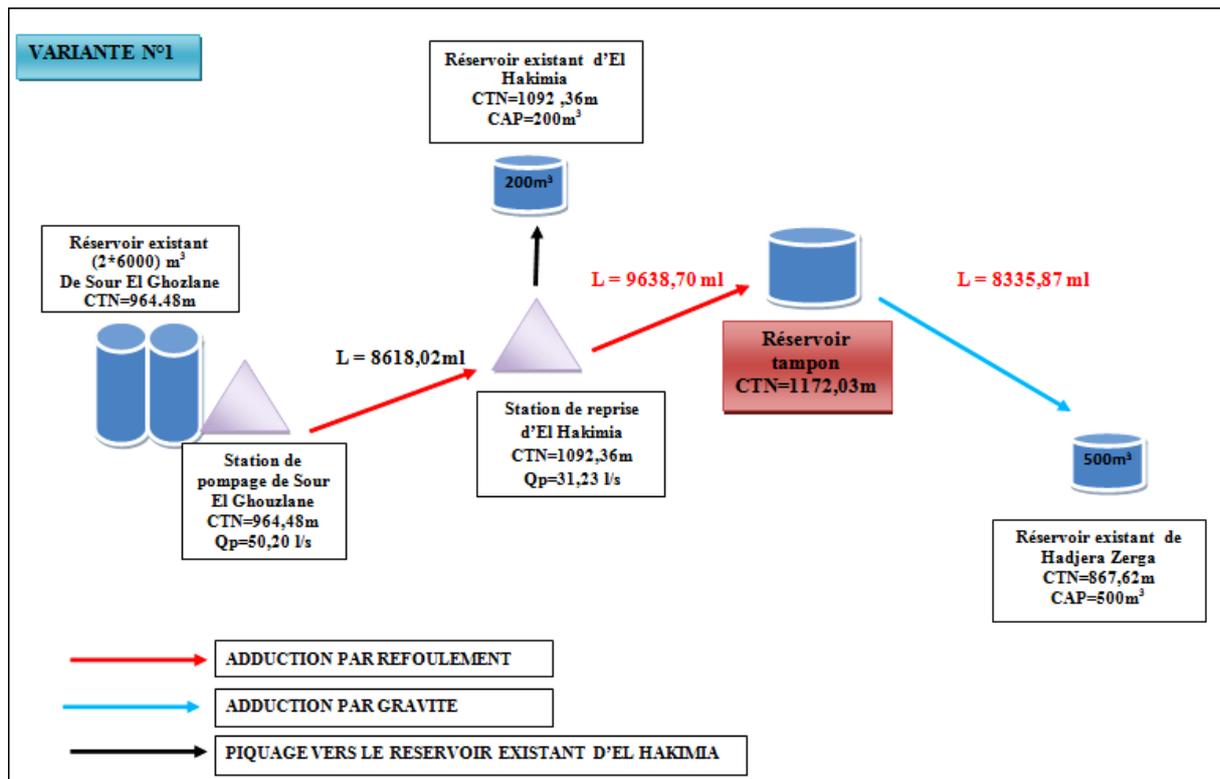


Figure III.1 : Schéma synoptique de la variante N°1.

III.7.2. La deuxième variante

La variante N°02, consiste-t-on trois étapes :

- L'eau potable est refoulée à partir des réservoirs (2x6000) m³ à l'aide d'une station de pompage projetée à Sour El Ghozlane (CTN=964,48m) vers la station de reprise projetée d'El Hakimia (CTN = 1092,36 m) après piquage vers le réservoir existant d'El Hakimia.
- La Station de reprise d'El Hakimia (CTN = 1092,36 m) refoule les eaux vers le réservoir tampon projeté (CTN=1156,59 m) à l'aide d'une conduite en refoulement.
- Le Réservoir tampon projeté distribue l'eau gravitairement vers le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62 m).

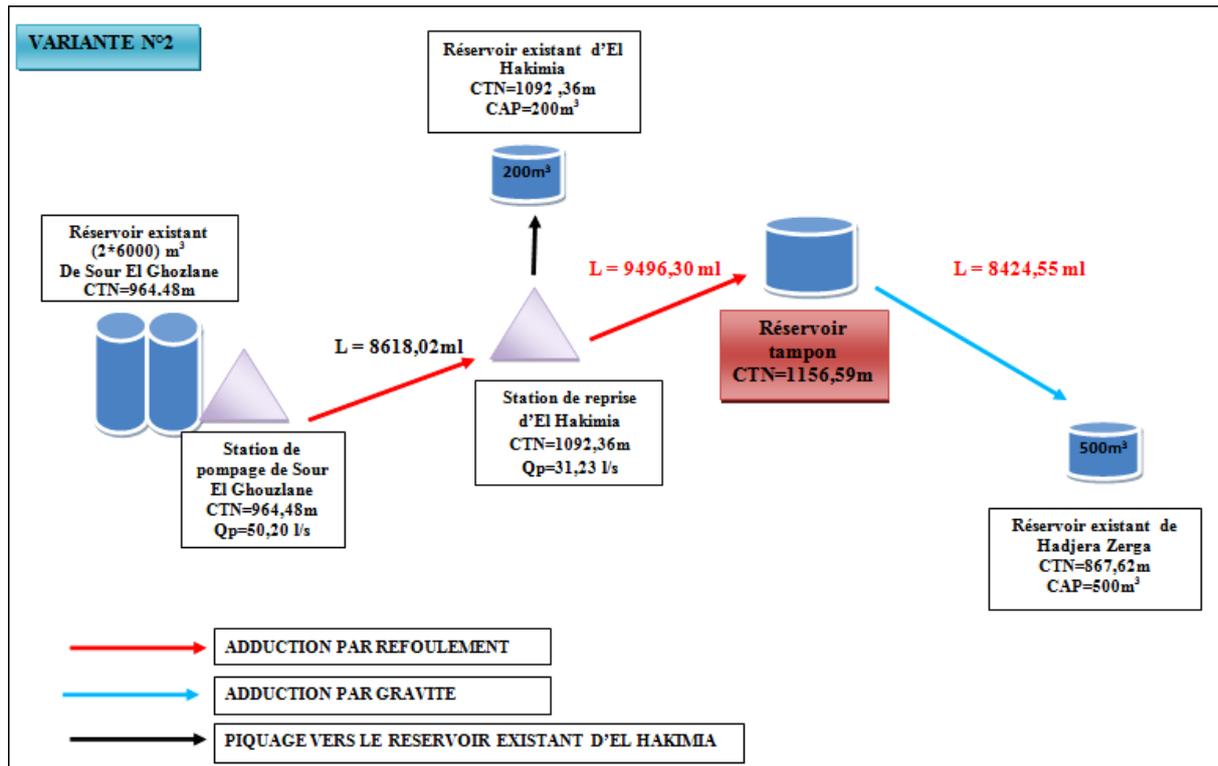


Figure III.2 : Schéma synoptique de la variante N°2.

III.8. Choix de la variante du tracé de l'adduction

III.8.1. La première variante

Partie 01 : Calcul de l'adduction par refoulement

III.8.1.1. Tronçon 01 : la station de pompage de Sour El Ghozlane - la station de reprise d'El Hakimia

Ce tronçon relie la station de pompage de Sour El Ghozlane dont la cote est de 964,48 m avec la station de reprise d'El Hakimia dont la cote est de 1092,36 m sur une longueur de refoulement de 8618,02 ml.

On va faire une étude technico-économique pour dimensionner ce tronçon et avant ça on calcul un diamètre calculé avec la formule de Bonnin pour choisir une gamme des diamètres normalisés.

$$Q_p = \frac{Q_{max,jtot}}{t_p} = \frac{3614,31}{20} = 180,7155 \text{ m}^3/\text{h} = 50,20 \text{ l/s}$$

$$H_g = 1092,36 - 964,48 = 127,88 \text{ m}$$

Les résultats de l'étude technico-économique sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).

DN (mm)	A	Lref (m)	Pu (DA)	F amort (DA)
160	0,0888274	8618,02	1713,83	1311965,31
200	0,0888274	8618,02	2691,35	2060273,09
250	0,0888274	8618,02	4163,97	3187588,15
315	0,0888274	8618,02	6309,37	4829927,45
400	0,0888274	8618,02	10192,06	7802191,09
500	0,0888274	8618,02	15889,78	12163890,32

Tableau III.8: Calcul de la HMT.

DN (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	v (m/s)	Re	λ	L (m)	Hg (m)	ΔH (m.c.e)	HMT (m.c.e)
160	14,6	130,8	3,74	488907,07	0,0142	8618,02	127,88	732,85	860,73
200	18,2	163,6	2,39	390886,58	0,014475	8618,02	127,88	244,05	371,93
250	22,7	204,6	1,53	312556,43	0,014857	8618,02	127,88	81,88	209,76
315	28,6	257,8	0,96	248056,81	0,015350	8618,02	127,88	26,64	154,52
400	36,3	327,4	0,60	195323,90	0,015953	8618,02	127,88	8,38	136,26
500	45,4	409,2	0,38	156278,21	0,016591	8618,02	127,88	2,86	130,74

Tableau III.9: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).

DN (mm)	HMT (m.c.e)	P (KW)	E (KWh)	F exp (DA)
160	860,73	605,54	4420424,94	18472955,81
200	371,93	261,66	1910095,88	7982290,69
250	209,76	147,57	1077259,32	4501866,69
315	154,52	108,70	793545,62	3316227,13
400	136,26	95,86	699783,68	2924395,98
500	130,74	91,98	671424,57	2805883,30

Tableau III.10: Bilan du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).

DN (mm)	F amort (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
160	1311965,31	18472955,81	19784921,12
200	2060273,09	7982290,69	10042563,79
250	3187588,15	4501866,69	7689454,84
315	4829927,45	3316227,13	8146154,58
400	7802191,09	2924395,98	10726587,07
500	12163890,32	1745572,42	13909462,74

Source des prix unitaires des conduites : catalogue des tarifs du groupe CHIALI, 2019.

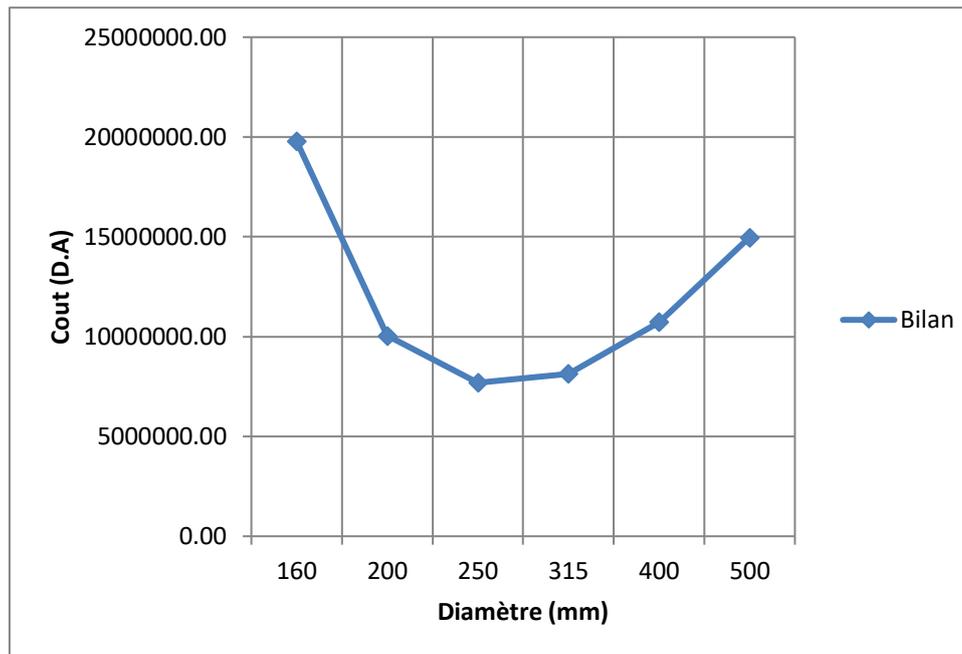


Figure III.3 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).

Nous allons prendre un diamètre de **250 mm** offrant une vitesse de **1,53 m/s**.

III.8.1.2. Tronçon 02 : la station de reprise d'El Hakimia - le réservoir tampon

Ce tronçon relie la station de reprise d'El Hakimia dont la cote est de 1092,36 m avec le réservoir tampon dont la cote est de 1172,03 m sur une longueur de refoulement de 9638,70m.

On va faire une étude technico-économique pour dimensionner ce tronçon et avant ça on calcul un diamètre calculé avec la formule de Bonnin pour choisir une gamme des diamètres normalisés.

Pour un temps de pompage de 20h/24

$$Q_p = \frac{Q_{max,j}}{t_p} = \frac{2248,86}{20} = 112,443 \text{ m}^3/\text{h} = 31,23 \text{ l/s}$$

$$H_g = 1172,03 - 1092,36 = 79,67 \text{ m}$$

Les résultats de l'étude technico-économique sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	A	Lref (m)	Pu (D.A)	F amort (D.A)
160	0,0888274	9638,70	1713,83	1467348,65
200	0,0888274	9638,70	2691,35	2304282,69
250	0,0888274	9638,70	4163,97	3565111,92
315	0,0888274	9638,70	6309,37	5401962,60
400	0,0888274	9638,70	10192,06	8726247,94
500	0,0888274	9638,70	15889,78	13604527,45

Tableau III.12: Calcul de la HMT.

DN (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	v (m/s)	Re	λ	L (m)	Hg (m)	ΔH (m.c.e)	HMT (m.c.e)
160	14,6	130,8	2,33	304154,74	0,0149	9638,7	79,67	333,91	413,58
200	18,2	163,6	1,49	243175,06	0,015310	9638,7	79,67	111,73	191,40
250	22,7	204,6	0,95	194444,96	0,015754	9638,7	79,67	37,58	117,25
315	28,6	257,8	0,60	154319,01	0,016297	9638,7	79,67	12,24	91,91
400	36,3	327,4	0,37	121513,25	0,016946	9638,7	79,67	3,85	83,52
500	45,4	409,2	0,24	97222,48	0,017708	9638,7	79,67	1,32	80,99

Tableau III.13: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	HMT (m.c.e)	P (KW)	E (KWh)	F exp (D.A)
160	413,58	181,01	1321358,24	5521956,10
200	191,40	83,77	611526,98	2555571,26
250	117,25	51,32	374619,27	1565533,91
315	91,91	40,23	293651,68	1227170,36
400	83,52	36,56	266852,94	1115178,42
500	80,99	35,45	258760,31	1081359,33

Tableau III.14: Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	F amort (D.A)	Fexp (D.A)	Bilan (D.A)
160	1467348,65	5521956,10	6989304,75
200	2304282,69	2555571,26	4859853,95
250	3565111,92	1565533,91	5130645,84
315	5401962,60	1227170,36	6629132,96
400	8726247,94	1115178,42	9841426,36
500	13604527,45	1081359,33	14685886,78

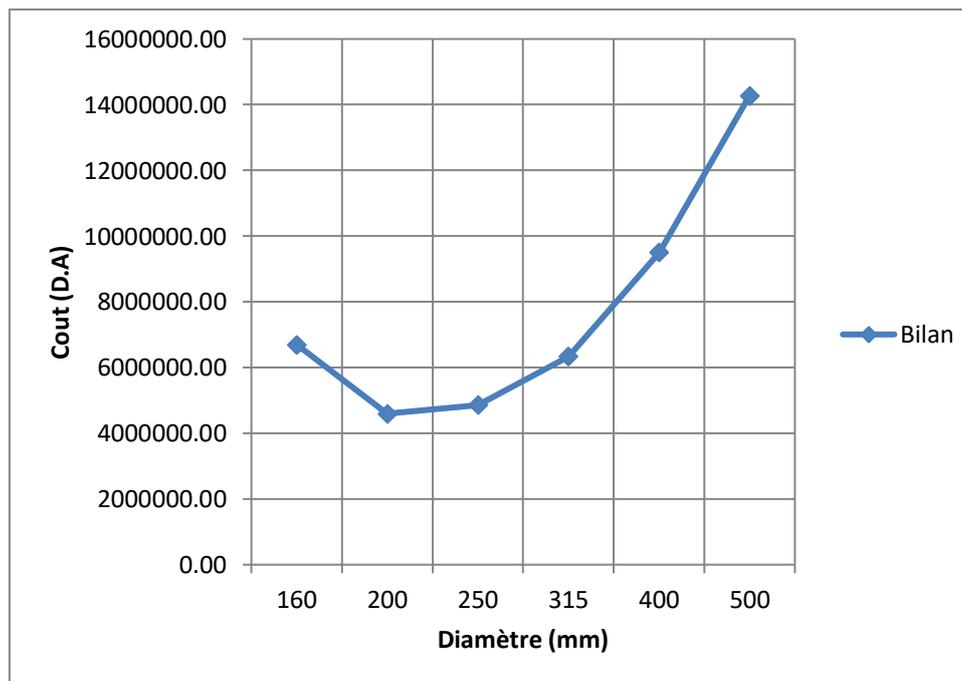


Figure III.4 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

Nous allons prendre un diamètre de **200 mm** offrant une vitesse de **1,49 m/s**.

Partie 02 : Calcul de l'adduction par gravité

III.8.1.3. Dimensionnement du tronçon reliant le réservoir tampon et le réservoir existant de Hadjera Zerga

Ce tronçon relie le réservoir tampon (CTN=1172,03m) et le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62m) sur une longueur de 8335,87 ml.

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge avec le terrain et aussi les pressions exagérées dans les points bas de l'adduction gravitaire.

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

A partir de la formule (III-1) de Darcy-Weisbach on tire le diamètre calculé.

III.8.1.3.1. Tronçon 03 : (R tampon- point d'écrêtement)

Les résultats de calcul du tronçon reliant le réservoir tampon et le point d'écrêtement sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.15:Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écrêtement.

ΔH_d (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	DN (mm)	D _{int} (mm)	λ	ΔH (m.c.e)	V (m/s)
252,48	7521,99	0,02603	0,123	200	163,6	0,01608451	63,57	1,24

III.8.1.3.2. Tronçon 04 : (point d'écrêtement-R Hadjera Zerga)

Les résultats de calcul du tronçon reliant le point d'écrêtement et le réservoir de Hadjera Zerga sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Caractéristiques du tronçon point d'écrêtement-R Hadjera Zerga.

ΔH_d (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	DN (mm)	D _{int} (mm)	λ	ΔH (m.c.e)	V (m/s)
51,93	813,88	0,02603	0,108	160	130,8	0,015620467	20,45	1,93

III.8.2. La deuxième variante

Partie 01 : Calcul de l'adduction par refoulement

III.8.2.1. Tronçon 01 : la station de pompage de Sour El Ghozlane - la station de reprise d'El Hakimia

C'est comme pour la première variante, nous allons prendre un diamètre de **250 mm** offrant une vitesse de **1,53 m/s**.

III.8.2.2. Tronçon 02 : la station de reprise d'El Hakimia - le réservoir tampon

Ce tronçon relie la station de reprise d'El Hakimia dont la cote est de 1092,36 m avec le réservoir tampon dont la cote est de 1156,59 m sur une longueur de refoulement de 9496,30 m.

$$Q_p = \frac{Q_{max,j}}{t_p} = \frac{2248,86}{20} = 112,443 \text{ m}^3/\text{h} = 31,23 \text{ l/s}$$

$$H_g = 1156,59 - 1092,36 = 64,23 \text{ m}$$

Les résultats de l'étude technico-économique sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.17: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	A	Lref (m)	Pu (D.A)	F amort (D.A)
160	0,0888274	9496,30	1713,83	1445670,37
200	0,0888274	9496,30	2691,35	2270239,73
250	0,0888274	9496,30	4163,97	3512441,76
315	0,0888274	9496,30	6309,37	5322155,22
400	0,0888274	9496,30	10192,06	8597328,30
500	0,0888274	9496,30	15889,78	13403537,20

Tableau III.18: Calcul de la HMT.

DN (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	v (m/s)	Re	λ	L (m)	Hg (m)	ΔH (m.c.e)	HMT (m.c.e)
160	14,6	130,8	2,33	304154,74	0,0149	9496,3	64,23	328,97	393,20
200	18,2	163,6	1,49	243175,06	0,015310	9496,3	64,23	110,08	174,31
250	22,7	204,6	0,95	194444,96	0,015754	9496,3	64,23	37,03	101,26
315	28,6	257,8	0,60	154319,01	0,016297	9496,3	64,23	12,06	76,29
400	36,3	327,4	0,37	121513,25	0,016946	9496,3	64,23	3,80	68,03
500	45,4	409,2	0,24	97222,48	0,017708	9496,3	64,23	1,30	65,53

Tableau III.19: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	HMT (m.c.e)	P (KW)	E (KWh)	F exp (D.A)
160	393,20	172,09	1256267,12	5249940,30
200	174,31	76,29	556922,75	2327380,17
250	101,26	44,32	323515,06	1351969,42
315	76,29	33,39	243743,66	1018604,77
400	68,03	29,77	217340,84	908267,38
500	65,53	28,68	209367,77	874947,92

Tableau III.20: Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	F amort (D.A)	Fexp (D.A)	Bilan (D.A)
160	1445670,37	5249940,30	6695610,68
200	2270239,73	2327380,17	4597619,90
250	3512441,76	1351969,42	4864411,17
315	5322155,22	1018604,77	6340759,98
400	8597328,30	908267,38	9505595,68
500	13403537,20	874947,92	14278485,12

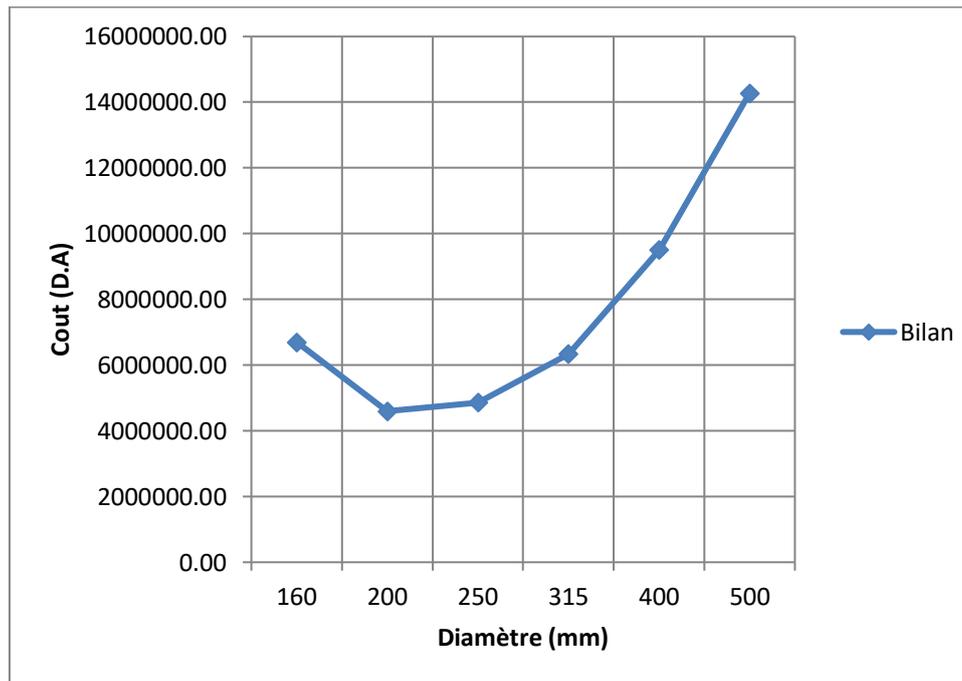


Figure III.5 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

Nous allons prendre un diamètre de **200 mm** offrant une vitesse de **1,49 m/s**.

Partie 02 : Calcul de l'adduction par gravité

III.8.2.3. Dimensionnement du tronçon reliant le réservoir tampon et le réservoir existant de Hadjera Zerga

Ce tronçon relie le réservoir tampon (CTN=1156,59 m) et le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62m) sur une longueur de 8424,55 ml.

III.8.2.3.1. Tronçon 03 : (R tampon- point d'écèlement)

Les résultats de calcul du tronçon reliant le réservoir tampon et le point d'écèlement sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écèlement.

ΔHd (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	Dcal (m)	DN (mm)	Dint (mm)	λ	ΔH (m.c.e)	V (m/s)
237,04	7610,67	0,02603	0,125	200	163,6	0,016084514	43,37	1,24

III.8.2.3.2. Tronçon 04 : (point d'écèlement-R Hadjera Zerga)

Les résultats de calcul du tronçon reliant le point d'écèlement et le réservoir de Hadjera Zerga sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.22: Caractéristiques du tronçon point d'écèlement-R Hadjera Zerga.

ΔH_d (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	DN (mm)	D _{int} (mm)	λ	ΔH (m.c.e)	V (m/s)
51,93	813,88	0,02603	0,108	160	130,8	0,015620467	20,45	1,93

III.8.3. Comparaison entre les variantes

Tableau III.23: Comparaison entre les deux variantes.

	Variante 01	Variante 02
Tronçon 01	7 689 454,84	7 689 454,84
Tronçon 02	4 859 853,95	4 597 619,90
Tronçon 03	15 082 943,91	15 260 763,27
Tronçon 04	1 394 851,96	1 394 851,96
Coût total (D.A)	29 027 104,66	28 942 689,97

Commentaire

La variante retenue est donc la deuxième variante qui a le cout le plus faible.

III.9. Conclusion

Après toute une étude technico-économique sur deux variantes d'adduction, à la fin de ce chapitre on opte pour le choix de la deuxième variante qui comprend

- Un tronçon en refoulement de la station de pompage de Sour El Ghozlane vers la station de reprise d'El Hakimia sur une distance de 8618,02 ml avec un diamètre de **250 mm** ;
- Un autre tronçon en refoulement de la station de reprise d'El Hakimia vers le réservoir tampon (CTN=1156,59 m) sur une distance de 9496,30 ml avec un diamètre de **200 mm** ;
- Un tronçon gravitaire qui comprend deux conduites en série avec des diamètres de **200 mm** et **160 mm** sur des distances de 7610,67 ml et 813,88 ml respectivement.

Chapitre IV

Etude des réservoirs

Chapitre IV. Etude des réservoirs**IV.1. Introduction**

Le réservoir d'alimentation en eau potable est un ouvrage dont le rôle principal est de remplir au cours des périodes de faible consommation pour restituer pendant les périodes de fortes consommations. Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires pour vérifier si les réservoirs existants dans les deux communes suffiront, nous calculons aussi le volume du réservoir tampon et les bâches d'aspiration.

IV.2. Utilité des réservoirs

Le réservoir présente deux utilités (technique et économique) par les multiples fonctions qu'il remplit :

IV.2.1. Fonctions techniques

- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution.
- L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés dans la partie amont.
- La participation au traitement (utilisation de réactifs).

IV.2.2. Fonctions économiques

- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.
- La réduction des coûts de l'énergie.

IV.3. Classification des réservoirs**IV.3.1. Selon le matériau**

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé, ordinaire ou précontraint.

IV.3.2. Selon la situation des lieux

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi-enterrés ;
- Réservoirs surélevé, sur tour.

IV.3.3. Selon la forme

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- Carrés.

IV.4. Emplacement des réservoirs

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression ;
- Dans le cas d'un terrain plat, on place un réservoir surélevé dont la cote du radier est supérieure à toute cote piézométrique au niveau de l'agglomération (la cote du radier de la cuve pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération);
- Dans le cas où l'agglomération présente une dénivelée important on fait une distribution par zones étagées.

IV.5. Calcul des réservoirs (capacité+dimensions)

IV.5.1. Calcul analytique de la capacité du réservoir de stockage

Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation, et il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24h.

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

$$V_u = \frac{\alpha(\%) \times Q_{max,j}}{100} [m^3] \dots \dots \dots (IV-1)$$

V_u : Volume utile (m^3) ;

α : Fraction horaire du débit maximum journalier(%) ;

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

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_T = V_u + V_{inc} [m^3] \dots \dots \dots (IV-2)$$

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

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

IV.5.2. Détermination du volume du réservoir tampon

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

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} [m^3] \dots \dots \dots (IV-3)$$

V_r : volume de régulation (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie (m^3).

$$V_r = Q_0 \times T \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(IV-4)}$$

Q_0 : Le débit transite dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon (m^3/h).

T : Temps d'arrêt de pompage en (h).

IV.5.3. Dimensions de la cuve du réservoir

La hauteur optimale d'eau (h) utile est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages. On détermine en conséquence le diamètre de la cuve. au dessus du plan d'eau du réservoir, on aménage un espace (matelas d'air) d'une épaisseur de 0,25 à 1m.

IV.5.3.1. Le diamètre D de la cuve

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(IV-5)}$$

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

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur optimale d'eau (m).

IV.5.3.2. La hauteur totale H du réservoir

$$H = h + R \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(IV-6)}$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur optimale d'eau (m) ;

R : revanche (m).

IV.5.4. Capacité de la bache d'aspiration de la station de pompage(SP)

La bache d'aspiration dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache d'aspiration est déterminé selon la formule suivante

$$V_b = \frac{Q_{max,j} \times t}{t_p} \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(IV-7)}$$

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier total (m^3/j) ;

t_p : le temps de pompage(h) ;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25h$).

IV.6. Equipements des réservoirs d'alimentation

IV.6.1. Conduite d'arrivée

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

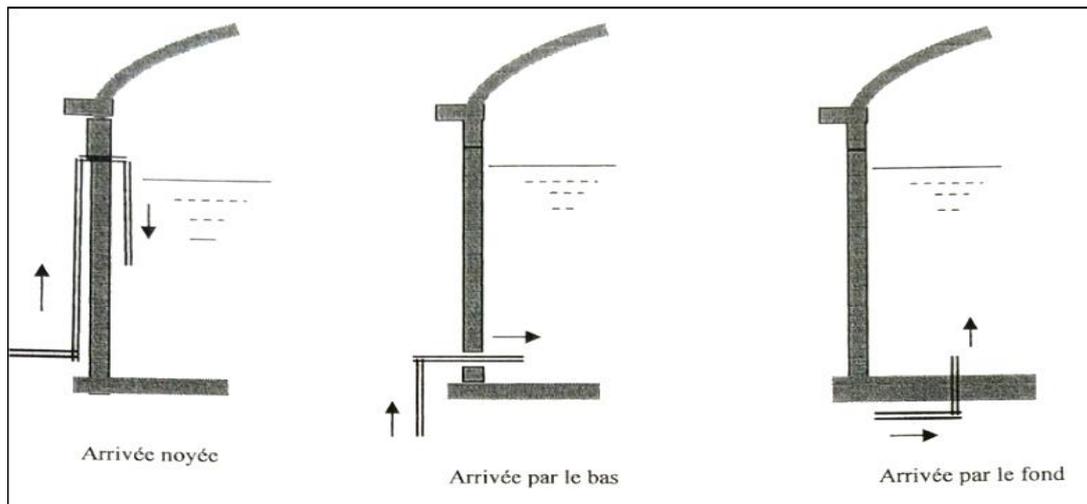


Figure IV.1 : Les différents types d'arrivée de la conduite (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

IV.6.2. Conduite de départ

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au dessus du radier (15 à 20) cm pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).cette conduite est équipée **d'une vanne à survitesse**.

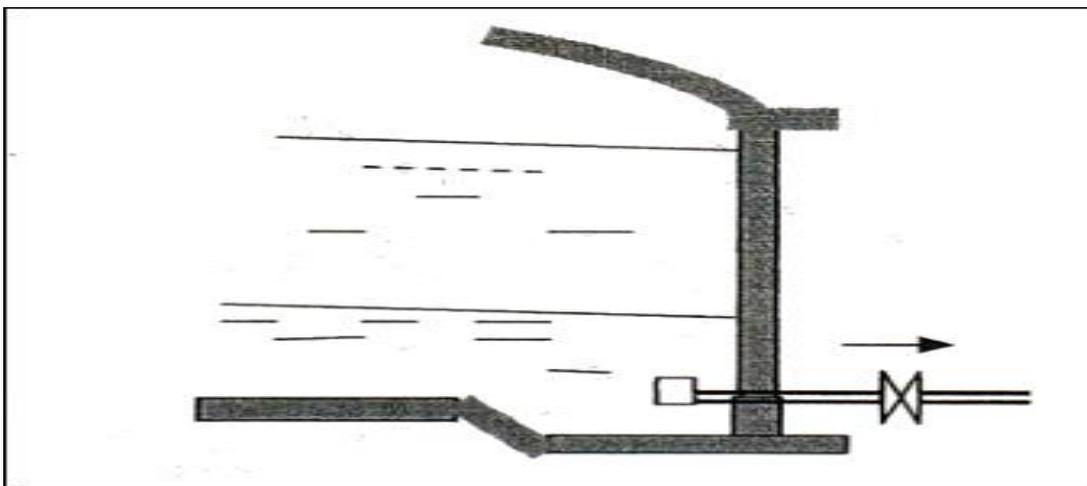


Figure IV.2 : Point de départ de la conduite de distribution (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

IV.6.3. Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir au cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimentée chaque cuve doit avoir une conduite trop plein.

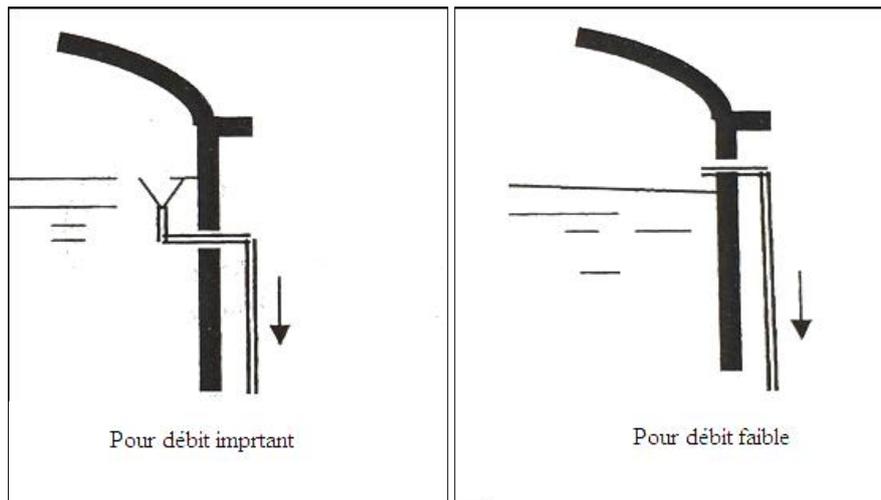


Figure IV.3: Les différentes dispositions de la conduite trop plein (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

IV.6.4. La conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est muni d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre).

A la sortie des deux conduites (trop plein +vidange) on prévoit un joint hydraulique pour éviter l'entrée des insectes et des animaux dans le réservoir.

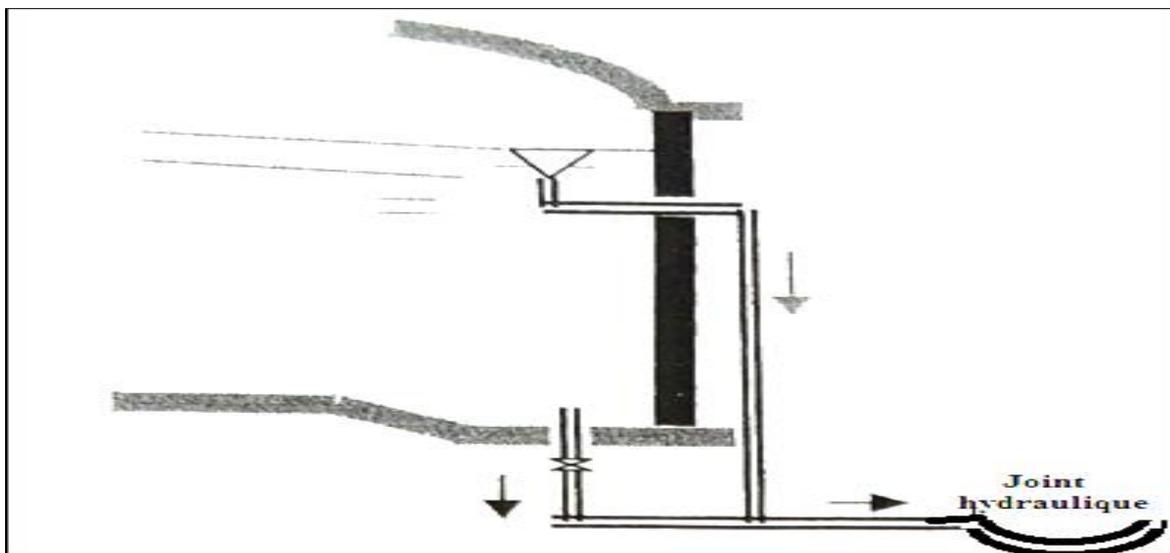


Figure IV.4: Conduite de vidange et conduite trop plein raccordées (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

IV.6.5. Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite d'arrivée et la conduite de départ. Elle est utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien.

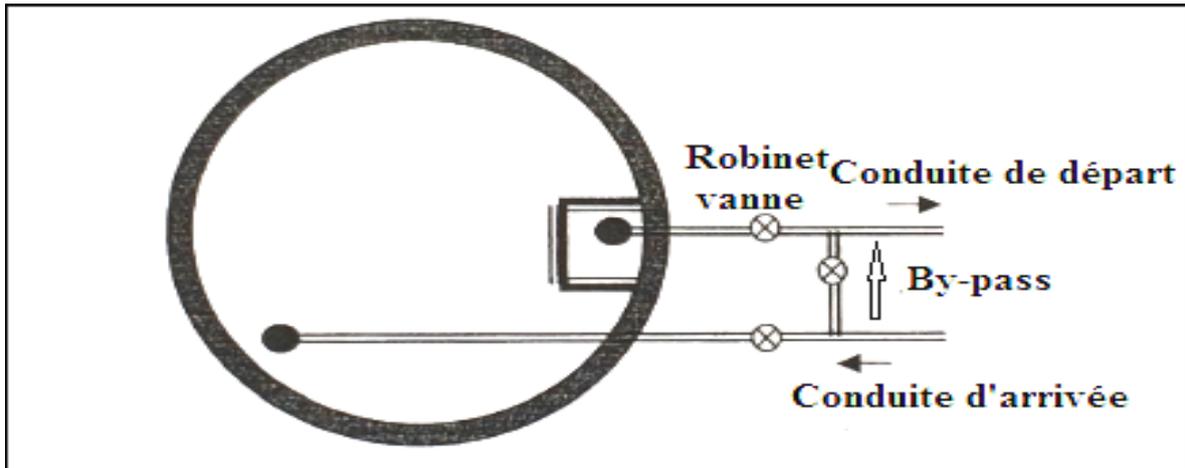


Figure IV.5: Conduite by-pass (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

IV.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve d'incendie une fois son niveau est atteint ; on distingue le système à deux prises et le système à siphon.

IV.6.6.1. Système à siphon

Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.

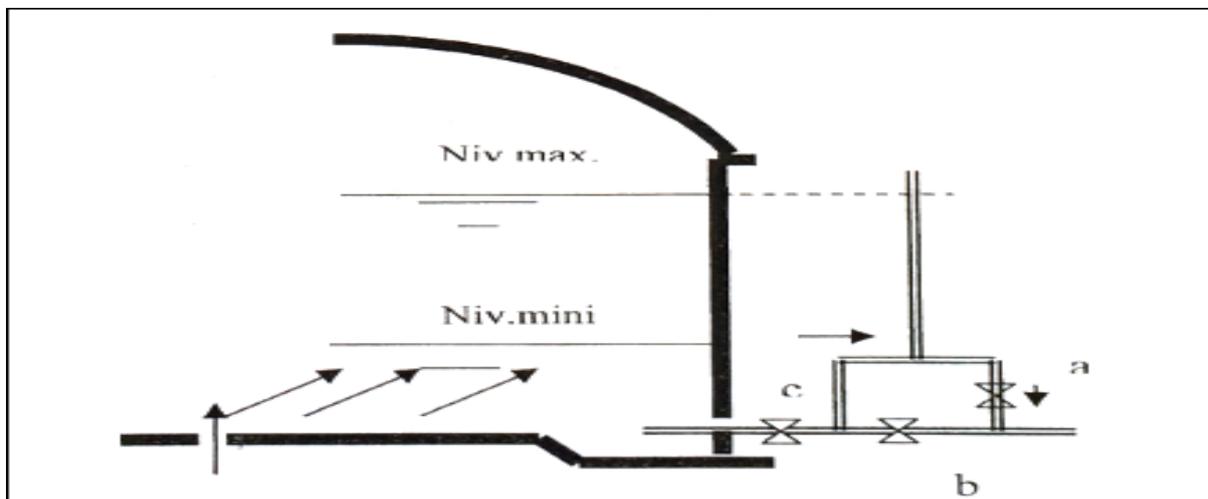


Figure IV.6: Système d'incendie à siphon (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014)

IV.6.6.2. Système d'incendie à deux prises

Ce système est rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).

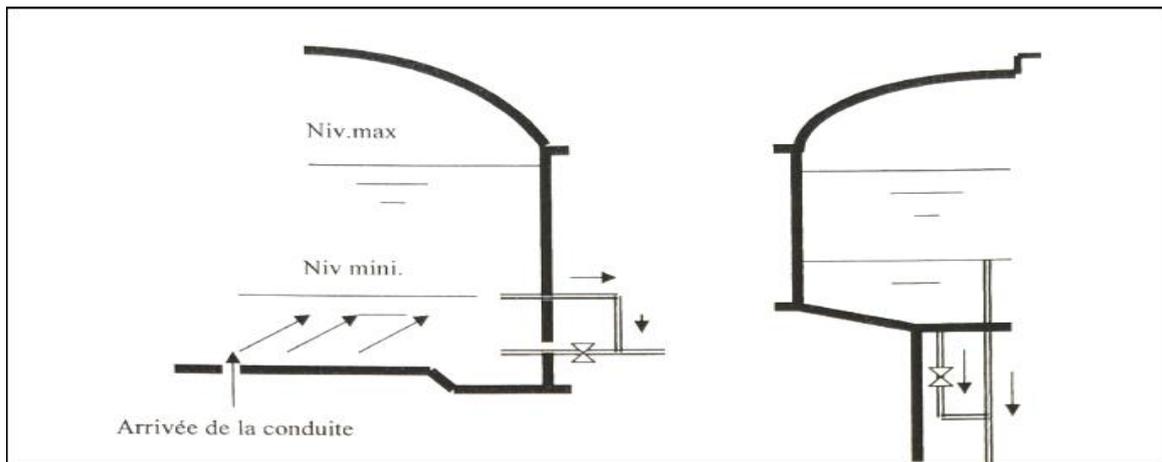


Figure IV.7: Système d'incendie à deux prises (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014

IV.7. Quelques recommandations sur les réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure 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.
- Il doit être installé 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 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.
- Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

IV.8. Calcul des réservoirs

IV.8.1. Réservoir de stockage

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir.

L'estimation de la capacité totale du réservoir se fait par la méthode analytique.

IV.8.1.1. Calcul de la capacité du réservoir d'El Hakimia

En fonction du régime de consommation de l'agglomération d'El Hakimia et le régime de la station de pompage de Sour El Ghoulane fonctionnant 20h/24, déterminons analytiquement la capacité du réservoir (voir tableau IV.1).

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir d'EL Hakimia.

Heures	Consommation d'eau	Refoulement d'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
(h)	%	%	%	%	
00-01	1,00	5,00	4,00		13,00
01-02	1,00	5,00	4,00		17,00
02-03	1,00	5,00	4,00		21,00
03-04	1,00	5,00	4,00		25,00
04-05	2,00	5,00	3,00		28,00
05-06	3,00	5,00	2,00		30,00
06-07	5,00	5,00	0,00		30,00
07-08	6,50	5,00		-1,50	28,50
08-09	6,50	5,00		-1,50	27,00
09-10	5,50	5,00		-0,50	26,50
10-11	4,50	5,00	0,50		27,00
11-12	5,50	5,00		-0,50	26,50
12-13	7,00	5,00		-2,00	24,50
13-14	7,00	5,00		-2,00	22,50
14-15	5,50	5,00		-0,50	22,50
15-16	4,50	5,00		0,50	23,00
16-17	5,00	5,00		0,00	23,00
17-18	6,50	0,00		-6,50	16,50
18-19	6,50	0,00		-6,50	9,50
19-20	5,00	0,00		-5,00	4,50
20-21	4,50	0,00		-4,50	0,00
21-22	3,00	5,00	2,00		2,00
22-23	2,00	5,00	3,00		5,00
23-24	1,00	5,00	4,00		9,00

Calcul de la capacité du réservoir d'El Hakimia :

- Le volume utile sera : $V_u = \frac{30 \times 1365,45}{100} = 409,635 \text{ m}^3$
 - Le volume total sera : $V_T = V_u + V_{inc} = 409,635 + 120 = 529,635 \text{ m}^3$
 - La capacité normalisée est $V_n = 550 \text{ m}^3$
- Donc le réservoir existant de 200 m^3 ne suffit pas on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 350 m^3 .

Tableau IV.2 : Caractéristiques du réservoir projeté d'El Hakimia.

V (m ³)	h (m)	D (m)	H (m)
350	4,5	10	5

IV.8.1.2. Calcul de la capacité du réservoir de Hadjera Zerga

Le calcul de volume de stockage nécessaire pour cette commune est effectué dans le tableau IV.3 :

Tableau IV.3 : Evaluation du volume utile du réservoir de Hadjera Zerga.

Heures	Consommation d'eau	Apport d'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
(h)	%	%	%	%	
00-01	1,00	4,17	3,17		9,68
01-02	1,00	4,17	3,17		12,85
02-03	1,00	4,17	3,17		16,02
03-04	1,00	4,17	3,17		19,19
04-05	2,00	4,17	2,17		21,36
05-06	3,00	4,17	1,17		22,53
06-07	5,00	4,17		-0,83	21,70
07-08	6,50	4,17		-2,33	19,37
08-09	6,50	4,17		-2,33	17,04
09-10	5,50	4,17		-1,33	15,71
10-11	4,50	4,17		-0,33	15,38
11-12	5,50	4,17		-1,33	14,05
12-13	7,00	4,17		-2,83	11,22
13-14	7,00	4,17		-2,83	8,39
14-15	5,50	4,17		-1,33	7,06
15-16	4,50	4,17		-0,33	6,73
16-17	5,00	4,17		-0,83	5,90
17-18	6,50	4,17		-2,33	3,57
18-19	6,50	4,17		-2,33	1,24
19-20	5,00	4,17		-0,83	0,41
20-21	4,50	4,17		-0,33	0,00
21-22	3,00	4,17	1,17		1,17
22-23	2,00	4,17	2,17		3,34
23-24	1,00	4,17	3,17		6,51

Calcul de la capacité du réservoir de Hadjera Zerga :

- Le volume utile sera : $V_u = \frac{22,53 \times 2248,86}{100} = 506,67 \text{ m}^3$
- Le volume total sera : $V_T = V_u + V_{inc} = 409,635 + 120 = 626,67 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée est $V_n = 650 \text{ m}^3$
- Donc le réservoir existant de 500 m^3 ne suffit pas on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 150 m^3 .

Tableau IV.4 : Caractéristiques du réservoir projeté de Hadjera Zerga.

V (m ³)	h (m)	D (m)	H (m)
150	3	8	3,5

IV.8.2. Réservoir tampon

- $V_r = Q_0 \times T = 93,7025 \times 4 = 374,81 \text{ m}^3$

- La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 494,81 \text{ m}^3$$

- On le normalise à un volume de **500 m³**

➤ Pour la forme circulaire et Pour une hauteur optimale d'eau de 3m

- Le diamètre de la cuve

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 5}} = 11,28 \text{ m}$$

On normalise à **D=11,5 m**

- La hauteur totale du réservoir est :

$$H = h + R = 5,5 \text{ m}$$

Tableau IV.5 : Caractéristiques du réservoir tampon.

V (m ³)	h (m)	D (m)	H (m)
500	4	11,5	5,5

IV.8.3. Calcul de la capacité des bâches d'aspiration

IV.8.3.1. La station de pompage de Sour El Ghozlane

$$V_b = \frac{Q_{max,j,tot} \times t}{t_p} = \frac{3614,31 \times 0,25}{20} = 45,18 \text{ m}^3 \text{ on normalise à } 50 \text{ m}^3$$

IV.8.3.2. La station de reprise d'El Hakimia

$$V_b = \frac{Q_{max,j} \times t}{t_p} = \frac{2248,86 \times 0,25}{20} = 28,11 \text{ m}^3 \text{ on normalise à } 30 \text{ m}^3$$

IV.9. Conclusion

À la fin de ce chapitre on conclut qu'on doit projeter les ouvrages suivants :

- Un réservoir de distribution d'une capacité de **350 m³** au niveau de la commune El Hakimia qui va être jumelé avec le réservoir existant de 200 m³.
- Un réservoir de distribution d'une capacité de **150 m³** au niveau de la commune Hadjera Zerga qui va être jumelé avec le réservoir existant de 500 m³.
- Un réservoir tampon d'une capacité de **150 m³**.
- Une bâche d'aspiration pour la station de pompage de Sour El Ghozlane avec un volume de **50 m³**.
- Une bâche d'aspiration pour la station de reprise d'El Hakimia avec un volume de **30 m³**.

Chapitre V

Etude du pompage

Chapitre V. Etude du pompage**V.1. Introduction**

La topographie de notre zone d'étude nous impose de projeter deux stations de pompage pour relever l'eau d'un point bas vers un point haut. Le but de ce chapitre est le choix des équipements hydromécaniques et électriques appropriés à chaque station pour assurer leur bon fonctionnement après avoir choisi le bon emplacement.

V.2. Emplacement de la station de pompage

Pour le choix de l'emplacement de la station de pompage, il faut respecter les critères suivants :

- Le site de projet doit être géologiquement stable ;
- Rapprocher les ouvrages (la prise d'eau la- station de pompage et ouvrage d'arrivée) ;
- Éviter les zones inondables ;
- Accès aux réseaux électriques ;
- Prévoir un revêtement routier pour l'accès à la station de pompage ;
- Réduire les travaux de terrassement ;
- Éviter les contre pente ;
- Prévoir un réseau de drainage des eaux de pluie ;
- Prévoir une plate forme à l'entrée de la station de pompage ;
- Distance entre un aéroport et la station doit être supérieure à 30Km ;
- Éviter les zones très accidentées ;
- L'emplacement de la prise d'eau doit être en amont de l'agglomération.

V.3. Choix des équipements hydromécaniques et énergétiques d'une station de pompage**V.3.1. Choix du nombre de pompe**

- Nombre de pompe minimal ;
- Meilleur rendement ;
- (NPSH)_r minimal ;
- Vitesse de rotation élevée ;
- Puissance absorbée minimale.

V.3.2. Choix du type de pompe

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la 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 fabriqué en série.

V.3.3. Choix du moteur électrique

- Puissance absorbée de la pompe ;
- Position de l'arbre de transmission horizontal ou vertical ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Vitesse de rotation de la pompe ;

- La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ [tr/min]} \dots\dots\dots (V-1)$$

- La puissance du moteur

$$P_m = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_m} \text{ [KW]} \dots\dots\dots (V-2)$$

η_{acc} : Accouplement moteur-pompe ;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (0,92-0,95)$,

K : coefficient qui dépend de la puissance de la pompe.

Tableau V.1 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.

P(KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	>200
K	2	2-1,3	1,3-1,2	1,2-1,1	1,1-1,05	1,05

V.4. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q], [(NPSH)_r-Q]

V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

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

$$H_c = H_g + RQ^\beta \dots\dots\dots (V-3)$$

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s²/m⁵) elle est donnée par :

$$R = \frac{K' \times L}{D^m} \text{ [s}^2/\text{m}^5\text{]} \dots\dots\dots (V-4)$$

D: Diamètre de la conduite (m).

V.6. Point de fonctionnement des pompes

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement, afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q] déterminée par l'installateur de la pompe.

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

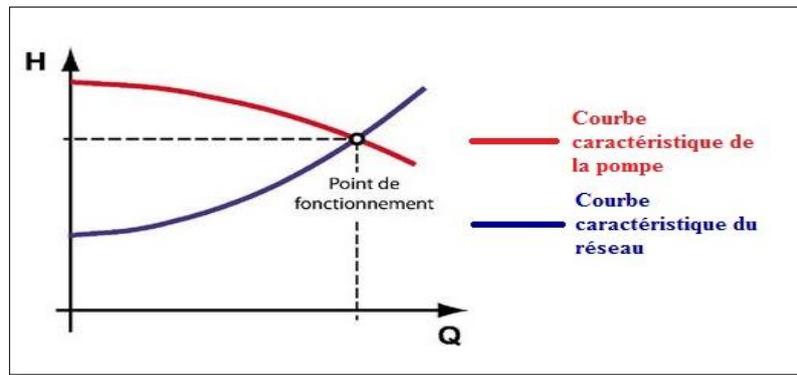


Figure V.1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement (www.docplayer.fr).

V.7. Modes de réglage

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

V.7.1. Débit disponible > Débit appelé

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

V.7.1.1. 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.

V.7.1.2. Réglage quantitatif

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{ap,van} = \eta_{av,van} \frac{H_{app}}{H_{app}+h_v} [\%] \dots\dots\dots (V-5)$$

$\eta_{ap,van}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{av,van}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} [m] \dots\dots\dots (V-6)$$

H' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

V.7.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

V.7.1.4. 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \text{ [h]} \dots\dots\dots (V-7)$$

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).

V.7.1.5. Changement du type de la pompe

V.7.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

V.7.2.1. Qualitatif

Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

V.7.2.2. Changement de type de pompe

V.7.2.3. 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.

⇒ Les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

V.8. Etude de la cavitation

V.8.1. Définition

On appelle cavitation le phénomène d'apparition, dans un liquide, de poches remplies de vapeur et de gaz provoquée par l'abaissement de la pression sans apport de chaleur.

V.8.2. Conséquences

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

V.8.3. Condition de non-cavitation

$$\begin{cases} (NPSH)_r < (NPSH)_d \\ (NPSH)_d = (NPSH)_r + r; \quad r = (0,1 \div 0,5)m \end{cases} \dots\dots\dots (V-8)$$

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 affaire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

- Installation en charge:

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

- Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = -[(NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}] \text{ [m] (V-10)}$$

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

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

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.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

- **Vérification de la vitesse admissible à l'aspiration**

- Pour le PEHD : 0,5 m/s ≤ V_a ≤ 1,5 m/s

V.9. Calage de la pompe

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

- Installation en charge

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \text{ [m] (V-11)}$$

- Installation en aspiration

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \text{ [m] (V-12)}$$

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

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

V.10. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe

Tableau V.3: Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.

Equipements en amont	Diamètre de la conduite d'aspiration	$Da=(1,2\text{ à }1,5)da$	da: diamètre de la tubulure d'aspiration
	Butée	$H_{butée}=30\text{cm si } Da < 500\text{mm}$	
		$H_{butée}=1\text{m si } Da > 500\text{mm}$	
	Longueur du convergent	$Lc=(3,5 \text{ à } 4)(Da-da)$	
Longueur du tronçon après convergent	$L_{tr\ asp} > 2Da$		

Tableau V.4: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe.

Equipements en aval	Diamètre de la conduite de refoulement	étude technico-économique	
	Longueur du tronçon avant divergent	$L_{tr\ ref} > 2Dr$	
	Longueur du divergent	$L_{div} = (3,5 \text{ à } 4)(Dr-dr)$	dr: diamètre de la tubulure de refoulement
	Vanne	$DN=Dr$	
	Clapet	$DN=Dr$	
	Vidange	$DN=0,25Dr$	

V.11. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

V.11.1. Hauteur du bâtiment

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ [m] (V-13)}$$

h_5 : Distance verticale

$$h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve} \text{ [m] (V-14)}$$

h_p :Hauteur de la pompe ;

h_{socle} :Hauteur de socle 0,3 à 0,5 m ;

$h_{reserve}$: Hauteur de réserve=0,5m ;

h_6 : Hauteur réservé à l'homme 2,2m ;

h_7 : Hauteur de pont roulant ;

h_8 : Hauteur de profilée 0,8m ;

h_9 : Hauteur de sécurité 0,5m.

V.11.2. Longueur du bâtiment

$$L_b = (n_p L) + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2s \text{ [m] (V-15)}$$

L_{int} : Distance entre 2 deux pompes voisines (0,8 à 1,2) m;

L_{pf} : Largeur de la plate-forme de montage =1.5*distance entre les pompes (m);

n_p : Nombre d pompe + pompe de secours ;

L_r : Largeur de l'armoire électrique ;

L : Longueur du moteur + la pompe ;

S : épaisseur de mur (20cm).

V.11.3. Largeur du bâtiment

$$B = B_m + l_{\text{bureau}} + 1.2 \text{ [m]} \dots\dots\dots (V-16)$$

Largeur de la salle des machine $B_m = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \text{ [m]} \dots\dots\dots (V-17)$

Avec :

l_1 : Distance entre le mur et le 1er organe (20 à 30) cm ;

l_2 : Distance entre les tubulures ;

l_3 : Longueur des accessoires a l'aspiration ;

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement ;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_{div} + l_j \text{ [m]} \dots\dots\dots (V-18)$$

l_p : Longueur de la pompe ;

l_{tr} : Longueur de tubulure de refoulement ;

l_{ta} : Longueur de tubulure d'aspiration ;

l_c : Longueur de convergent ;

l_{div} : Longueur de divergent ;

l_j : Longueur des joints ;

V.12. Equipements auxiliaires de la station de pompage

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique

V.12.1. Appareillage de contrôle

Tout ce qui concerne les appareils de mesure et de contrôle (débit, pression, température et de qualité d'eau).

V.12.2. Système de ventilation

Son rôle est d'évacuer la chaleur du au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

V.12.3. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. Il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur.

$$P = (1,1 \div 1,3) P_{GEP} \text{ [tonne]} \dots\dots\dots (V-19)$$

Si $P < 1$ tonne \longrightarrow Pont roulant à commande manuelle ;

Si $P > 1$ tonne \longrightarrow Pont roulant à commande électrique ;

V.12.4. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage.

V.12.5. Système de commande automatique et de contrôle

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance.

V.12.6. Système anti incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

V.13. Application à l'adduction par refoulement de notre étude

V.13.1. Pour la station de pompage de Sour El Ghozlane

V.13.1.1. Choix du nombre et type de pompe

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes, nous devons avoir un système de pompage qui assure $Q_{app} = 50,20$ l/s et une $HMT = 176,70$ m. On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-5):

Tableau V.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Débit (l/s)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	Courbe/roue
1	50,20	176,70	73,9	174	48,60	1450	8	112	2,61	A
2	25,10	176,70	73,1	186	27,50	1450	11	68,9	1,89	B [1]
3	16,73	176,70	68,7	182	17,60	2900	6	43,3	1,96	B [1]

A partir du tableau (V-5), on déduit que la variante de trois (02) pompes (+ une pompe de secours) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée, (NPSH)_r minimal et nombre de pompes en parallèle.

V.13.1.2. Choix du moteur électrique

V.13.1.2.1. La vitesse de rotation du moteur

$$N_m = N_p \pm 200 = 1450 \pm 200 \text{ tr/min}$$

V.13.1.2.2. Puissance du moteur

$$P_m = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_m} = \frac{9,81 \times 0,0251 \times 176,70 \times 1,18}{1 \times 0,731 \times 0,95} = 73,92 \text{ KW}$$

V.13.1.2.3. Caractéristiques du moteur :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 37 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F

➤ Degré de protection IP 55

V.13.1.3. Courbes caractéristiques des pompes

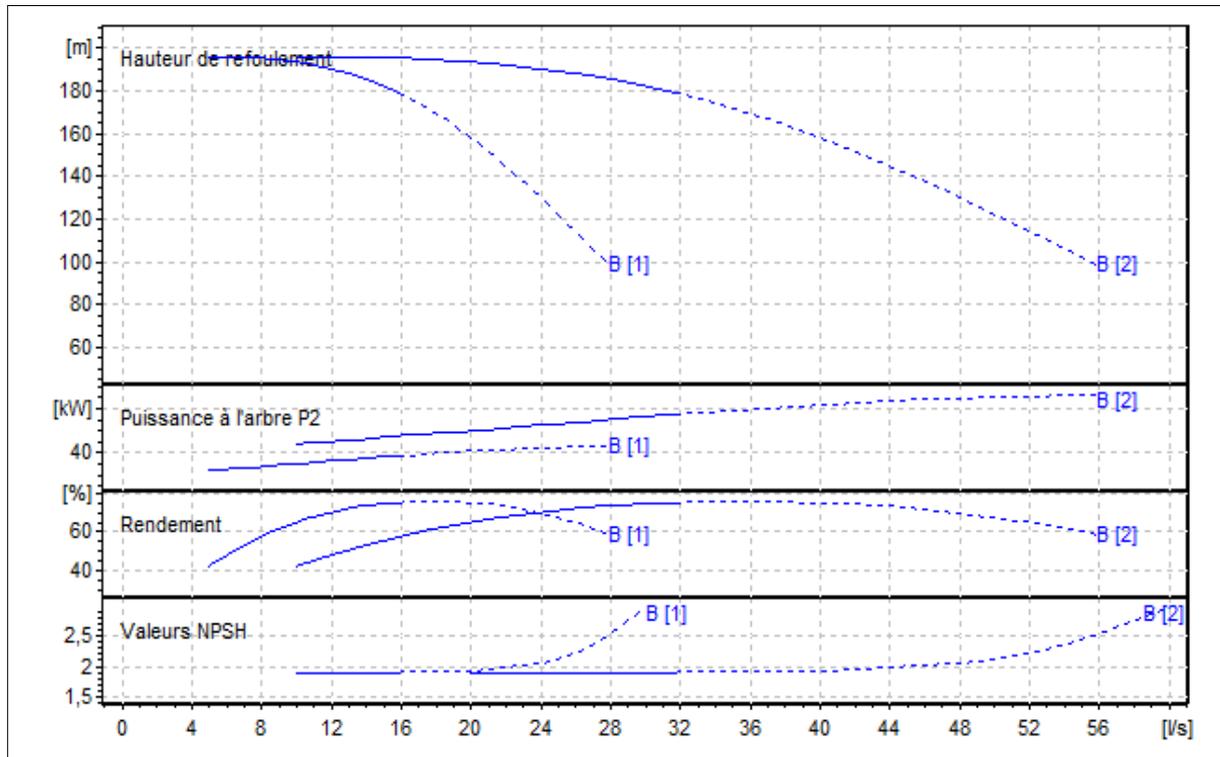


Figure V.2: Courbes caractéristiques des pompes de la station de Sour El Ghozlane.

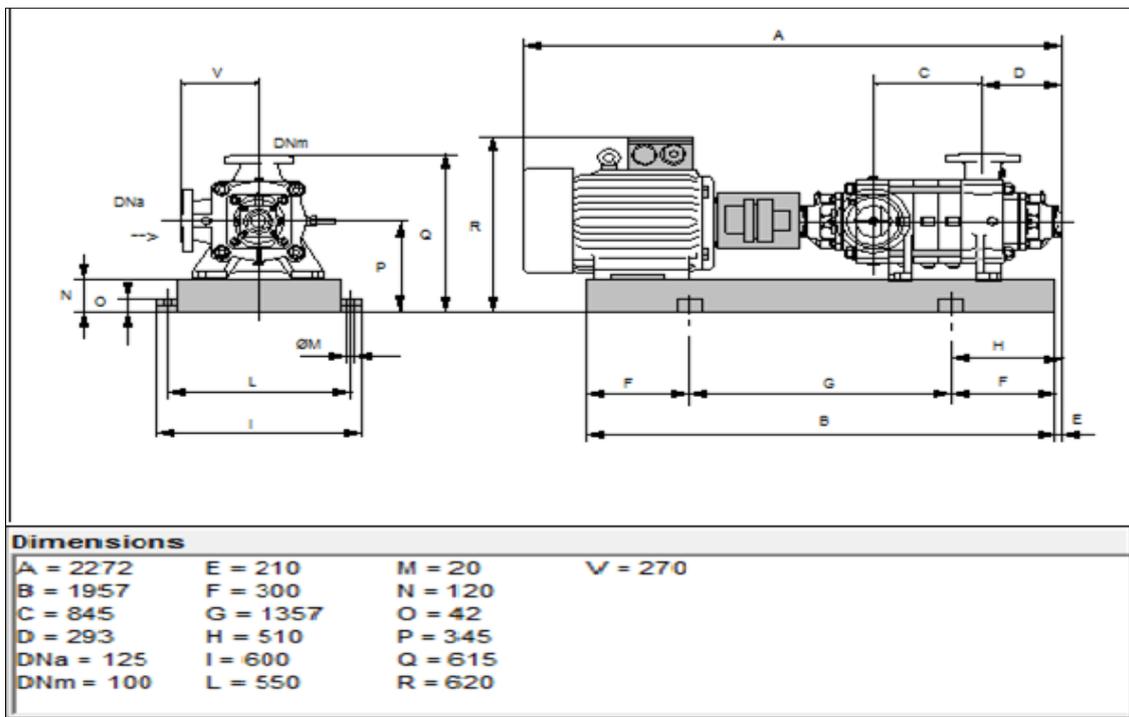


Figure V.3: Schéma et dimensions de la pompe.

V.13.1.4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Tableau V.6: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia).

N°	Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Déc (mm)	K'	ΔHt (m)	Hc (m)
1	0	127,88	8618,02	250	0,001052	0	127,88
2	10	127,88	8618,02	250	0,001052	1,9367495	129,81675
3	20	127,88	8618,02	250	0,001052	7,7469981	135,627
4	30	127,88	8618,02	250	0,001052	17,430746	145,31075
5	40	127,88	8618,02	250	0,001052	30,987993	158,86799
6	46	127,88	8618,02	250	0,001052	40,98162	168,86162
7	50	127,88	8618,02	250	0,001052	48,418738	176,29874
8	56	127,88	8618,02	250	0,001052	60,736465	188,61647

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 40,2l / s < Q_{app} = 50,20l / s \\ H_{Pf} = 160m < H_{app} = 176,70m \end{cases}$$

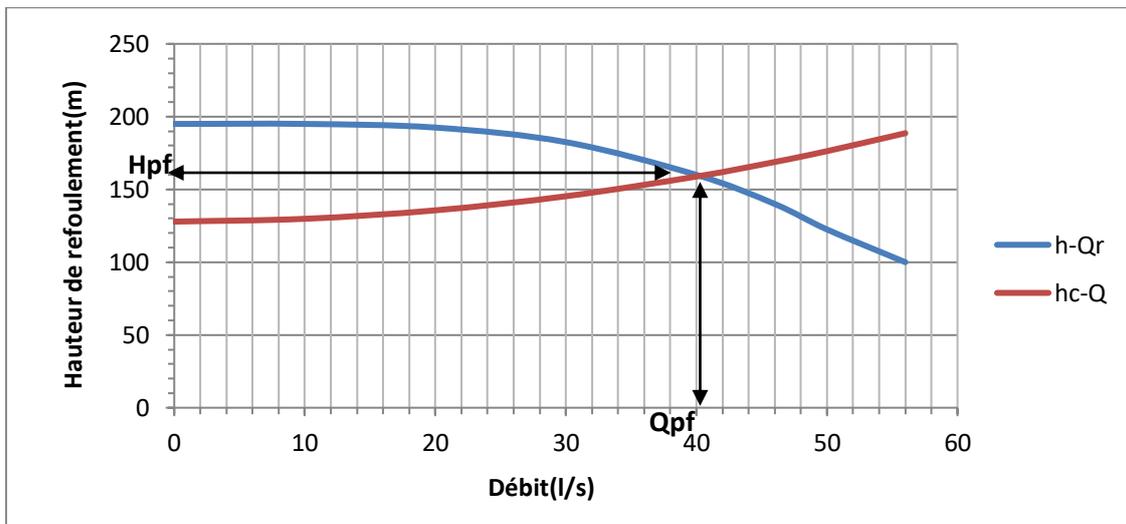


Figure V.4: Point de fonctionnement de la pompe de SP Sour El Ghozlane.

⇒ Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement inférieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.13.1.5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

- La nouvelle vitesse de la pompe sera
D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{Pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} = 1450 \frac{25,10}{20,10} = 1810,70 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.
 n : la nouvelle vitesse de la pompe.

V.13.1.6. Etude de la cavitation

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,89 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 964,48 \Rightarrow P_{at} = 8,99 \text{ m.c.e}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$
- Raccord d'aspiration: $d_a = 125 \text{ mm}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 \text{ à } 1,5) d_a = 1,2 * 125 = 150 \text{ mm}$

Tableau V.7: Caractéristiques de la conduite d'aspiration.

Da (mm)	Va (m/s)	La (m)	Q (m ³ /s)	$\sum h_p^{asp}$ (m)
200	1,19	10	0,0251	0,041

- Installation en charge:

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

$$h_{asp}^{adm} = 1,89 + 0,3 - 8,99 + 0,24 + 0,041 + \frac{1,19^2}{2 * 9,81}$$

$$h_{asp}^{adm} = -6,45\text{m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

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

$$h_{asp}^{adm} = 8,99 - 1,89 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,24^2}{2 * 9,81} - 0,041$$

$$h_{asp}^{adm} = 6,45\text{m}$$

V.13.1.7. Calage de la pompe

- Installation en aspiration

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 964,48 + 6,43 - 0,2 = 970,73 \text{ m}$$

V.13.1.8. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe

Tableau V.8: Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.

Equipements en amont	Diamètre de la conduite d'aspiration	Da=200mm	da: diamètre de la tubulure d'aspiration=125mm
	Butée	H _{butée} =30cm	
	Longueur du convergeant	Lc=30cm	
	Longueur du tronçon après convergeant	L _{tr asp} =50cm	

Tableau V.9: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe.

Equipements en aval	Diamètre de la conduite de refoulement	DN=250mm	
	Longueur du tronçon avant divergeant	L _{tr ref} =60cm	
	Longueur du divergeant	Ldiv=60cm	dr: diamètre de la tubulure de refoulement=100mm
	Vanne	DN=250mm	
	Clapet	DN=250mm	
	Vidange	DN=62,5mm	

V.13.1.9. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

Tableau V.10: Les dimensions de la station de pompage de Sour El Ghozlane.

Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
5,50	14,20	8,30

V.13.2. Pour la station de reprise d'El Hakimia

V.13.2.1. Choix du nombre et type de pompe

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes, nous devons avoir un système de pompage qui assure Q_{app}= 31,23 l/s et une HMT=106,71 m. On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-5):

Tableau V.11: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Débit (l/s)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	Courbe/roue
1	31,23	106,71	74,9	109	31,90	1450	6	46,3	1,63	D
2	15,615	106,71	68	110	16,10	1450	11	25,4	1,38	A[1]
3	10,41	106,71	64,5	112	11,10	2900	6	18,7	2,27	E[1]

A partir du tableau (V-6), on déduit que la variante d'une (01) pompe (+ une pompe de secours) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

V.13.2.2. Choix du moteur électrique

V.13.2.2.1. La vitesse de rotation du moteur

$$N_m = N_p \pm 200 = 1450 \pm 200 \text{ tr/min}$$

V.13.2.2.2. Puissance du moteur

$$P_m = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_m} = \frac{9,81 \times 0,03123 \times 106,71 \times 1,22}{1 \times 0,749 \times 0,95} = 56,05 \text{ KW}$$

V.13.2.2.3. Caractéristiques du moteur

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 55 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V.13.2.3. Courbes caractéristiques des pompes

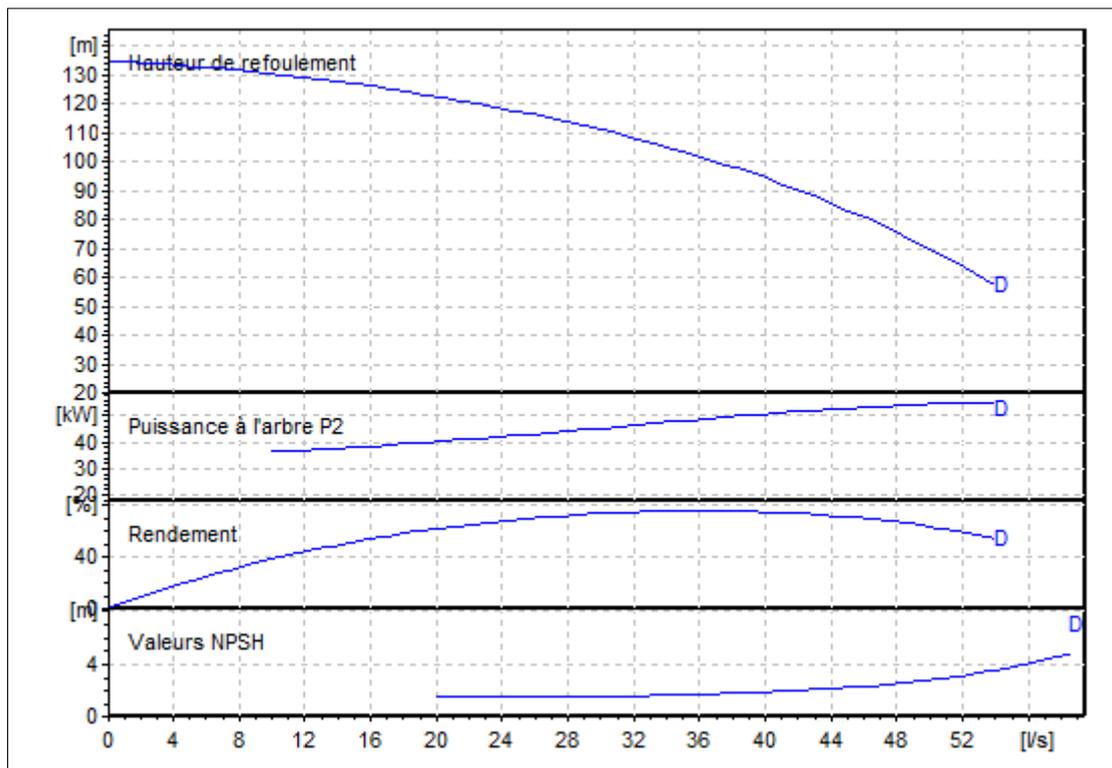


Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise d'El Hakimia.

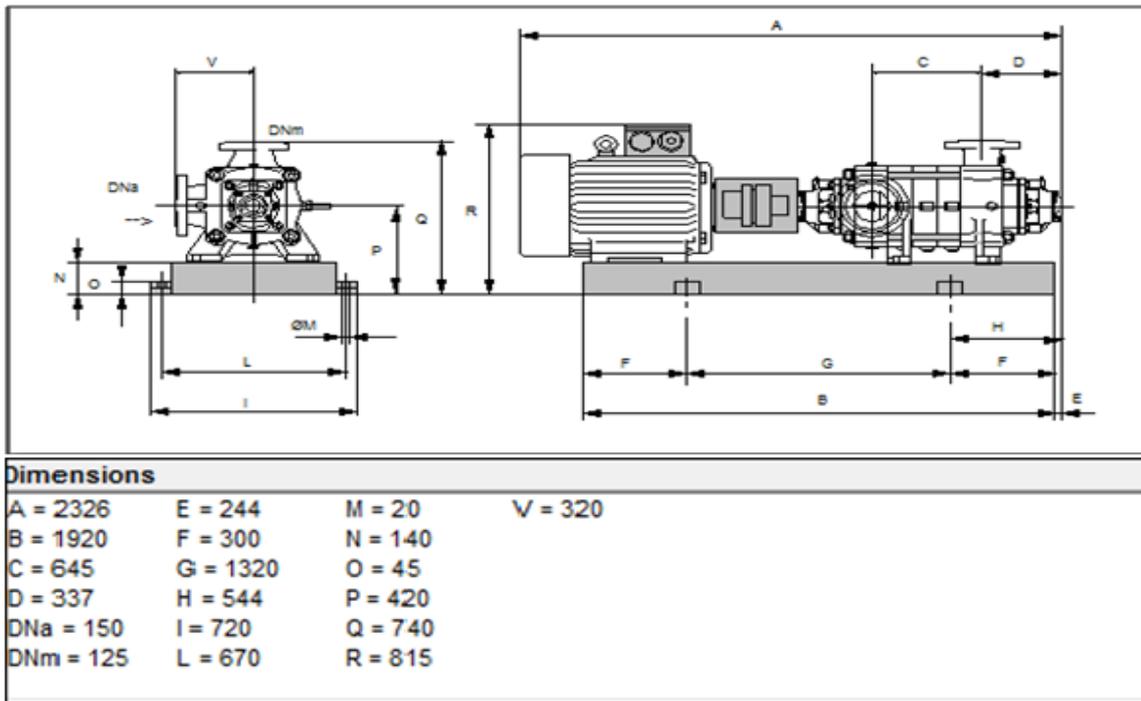


Figure V.6: Schéma et dimensions de la pompe.

V.13.2.4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Tableau V.12 : Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR El Hakimia-R tampon).

N°	Q (l/s)	Hg(m)	Lref (m)	Déc (mm)	K'	ΔHt (m)	Hc (m)
1	0	64,23	9496,3	200	0,001052	0	64,23
2	5	64,23	9496,3	200	0,001052	1,0888365	65,318837
3	10	64,23	9496,3	200	0,001052	4,3553461	68,585346
4	15	64,23	9496,3	200	0,001052	9,7995288	74,029529
5	20	64,23	9496,3	200	0,001052	17,421385	81,651385
6	25	64,23	9496,3	200	0,001052	27,220913	91,450913
7	30	64,23	9496,3	200	0,001052	39,198115	103,42812
8	35	64,23	9496,3	200	0,001052	53,35299	117,58299
9	40	64,23	9496,3	200	0,001052	69,685538	133,91554
10	45	64,23	9496,3	200	0,001052	88,195759	152,42576
11	50	64,23	9496,3	200	0,001052	108,88365	173,11365

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-6).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 32,2l / s > Q_{app} = 31,23l / s \\ H_{Pf} = 108m > H_{app} = 106,71m \end{cases}$$

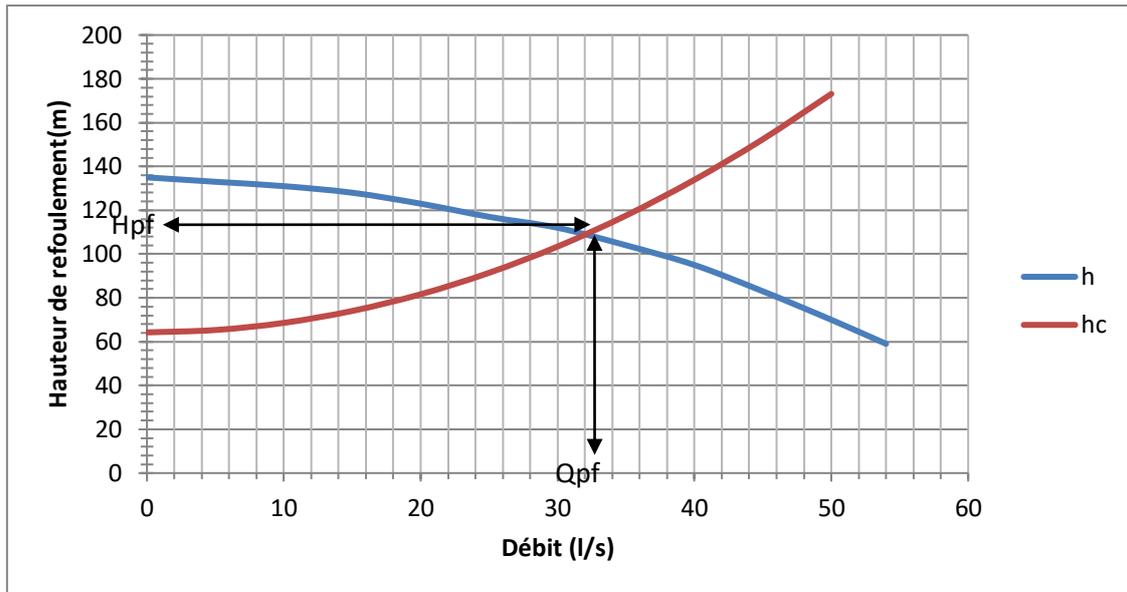


Figure V.7: Point de fonctionnement de la pompe de SR El Hakimia.

⇒ Le débit appelé étant dans l'intervalle $[Q_{pf}-10\% \div Q_{pf}+10\%] = [28,98l/s \div 35,42l/s]$ par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.13.2.5. Etude de la cavitation

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,63m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33-0,00139 * 1092,36 \Rightarrow P_{at} = 8,81mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Raccord d'aspiration: $d_a=150 mm$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a=(1,2\grave{a}1,5)d_a=1,2\times150=180 mm$

Tableau V.13: Caractéristiques de la conduite d'aspiration.

Da (mm)	Va (m/s)	La (m)	Q (m ³ /s)	$\sum h_p^{asp}$ (m)
250	0,95	10	0,03123	0,023

- Installation en charge:

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

$$h_{asp}^{adm} = 1,63 + 0,3 - 8,81 + 0,24 + 0,023 + \frac{0,95^2}{2 * 9,81}$$

$$h_{asp}^{adm} = -6,57m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

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

$$h_{asp}^{adm} = 8,81 - 1,63 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,95^2}{2 * 9,81} - 0,023$$

$$h_{asp}^{adm}=6,57m$$

V.13.2.6. Calage de la pompe

- Installation en aspiration

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 964,48 + 6,43 - 0,2 = 970,71m$$

V.13.2.7. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe

Tableau V.14: Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.

Equipements en amont	Diamètre de la conduite d'aspiration	Da=250 mm	da: diamètre de la tubulure d'aspiration=125mm
	Butée	Hbutée=30cm	
	Longueur du convergeant	Lc=40cm	
	Longueur du tronçon après convergeant	L _{tr asp} =60cm	

Tableau V.15: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe.

Equipements en aval	Diamètre de la conduite de refoulement	DN=200mm	
	Longueur du tronçon avant divergeant	L _{tr ref} =30cm	
	Longueur du divergeant	Ldiv=50cm	dr: diamètre de la tubulure de refoulement=125mm
	Vanne	DN=250mm	
	Clapet	DN=250mm	
	Vidange	DN=62,5mm	

V.13.2.8. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

Tableau V.16: Les dimensions de la station de reprise d'El Hakimia.

Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
5,60	12,10	8,00

V.14. Sécurité des pompes

V.14.1. Précautions à prendre

V.14.1.1. Avant la mise en marche

- Vérifier l'alignement entre la pompe et le moteur avec la règle métallique et le cadran indicateur
- Vérifier le schéma de câblage du moteur et du démarreur qui doit être conforme aux instructions du fournisseur, ainsi que la fréquence et la tension d'alimentation ;
- Vérifier la tuyauterie d'aspiration et de refoulement ainsi que les appareils de mesure de pression

- Faire tourner la roue à la main pour assurer qu'elle tourne librement
- Vérifier la lubrification et le réglage du presse étoupe
- Vérifier la lubrification du moteur, des paliers et de l'accouplement
- Les vannes, les soupapes et les clapets doivent être bien réglés et opérationnels
- Amorçage de la pompe
- les vannes d'aspiration et de refoulement doivent être ouvertes
- le moteur doit tourner dans le même sens indiqué sur la pompe

V.14.1.2. Pendant la mise en marche

- Fermer toutes les vannes de vidange
- Ouvrir complètement les vannes d'aspiration et de refoulement
- Ouvrir le robinet de refroidissement du boîtier de la presse étoupe
- Amorcer la pompe
- Faire le démarrage du moteur
- Lorsque la pompe tourne, vérifier que la soupape de retenue s'est ouverte pour empêcher la pompe à fonctionner à débit nul
- Régler les soupapes d'étanchéité pour obtenir les pressions recommandées du liquide de la presse étoupe

V.14.1.3. Lors du fonctionnement

- Rotation pompe / moteur
- Débit et pressions
- Température des paliers par un thermomètre qui ne doit pas dépasser 82°C
- Vibration et bruit

V.14.1.4. Pour arrêter

- Arrêter le moteur
- Fermer les vannes d'aspiration et de refoulement
- Fermer les soupapes de la presse étoupe
- Ouvrir les vannes de vidange

V.14.2. Entretien des pompes

- Chaque mois : vérifier la température des paliers.
- Tous les 3 mois : lubrification des paliers, si leur graisse est blanchâtre laver les paliers par un solvant industriel et remplacer la graisse par le type recommandé.
- Tous les 6 mois : vérifier les garnitures, le presse étoupe, les vibrations, vérifier l'arbre qui ne doit pas être rayé, contrôler l'alignement

V.15. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale.

Pour la station de pompage de Sour El Ghozlane qui refoule un débit de 50,20 l/s sous une HMT de 176,70 m, elle est équipée de 2 pompes en parallèle+ une pompe de secours qui sont de même type et installées en aspiration.

La station de reprise d'El Hakimia refoule un débit de 31,23 l/s sur une HMT de 106,71 m, elle est équipée par 1 pompe+ une pompe de secours qui sont de même type et installées en aspiration.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires

Chapitre VI .Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution et d'adduction d'eau, il est nécessaire de savoir les différentes techniques de pose de canalisation qui dépendent essentiellement de la nature des terrains de pose et aussi il est nécessairement utile d'équiper le réseau en organes accessoires qui ont pour rôles :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Soutirer les débits ;
- Purger, vidanger et isoler les canalisations ;
- Changer les sens d'écoulement.

VI.2. Type de pose de canalisation

VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

- La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm ;
- La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum) ;
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé ;
- Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations...après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement ;
- Dans le cas d'un soudage de joints, cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tronçons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de tranchée.
- La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout venant.

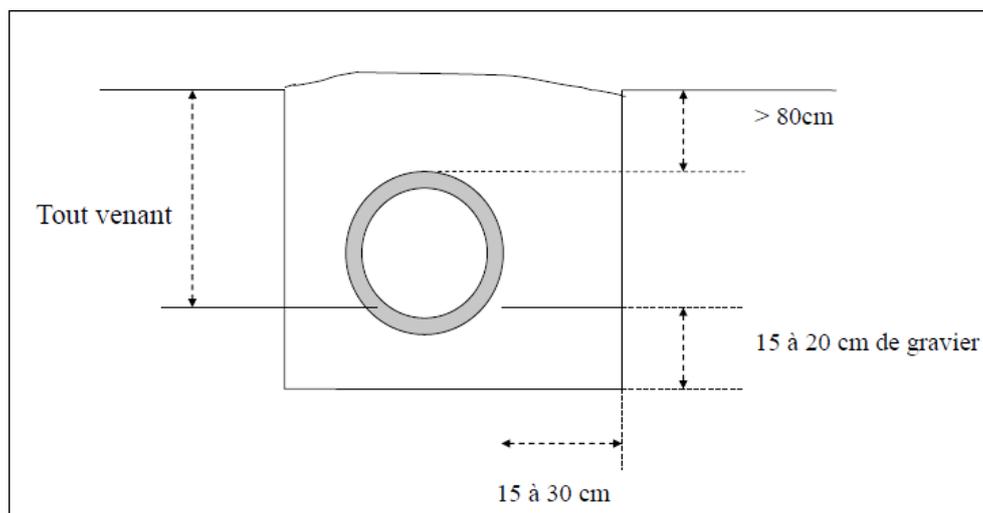


Figure VI.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

VI.2.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant

- Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol.
- Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés près des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

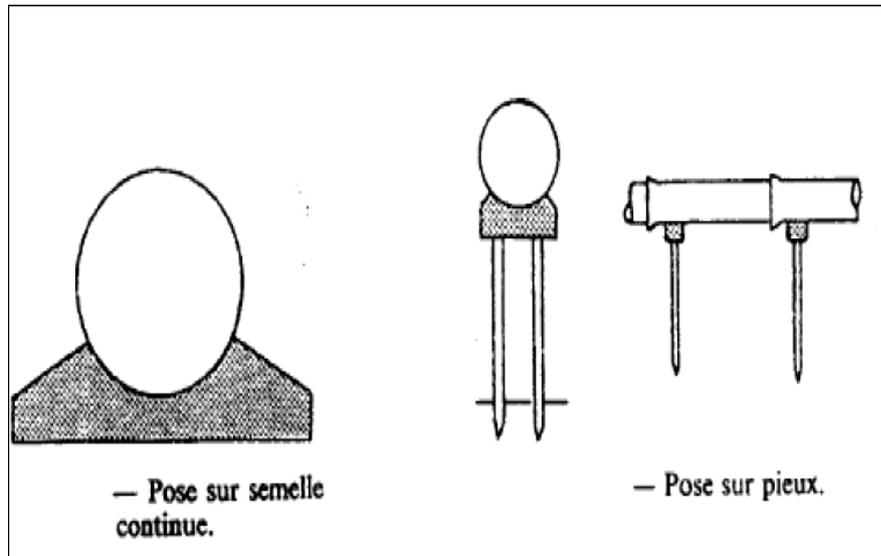


Figure VI.2 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

VI.2.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton sur lequel repose la conduite.

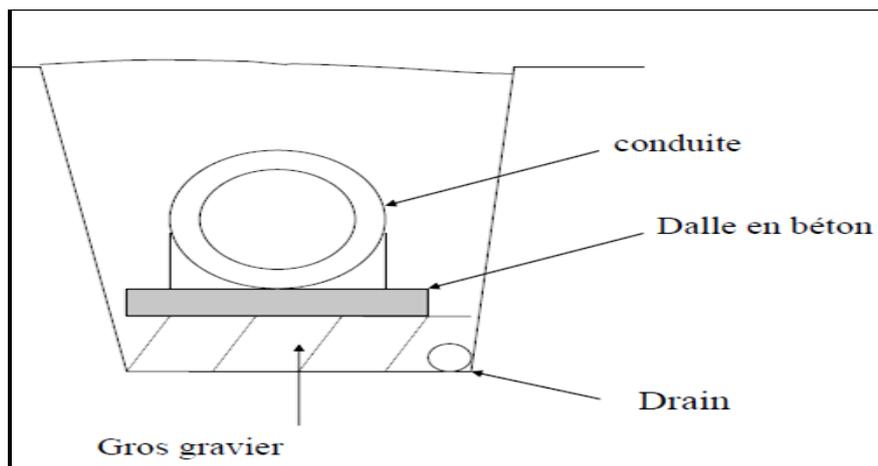


Figure VI.3 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

VI.2.4. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles où celle-ci pourra être placée en galerie.

Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux cotés de la route.

VI.2.5. 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 de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier.

La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).

Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints types soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints.

Le revêtement des conduites en acier est fait à base d'un antirouille en plusieurs couches.

VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.),.

Les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment.

Parmi les avantages : il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts.

L'usage différencie les techniques de fonçage pour les diamètres 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

❖ Pose par fonçage

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau.

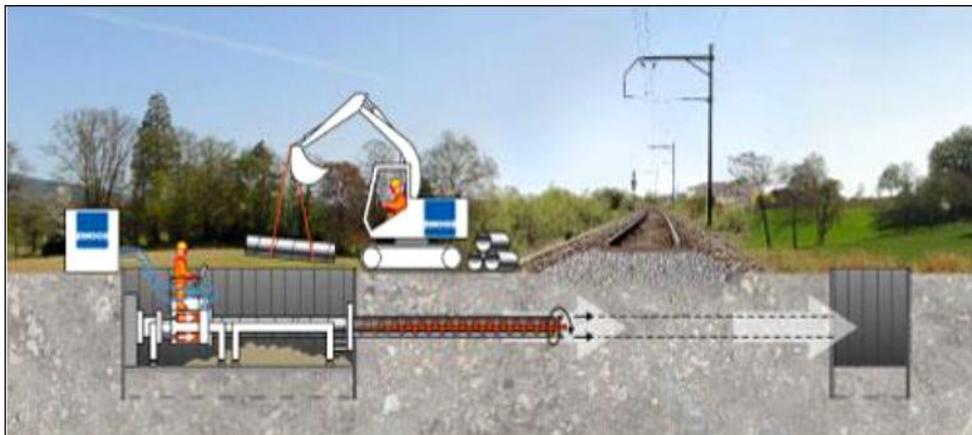


Figure VI.4 : Présentation de la technique de pose par fonçage (www.zmoos.com,2019).

VI.2.7. Pose en pente

Au de-là d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

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.

VI.3. Les accessoires**VI.3.1. Robinets vannes**

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

VI.3.1.1. Robinet-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.

VI.3.1.2. Vanne papillon

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.

VI.3.2. Clapets anti retour

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. il est placé à la sortie de chaque pompe.

VI.3.3. Ventouses

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire la conduite et l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

VI.3.4. 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.

VI.3.5. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.

VI.3.6. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VI.3.7. Joints de raccordement

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault ;
- Le joint à brides ;
- Le joint à emboîtement à soudure.

VI.3.8. Organes de mesure**VI.3.8.1. Mesure de débit**

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

VI.3.8.2. Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- Manomètres à capsule
- Manomètres à soufflet
- Manomètres à membrane

VI.3.9. Les pièces spéciales

- Une déviation d'une partie d'écoulement.
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Changement de diamètre de la conduite.
- Changement de direction de la conduite.

VI.3.9.1. Les coudes

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

VI.3.9.2. Les cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

VI.3.9.3. Les Tés

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

VI.4. Conclusion

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent ;
- les clapets anti-retour ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Chapitre VII :
Protection des
conduites contre le
cout de b elier

Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier**VII.1. Introduction**

Toute canalisation une fois mise en terre nécessitera une protection contre les phénomènes transitoires pouvant entraîner sa rupture. Dans le présent chapitre nous étudions les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

VII.2. Généralités

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide). Il s'agit d'un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (dépression), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité.

L'onde de coup de bélier se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes ; matériels et quelques fois des pertes de vies humaines.

VII.3. Les causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII.4. Les conséquences du coup de bélier

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

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

VII.4.1. 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 tuyaux il y aura risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

VII.4.2. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VII.4.3. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.5. Description des phénomènes physiques

Lorsque l'arrêt brusque ou instantané survient, quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 [t=0 à t= $\frac{L}{C}$]

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par C.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{C}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 [t= $\frac{L}{C}$ à t= $\frac{2L}{C}$]

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{C}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{C}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 [t= $\frac{2L}{C}$ à t= $\frac{3L}{C}$]

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{C}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{C}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 [t= $\frac{3L}{C}$ à t= $\frac{4L}{C}$]

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{C}$ c'est-

à-dire à $\frac{4L}{C}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

Phénomène oscillatoire avec une période de retour $\frac{4L}{C}$

VII.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

VII.6.1. Calcul de la célérité d'ondes

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule améliorée de Mr SALAH B. suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \cdot K \cdot r_i \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot r_i \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \text{ [m/s]} \dots\dots\dots \text{ (VII-1)}$$

- C: célérité d'onde en (m/s)
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07.10⁹ Pascal ;
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 Kg / m³ ;
- E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m=3.10⁹Pascal(PEHD) ;
- E_s : module de Young du sol ; E_s = 2.10⁸ Pascal ;
- ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,46 (PEHD) ;
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0,33 ;
- e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;
- r_i : rayon intérieur de la conduite (m); r_i= $\frac{D_{int}}{2}$.

VII.6.1.1. Les caractéristiques de l'adduction par gravité

Pour l'adduction gravitaire on a deux conduites en série dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	DN (mm)	D _{int} (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)
R tampon-pt d'écrtement	200	163,6	0,021	1,24	7610,67
pt d'écrtement- R Hadjera Zerga	160	130,8	0,013	1,93	813,88

VII.6.1.2. Calcul de la célérité d'onde

A partir de la formule (VII-1) on calcul la célérité d'onde C pour chaque tronçon, les résultats trouvés pour le calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	K (Pa) (.10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	r _i (m)	v _m	v _s	E _s (10 ⁸ Pa)	E _m (10 ⁹ Pa)	e _m (m)	C (m/s)
R tampon-pt d'écrêtement	2,07	1000	0,0818	0,46	0,33	2	3	0,0182	669,71
pt d'écrêtement- R Hadjera Zerga	2,07	1000	0,0654	0,46	0,33	2	3	0,0146	670,36

VII.6.2. Calcul du temps de fermeture des vannes

Pour limiter le coup de bélier, le temps de fermeture de la vanne doit être supérieur à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde.

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$T_r = \frac{2L}{c} [s] \dots\dots\dots (VII-2)$$

T_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;
L : longueur de la conduite (m).

Tableau VII.3: Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.

Tronçon	L (m)	C (m/s)	T _r (s)
R tampon-pt d'écrêtement	7610,67	669,71	22,72
pt d'écrêtement- R Hadjera Zerga	813,88	670,36	2,43

VII.6.3. Détermination de la valeur du coup de bélier

Dans le cas d'une fermeture lente, on calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de Michaud :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} [m] \dots\dots\dots (VII-3)$$

L : Longueur de la conduite (m) ;
V₀: Vitesse d'écoulement (m/s) ;
T : temps de fermeture totale de la vanne(s).

- ☛ On va choisir des vannes à fermeture lente avec un temps de fermeture de 0,5 h (> T_r) et on calcul la valeur du coup de bélier avec la formule (VII-3)

Tableau VII.4: La valeur du coup de bélier.

Tronçon	L (m)	T (s)	V (m/s)	b (m)
R tampon-pt d'écrêtement	7610,67	1800	1,24	1,06
pt d'écrêtement - R Hadjera Zerga	813,88	1800	1,93	0,18

- ☛ Nos conduites sont donc protégées par la fermeture lente des vannes.

VII.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

VII.7.1. Moyens de protection

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

VII.7.1.1. 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.

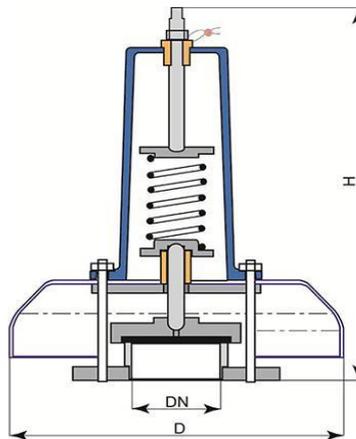


Figure VII.1 : Soupape de décharge (www.pamline.fr,2019)

VII.7.1.2. 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.



Figure VII.2 : Mode de fonctionnement d'un réservoir d'air. (BOUCHAIB.S, 2017)

VII.7.1.3. 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.

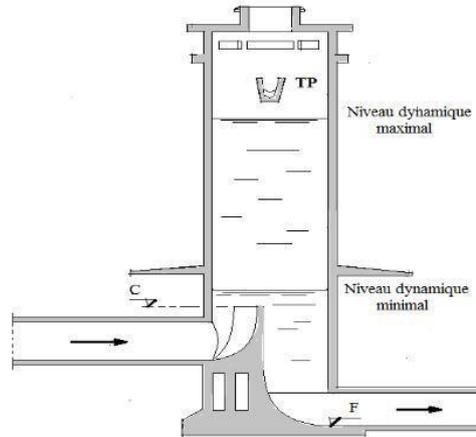


Figure VII.3 : Cheminée d'équilibre (SELMANE.T, 2017)

VII.7.1.4. Volant d'inertie

Il est placé entre la pompe et le moteur, calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide. Malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

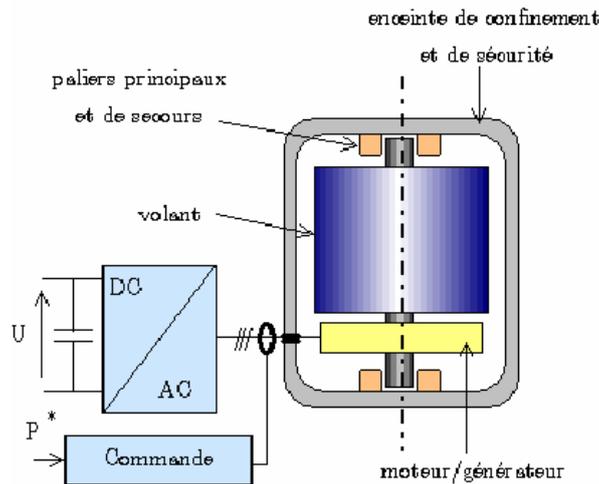


Figure VII.4 : Volant d'inertie (www.researchgate.net,2019).

Tableau VII.5 : Tableau Récapitulatif.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement defectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection contre la dépression et contre la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

Source : (AHSENE.L, 2014)

VII.7.2. Calcul des réservoirs d'air

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

VII.7.2.1. 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.

VII.7.2.2. 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.

VII.7.2.3. Méthode de Puech et Meunier

VII.7.3. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique C est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, C correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

La célérité est donnée par la formule qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite [Formule (VII-1)].

1. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10 \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(VII-4)}$$

2. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C.V_0}{g} \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(VII-5)}$$

V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \text{(Voir ANNEXE [02])}$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(VII-6)}$$

U_{max}: volume du réservoir d'air.

VII.7.3.1. Les caractéristiques de l'adduction par refoulement

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII.6: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement.

Tronçon	DN (mm)	Dint (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia	250	204,6	0,033	1,53	8618,02	127,88
SR El Hakimia-R tampon	200	176,2	0,024	1,28	9496,3	64,23

VII.7.3.2. Calcul de la célérité d'onde C

A partir de la formule (VII-1) on calcul la célérité d'onde C pour chaque tronçon, les résultats trouvés pour le calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

Tronçon	K (Pa) (.10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	r_i (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (.10 ⁸)	E_m (Pa) (.10 ⁹)	e_m (m)	C (m/s)
SP Sour El Ghozlane- SR El Hakimia	2,07	1000	0,1023	0,46	0,33	2	3	0,0227	669 ,212
SR El Hakimia- R tampon	2,07	1000	0,0881	0,46	0,33	2	3	0,0119	582,749

VII.7.3.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VII.8: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

Tronçon	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)	Z _{max} /Z ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /LS	U ₀ (m ³)	Z _{min} / Z ₀	U _{max} (m ³)	U _{réel} (m ³)
SP Sour El Ghozlane- SR El Hakimia	137,88	242,25	1,53	0,119	1,76	0,000865	0,0075	2,133	0,625	3,41	4,10
SR El Hakimia- R tampon	74,23	150,27	1,28	0,084	2,02	0,001125	0,006	1,367	0,540	2,53	3,04

VII.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire. Pour les conduites gravitaires on prévoit l'installation des vannes à fermeture lente (T=0,5h) et pour les conduites en refoulement on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage de Sour El Ghozlane un réservoir d'air d'une capacité de 4000 litres et la station de reprise d'El Hakimia un réservoir d'air d'une capacité de 3000 litres

Chapitre VIII

Devis estimatif et quantitatif

Chapitre VIII .Devis quantitatif et estimatif**VIII.1. Introduction**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer les moyens nécessaires pour accomplir les différents travaux d'exécution dans les meilleures conditions possibles.

VIII.2. Différents travaux à entreprendre**VIII.2.1. Travaux concernant l'adduction**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté 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 subi des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir 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.2.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VIII.2.3. Travaux concernant les réservoirs

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VIII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII.3.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b \times h \text{ [m}^2\text{]} \dots\dots\dots \text{(VIII-1)}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe (m²);
 b : largeur de la tranchée(m);
 h : profondeur de la tranchée(m).

$$V_{exc} = S \times L_{exc} \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(VIII-2)}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives (m³);
 L : distance entre deux coupes consécutives(m).

VIII.3.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + e \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(VIII-3)}$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
 D : diamètre de la conduite (m).
 h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol(m).
 e : épaisseur du lit de pose (m).

VIII.3.1.2. Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute en laissant **30 cm** d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6[m]..... (VIII-4)$$

b : largeur de la tranchée (m) ;
D : diamètre de la conduite (m).

VIII.3.2. Volume du lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L [m^3]..... (VIII-5)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;
e : épaisseur du lit de sable (m);
L : longueur de la tranchée (m).

VIII.3.3. 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.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} [m^2]..... (VIII-6)$$

S_c : section de la conduite (m²) ;
D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L [m^3]..... (VIII-7)$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

VIII.3.4. Volume du remblai compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c [m^3]..... (VIII-8)$$

V_r : volume du remblai (m³) ;
V_{exc} : volume du déblai (volume excavé) (m³) ;
V_c : volume occupé par la conduite (m³) ;
V_s : volume du lit de sable (m³).

VIII.3.5. Calcul du volume de la terre à évacuer

Le volume de la terre à évacuer est déterminé en fonction du volume des déblais et du volume de remblai tel que

$$V_{éva} = K_f V_{exc} - V_r [m^3]..... (VIII-9)$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol=1,3.

Tableau VIII.1: Volumes des travaux de l'adduction.

Tronçon	L (m)	D (m)	H _{tr} (m)	b (m)	V _{ex} (m ³)	V _s (m ³)	V _c (m ³)	V _r (m ³)	V _{évac} (m ³)
1	8618,02	0,250	1,20	0,85	8790,38	1098,79	422,82	7268,76	4158,73
2	9496,30	0,200	1,15	0,80	8736,59	1139,55	298,18	7298,85	4058,71
3	7610,67	0,200	1,15	0,80	7001,81	913,28	238,97	5849,56	3252,80
4	813,88	0,160	1,11	0,76	686,58	92,78	16,35	577,45	315,11

Tableau VIII.2 : Coût des travaux de l'adduction.

Travaux	Quantités totales (m ³)	Unité	Prix unitaire (D.A/unité)	Montant (D.A)
Déblais d'excavation	25215,38	m ³	1 000,00	25 215 381,97
Lit de sable	3244,42	m ³	1 500,00	4 866 624,41
Remblais	20994,63	m ³	800,00	16 795 703,60
Terre à évacuer	11785,37	m ³	600,00	7 071 220,24
			Total (D.A)	53 948 930,21

Source : Direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira

VIII.4. Estimation du coût des stations de pompage projetées

C'est l'une des charges de l'investissement les mieux prévisibles, car les fournisseurs des pompes et des moteurs sont soumis à une rude concurrence et au respect des normes techniques assez précises. Cela les oblige à étudier soigneusement leurs coûts de production et leurs marges. Les prix des pompes ne varient donc pas énormément d'une année à une autre et en général d'un matériel à un autre (à moins que le facteur d'échelle soit très fort).

S'agissant de stations de petite importance, l'estimation du coût des stations s'effectue comme suit:

- 70% du coût total de station revient aux équipements électromécaniques
- 30% du coût total de station revient au génie civil (abri des transformateurs et salle des pompes)

Tenant compte de cette répartition et des prix des équipements, nous avons évalué le coût des stations de pompage.

Tableau VIII.3 : Coût des stations de pompage projetées.

Station de pompage	Débit (l/s)	HMT (m)	Coût des équipements (D.A)	Coût bâtiment GC (D.A)	Coût total (D.A)
SP Sour El Ghozlane	50,20	176,70	6 200 000,00	2 000 000,00	8 200 000,00
SR El Hakimia	31,23	106,71	5 500 000,00	2 000 000,00	7 500 000,00
Total					15 700 000,00

Source : Direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira.

VIII.5. Estimation du coût des réservoirs projetés

Les charge de l'investissement pour les réservoirs au sol (semi enterrés) et en béton armé sont généralement de l'ordre de 15 000,00 à 20 000,00 D.A /m³. Ce coût unitaire pour réservoir circulaire avec coupole et chambre de manœuvre, inclue aussi les coûts de

fontainerie (arrivée, départ, trop plein et vidange) et de protection (étanchéité, clôture porte...).

Tableau VII.4 : Coût de la réalisation des réservoirs.

Type du réservoir	Nombre	Capacité (m ³)	Prix unitaire (D.A/m ³)	Montant (D.A)
Bâche d'aspiration	2	50	18 000,00	1 800 000,00
Réservoir tampon	1	150	20 000,00	3 000 000,00
Réservoir El Hakimia	1	350	20 000,00	7 000 000,00
Réservoir Hadjera Zerga	1	150	20 000,00	3 000 000,00
Total				14 800 000,00

Source : Direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira.

VIII.6. Devis estimatif et quantitatif du projet

Tableau VII.5: Devis estimatif et quantitatif.

Types de travaux	Montant (D.A)
Adduction (conduites+terrassements)	137 269 802,60
Station de pompage	15 700 000,00
Réservoirs	14 800 000,00
Total (D.A)	152 069 802,60
TVA (19%)	28 893 262,49
TTC (D.A)	180 963 065,09

VIII.7. Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur.

VIII.8. Protection et sécurité du travail

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers.

VIII.8.1. Les différentes phases d'exécution des travaux

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VIII.8.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VIII.8.2.1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreur de jugement ou de raisonnement ;
- Importance des différentes phases de réalisation ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.8.2.2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VIII.8.3. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.

- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.8.4. Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Neutraliser les dispositifs de sécurité.

VIII.8.5. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII.8.5.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice...).

Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavation des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus de laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.8.5.2. Protection collective

VIII.8.5.2.1. Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VIII.8.5.2.2. Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées, constituent le travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter les personnes qu'il faut.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII.8.5.2.3. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit être placée que par des électriciens qualifiés.

VIII.9. Conclusion

A la fin de ce chapitre, on a arrivé à estimer le cout total des différents travaux de ce projet à **180 963 065,09 DA**.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les ressources en eau existantes au niveau des communes El Hakimia et Hadjera Zerga sont limitées. Ces centres ne disposent, respectivement que de 544,32 m³/j et 172,8 m³/j.

Tenant compte de l'évolution démographique et des besoins publics futurs à l'horizon 2049, les déficits seront de 815,67 m³/j pour El Hakimia et 2069,94 m³/j pour Hadjera Zerga.

Le transfert des eaux du barrage de Koudiet Acerdoune est une solution pour satisfaire l'ensemble des besoins des deux agglomérations de la zone sud ouest de la wilaya de Bouira à partir du réservoir (2×6000) m³ de Sour El Ghozlane.

Ce transfert, en termes de capacités d'adduction a été dimensionné pour les débits maximums journaliers à l'horizon 2049 étant donné le caractère aléatoire des ressources existantes et leurs faibles débits.

L'ensemble des calculs hydrauliques élaborés dans cette étude ont débouchés sur les résultats fondamentaux ci-dessous :

Pour l'adduction nous avons projeté

- A partir de la station de pompage de Sour El Ghozlane, une conduite d'adduction par refoulement en PEHD (L=8618,02 m ; D=250 mm) assure le transfert des eaux vers la station de reprise d'El Hakimia ;
- Une autre conduite en refoulement PEHD (L=9496,30 m ; D=200 mm) de la station de reprise d'El Hakimia vers le réservoir tampon (CTN=1156,59 m) ;
- A partir du réservoir tampon, une conduite gravitaire qui comprend deux conduites en série avec des diamètres de 200 mm et 160 mm sur des distances de 7610,67 m et 813,88 m respectivement qui assure le transfert des eaux vers Hadjera Zerga.

Pour les réservoirs nous avons projeté

- Un réservoir de distribution d'une capacité de 350 m³ au niveau de la commune El Hakimia qui va être jumelé avec le réservoir existant de 200 m³.
- Un réservoir de distribution d'une capacité de 150 m³ au niveau de la commune Hadjera Zerga qui va être jumelé avec le réservoir existant de 500 m³.
- Un réservoir tampon d'une capacité de 150 m³.
- Une bache d'aspiration pour la station de pompage de Sour El Ghozlane avec un volume de 50 m³.
- Une bache d'aspiration pour la station de reprise d'El Hakimia avec un volume de 50 m³.

Pour les stations de pompage nous avons projeté une station à Sour El Ghozlane (Q=50,20 l/s ; HMT=176,71 m) et une station de reprise à El Hakimia (Q=31,23 l/s ; HMT=106,70 m).

Ensuite, la conception des différentes adductions a été clôturée par l'étude de la protection contre le coup de bélier où nous avons choisi comme moyen de protection pour les conduites

par refoulement des réservoirs anti bélier et pour les conduites gravitaires nous avons choisis des vannes à fermeture lente.

Enfin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Bibliographie

Références bibliographiques

- **B.SALAH**« Cours d'Alimentation en Eau Potable», 2014.
- « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I.
- **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
 - **LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
 - **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau ».
 - **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.
 - **DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
 - **Mémoires de fin d'étude :**
 - **BELKADI. M** « Etude de doublement de la conduite d'adduction de la ville de Tipaza a partir du Barrage de Boukerdane avec renforcement de la capacité de stockage existante », Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ENSH ,2008.
 - **SELMANE. T** « Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x3000)m³ W.Tissemsilt », Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ENSH, 2017.
 - **BOUCHAIB.S ET CHADLI** « Transfert des eaux du réservoir 30 000 m³Lalla Setti vers la zone Sud de la wilaya de Tlemcen », Mémoire du Master, département d'hydraulique, faculté de technologie, Université Aboubakr Belkaid de Tlemcen,2017.
 - **MERZOUK. H** « Adduction en eau potable à partir d'un piquage sur la conduite principale (Barrage Tilesdit-Ath Mansour(W.Bouira)) vers Mansoura (W.Bourdj Bou Arreridj)», Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ENSH ,2011.
 - **Données de la direction des ressources en eau de Bouira.**

Catalogues

- **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression »
- Catalogue technique du groupe CHIALI (TUBES en POLYETHYLENE PE)

Annexes

ANNEXE [01]

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

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00-01	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
01-02	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
02-03	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
03-04	1,00	1,50	2,60	3,25	1,00
04-05	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
05-06	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
06-07	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
07-08	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
08-09	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
09-10	5,50	6,25	4,60	5,05	3,50
10-11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11-12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12-13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13-14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14-15	5,50	5,00	4,20	4,75	5,00
15-16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16-17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17-18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18-19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19-20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20-21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21-22	3,00	3,00	4,80	3,75	3,00
22-23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23-24	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75

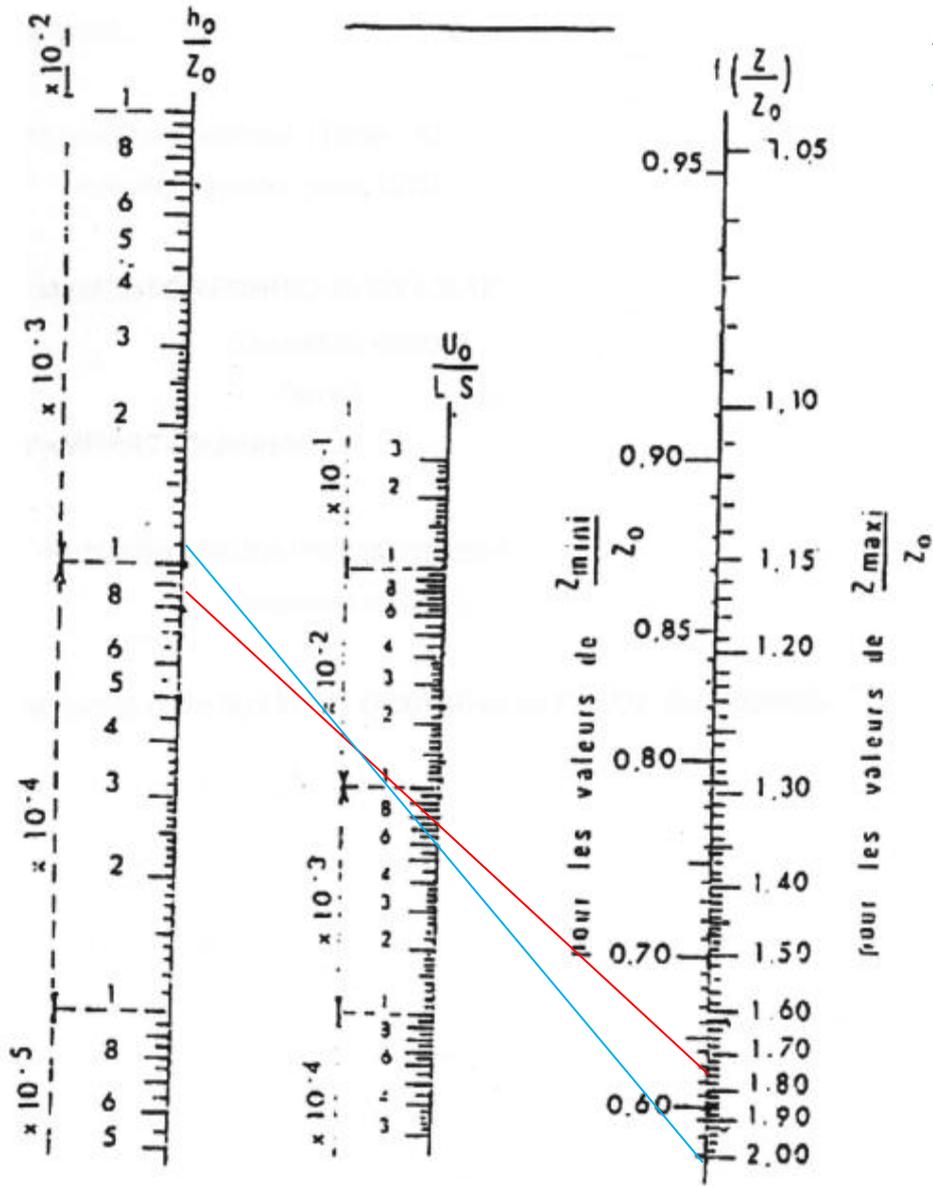
Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

ANNEXE [02]

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



— SP Sour El Ghozlane
— SR El Hakimia

PLANCHE XXVII