



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département d'Hydraulique



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Thème :

**Etude de l'Alimentation en eau potable du
couloir de Tamalous, Ain Kechra, Beni
Oulbane et zones environnantes à partir du
barrage de Guenitra**

Etudié par :

M^{lle} GAYA Sana M^{lle} REZZOUK Zoulikha

Soutenance le 23/06/2013 devant le jury composé de :

Président: Mr. BENZIADA Salim

Promoteurs: Mr. SMAKGHI Nabil

Dr. BENMAMAR Saâdia

Examineurs: Mr. NEBBACHE Nacer-Eddine

Mr. RAHMOUN Ibrahim

E.N.P. 10, Avenue Hassen Badi, BP 182 El-Harrach, Alger 16200

Dédicaces

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut. . .

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

A mes chers parents

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vous avez su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir. Que Dieu, le tout puissant, vous préserve, vous accorde santé, et bonheur.

A mon adorables petite sœur : Rania et mon cher frère : Mohamed

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

A la mémoire de ma chère grand-mère

Qui est toujours dans mon esprit et dans mon cœur, et qui j'aurais tant aimé quelle soit présente, la volonté de Dieu en a décidé autrement, qu'Il accueille son âme dans Son Vaste Paradis.

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

GAYA Sana

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma défunte grand-mère, qui n'est plus parmi nous ;

*Aux êtres qui me sont très chers: mon père et ma mère pour leur patience, leurs
encouragements et leur soutien inconditionnel ;*

A ma chère sœur Sara et mon cher frère Menad ;

A mon cher Yacine ;

A toute ma famille;

Ainsi qu'à tous mes amis.

REZZOUK Zoulikha

Remerciements

Nous adressons nos plus sincères remerciements et notre profonde gratitude à tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail, notamment nos promoteurs :

Dr. BENMAMAR Saádia, qui a accepté de nous encadrer, en étant disponible à tout moment, pour nous apporter des conseils avisés concernant notre projet de fin d'études.

Et Mr SMAKGHI Nabil, qui nous a proposé ce sujet.

Nous remercions également, les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, au bon déroulement de ce projet.

Nous tenons à exprimer notre entière reconnaissance envers tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, qui ont contribué à notre réussite.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة شبكة نقل المياه من سد قنترا الى كل من المناطق التالية: تمالوس، عين القشرة، بني ولبان و مجاورهم.

مراحل هذه الدراسة تتمثل في: طرح البدلان - تصميم الانابيب - وضع محطات الضخ - دراسة تقنوق اقتصادية، هذه الاخيرة سمحت لنا باختيار البديل الانسب. قمنا بعدها بمحاكاة البديل المختار بواسطة ابناءت. اخيرا اقترحنا الوسائل المناسبة لحماية الشبكة ضد ظاهرة المطرقة المائية.

كلمات المفتاح: نقل المياه - البدائل - تصميم الانابيب - محطات الضخ - دراسة تقنوق اقتصادية - المطرقة المائية

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude du système de transfert d'eau du barrage de Guenitra vers les agglomérations de Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et leurs zones environnantes.

Ce projet comporte les étapes suivantes : proposition de deux variantes – dimensionnement des conduites – positionnement des stations de pompage – et enfin une étude technico-économique. Cette dernière nous a permis de déterminer la variante la plus adéquate.

Afin de nous conforter dans le choix de la variante, nous avons simulé l'écoulement via le logiciel EPANET. Nous avons ensuite sécurisé l'installation avec des réservoirs d'air, pour maîtriser le phénomène du coup de bélier.

Mots clé: Transfert d'eau – variantes – dimensionnement des conduites – stations de pompage – étude de technico-économique – coups de bélier.

Abstract

This thesis deals with the water transfer system project that links Guenitra dam to Tamalous, Ain Kechra and Beni Oulbane towns, including their outskirts.

The different steps of this project are as follows: proposal of two variants – piping design – pumping stations positioning – and finally a technical-economic study, which determined the most suitable variant that should have been used.

In order to consolidate our choice of variant, we simulated water flow by EPANET software.

We finally secured the whole system with air reservoirs, in order to control water hammer.

Key words: Water transfer – variant, piping design – pumping stations – technical-economic feasibility study – water hammer.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la région d'étude	2
I.1. Description de la Wilaya de Skikda	2
I.1.1. Situation géographique et administrative de la Wilaya de Skikda	2
I.1.2. Relief de la Wilaya de Skikda	3
I.2. Situation géographique de la région d'étude.....	4
I.3. Climat.....	6
I.3.1. Température	6
I.3.2. Pluviométrie.....	6
I.4. Barrage de Guenitra	7
I.4.1. Objectif de la réalisation du barrage de Guenitra	7
I.4.2. Principales caractéristique du barrage de Guenitra	8
Conclusion	8
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable	9
II.1. Évaluation de la population.....	9
II.1.1. Progression arithmétique	9
II.1.2. Progression géométrique	9
II.2. Évaluation des besoins	10
II.2.1. Besoins domestiques	11
II.2.2. Besoins publics.....	11
II.2.2. La dotation	12
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière	16
II.4. Consommation maximale journalière	17
II.4.1. Coefficient d'irrégularité journalier	17
II.4.2. Coefficient d'irrégularité horaire	18
II.4.3. Détermination de la consommation maximale journalière	18
II.5. Calcul du déficit de consommation	19
Conclusion	22
Chapitre III : Réservoirs	23
III.1. Fonctions des réservoirs.....	23

III.2. Emplacement géographique des réservoirs.....	24
III.3. Altitude des réservoirs	25
III.4. Volume des réservoirs.....	25
III.4.1. Calcul forfaitaire de la capacité d'un réservoir.....	26
III.4.2. Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution	26
III.4.3. Calcul approximatif	26
III.5. Equipement de réservoir	28
III.5.1. Conduite d'adduction	28
III.5.2. Conduite de distribution.....	28
III.5.3. Conduite du trop-plein	28
III.5.4. Conduite de vidange	28
III.5.5. Conduite By-pass	28
III.5.6. Robinet-flotteur	29
III.5.7. Matérialisation de la réserve d'incendie	29
III.6. Capacité et dimensionnement des réservoirs.....	29
III.7. Formes et Dimensionnement des réservoirs	33
III.8. Capacité du réservoir tampon.....	35
Conclusion	35
Chapitre IV : Tracé des variantes	36
IV.1. Définition du transfert	36
IV.2. Types de transfert	36
IV.2.1. Transfert à écoulement gravitaire.....	36
IV.2.2. Transfert par refoulement.....	36
IV.3. Types d'écoulement.....	37
IV.3.1. Ecoulement à surface libre	37
IV.3.2. Ecoulement en charge	37
IV.4. Critères du tracé de la conduite de transfert.....	37
IV.4.1. Critères techniques.....	37
IV.4.2. Critères économiques.....	38
IV.5. Variantes proposées.....	39
IV.5.1. Variante 1	39
IV.5.2. Variante 2	41

IV.6. Profil en long	42
Conclusion	42
Chapitre V : Calcul et dimensionnement des conduites	43
V.1. Calculs hydrauliques.....	43
V.1.1. Calcul des pertes de charge.....	43
V.1.1.1. Pertes de charge linéaire	43
V.1.1.1. Pertes de charge singulière	44
V.1.2. Vitesse d'écoulement	44
V.1.3. Pressions.....	45
V.1.3.1. Pressions de service.....	45
V.1.3.2. Contraintes de conception	45
V.2. Type de la conduite.....	45
V.2.1. Avantages des conduites en fonte	46
V.2.2. Inconvénients des conduites en fonte	46
V.3. Pose de conduites	46
V.4. Dimensionnement des conduites	48
V.4.1. Étapes de calcul	48
V.4.2. Résultats des calculs hydrauliques des conduites.....	49
V.4.2.1. Calculs hydrauliques des tronçons gravitaires pour la variante 1.....	49
V.4.2.2. Calculs hydrauliques des tronçons gravitaires pour la variante 2.....	51
V.4.2.3. Calculs hydrauliques des tronçons par refoulement pour la variante 1 et 2	53
V.5. Simulation EPANET.....	66
V.5.1. Présentation du logiciel.....	66
V.5.2. Résultats de la simulation	67
V.5.2.1. Tronçon Ain Cheraia (couloir N°2 : Tamalous)	67
V.5.2.2. Tronçon SP3-4 vers PR344 (Couloir N°3 : Ain Kechra).....	70
V.6. Coûts total des deux variantes.....	73
Conclusion	73
Chapitre VI : Stations de pompage	75
VI.1. Règles d'établissement des stations de pompage.....	75
VI.1.1. Sécurité de fonctionnement.....	75
VI.1.2. Protection des eaux refoulées.....	75

VI.1.3. Rendement de l'installation	75
VI.1.4. Facilité de l'exploitation ultérieure	76
VI.2. Types de pompes	76
VI.3. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	76
VI.4. Avantages et inconvénients de la pompe contrefuge	77
VI.4.1. Avantages	77
VI.4.2. Inconvénients	77
VI.5. Puissance et rendement d'une pompe	78
VI.5.1. Puissance	78
VI.5.2. Rendement	78
VI.6. Courbes caractéristiques d'une pompe	78
VI.6.1. La courbe débit-hauteur.....	79
VI.6.2. La courbe du rendement	79
VI.6.3. La courbe de puissance absorbée	79
VI.7. Point de fonctionnement d'une pompe	79
VI.8. Notions de cavitation et de NSPH	80
VI.8.1. Cavitation.....	80
VI.8.2. Notion de NPSH	81
VI.8.3. Vérification de la condition de non cavitation pour les pompes choisies	82
VI.9. Caractéristiques des pompes choisies	84
VI.10. Tuyauteries d'aspiration et de refoulement	84
VI.10.1. Tuyauteries d'aspiration.....	84
VI.10.2. Tuyauteries de refoulement.....	85
VI.11. Coup de bélier	85
VI.11.1. Les risques du aux coups de bélier	85
VI.11.2. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	86
VI.11.3. Etude du coup de bélier	88
VI.11.3.1. Détermination de la valeur de surpression et de dépression	88
VI.11.3.2. Détermination de la vitesse de la célérité	88
VI.11.3.3. Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent	88
VI.11.4. Outil de dimensionnement des protections anti-bélier.....	88
VI.11.5. Dimensionnement des réservoirs d'air	89

Conclusion	97
Conclusion générale	103
Références bibliographiques.....	104
Annexes	105

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la Wilaya de Skikda.....	2
Figure I.2 : Situation administrative de la Wilaya de Skikda.....	3
Figure I.3 : Situation de la zone du projet.....	5
Figure I.4 : Variations des températures annuelles entre 1968 et 2003 dans la région du barrage Guenitra.....	6
Figure I.5 : Variations des précipitations annuelles entre 1968 et 2003 dans la région du barrage Guenitra.....	7
Figure II.1 : Histogramme représentatif des besoins en eau pour l'année 2013.....	17
Figure II.2 : Histogramme représentatif des besoins en eau pour l'année 2040.....	17
Figure II.3 : Répartition par commune des déficits à combler à l'horizon 2040.....	22
Figure III.1 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	29
Figure IV.1 : Représentation de la variante 1 sur plan.....	39
Figure IV.2 : Représentation de la variante 2 sur plan.....	41
Figure V.1 : Pose conduite.....	48
Figure V.2 : Simulation de la variante choisie sur EPANET.....	72
Figure VI.1 : Constitution d'une pompe centrifuge	77
Figure VI.2: Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	79
Figure VI.3 : Point de fonctionnement.....	80
Figure VI.4 : Zones de cavitation et de non cavitation.....	82
Figure VI.5 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d'eau sur le profil en long (SP1-1).....	90
Figure VI. 6 : Variation de la pression dans la conduite.....	90
Figure VI.7 : Volume d'air.....	91
Figure VI.8 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d'eau sur le profil en long (SP2-1).....	92
Figure VI.9 : Variation de la pression dans la conduite.....	92

Figure VI.10: Volume d'air.....	93
Figure VI.11 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d'eau sur le profil en long (SP2-2).....	94
Figure VI.12: Variation de la pression dans la conduite.....	94
Figure VI.13 : Volume d'air.....	95
Figure VI.14 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d'eau sur le profil en long (SP2-3)	96
Figure VII.15 : Variation de la pression dans la conduite.....	96
Figure VI.16: Volume d'air.....	97

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Estimation de la population.....	10
Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / strates de population.....	13
Tableau II.3 : Evolution, par région, des dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés.....	14
Tableau II.4 : Dotations des régions pour l’an 2013 et 2040.....	15
Tableau II.5 : Besoins en eau potable pour l’horizon présent et futur.....	16
Tableau II.6 : Consommation maximale journalier pour l’an 2013 ainsi que l’an 2040.....	19
Tableau II.7 : Ressource en eau disponible.....	20
Tableau II.8 : Estimations des déficits	21
Tableau III.1 : Pourcentages de consommation en fonction de nombre d’habitants.....	30
Tableau III.2 : Capacité théorique des réservoirs.....	31
Tableau III.3 : Capacité des réservoirs existants.....	32
Tableau III.4 : Capacité des réservoirs projeté.....	33
Tableau III.5: Dimensionnement des réservoirs	34
Tableau V.1 : les valeurs de k, m et β	44
Tableau V.2 : Dimensionnement des conduites du couloir Beni Oulbane pour la variante 1.....	49
Tableau V.3 : Dimensionnement des conduites du couloir de Tamalous pour la variante 1.....	50
Tableau V.4 : Dimensionnement des conduites du couloir d’Ain Kechra pour la variante 1.....	51
Tableau V.5 : Dimensionnement des conduites du couloir Beni Oulbane pour la variante 2.....	51
Tableau V.6 : Dimensionnement des conduites du couloir de Tamalous pour la variante 2.....	52

Tableau V.7 : Dimensionnement des conduites du couloir d'Ain Kechra pour la variante 2.....	53
Tableau V.8 : Frais de conduites pour le tronçon SPT vers réservoir tampon.....	53
Tableau V. 9: Frais d'énergie pour le tronçon SPT vers réservoir tampon.....	54
Tableau V.10 : Cout Global pour le tronçon SPT vers réservoir tampon.....	54
Tableau V. 11: Frais de conduites pour le tronçon SP 1-1 vers le réservoir Beni Oulbane.....	54
Tableau V.12 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 1-1 vers réservoir Beni Oulbane.....	55
Tableau V.13 : Cout global pour le tronçon SP 1-1 vers réservoir Beni Oulbane.....	55
Tableau V.14 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2.....	55
Tableau V.15 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2.....	56
Tableau V.16 : Cout global pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2.....	56
Tableau V. 17: Frais de conduites pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3.....	56
Tableau V.18 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3.....	57
Tableau V.19 : Cout global pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3.....	57
Tableau V.20 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia.....	57
Tableau V. 21: Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia.....	58
Tableau V.22 : Cout global pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia.....	58
Tableau V.23 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil.....	58
Tableau V.24 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil.....	58
Tableau V. 25 : Cout global pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil.....	59
Tableau V. 26 : Frais de conduites pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia.....	59
Tableau V.27 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia (Variante 1).....	60
Tableau V.28 : Cout global pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia (Variante 1).....	60
Tableau V. 29: Frais de conduites pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna.....	60

Tableau V. 30: Frais d'énergie pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna.....	61
Tableau V.31 : Cout global pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna.....	61
Tableau V.32 : Frais de conduites pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212.....	61
Tableau V. 33: Frais d'énergie pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212.....	62
Tableau V.34 : Cout global pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212.....	62
Tableau V. 35: Frais de conduites pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344.....	62
Tableau V.36 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344.....	63
Tableau V.37 : Cout global pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344.....	63
Tableau V.38 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2).....	63
Tableau V.39 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2).....	64
Tableau V.40 : Cout global pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2).....	64
Tableau V.41: Dimensionnement des conduites des tronçons de refoulement pour la variante 1 et 2.....	65
Tableau V.42: Dimensionnement du tronçon PR7 vers SP 2-1' (variante 1.....	68
Tableau V.43 : Dimensionnement du tronçon PR7 vers SP 2-1' (variante 2).....	68
Tableau V.44: Frais des conduites pour le tronçon SP2-1' vers SP2-2'.....	68
Tableau V.45 : Frais d'énergie pour le tronçon SP2-1' vers SP2-2'.....	69
Tableau V.46 : Cout global pour le tronçon SP2-1' vers SP2-2'.....	69
Tableau V.47 : Frais des conduites pour tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia.....	69
Tableau V.48 : Frais d'énergie tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia.....	69
Tableau V.49 : Cout global tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia.....	70
Tableau V.50: Cout totale des deux variantes.....	73
Tableau VI.1 : Pertes de charge d'aspiration.....	83
Tableau VI.2 : Vérification de la condition de non cavitation.....	83

Tableau VI.3 : Point de fonctionnement des pompes.....	84
Tableau VI.4 : Résultats de la simulation pour la station SP1-1.....	90
Tableau VI.5 : Résultats de la simulation pour la station SP2-1.....	91
Tableau VI.6 : Résultats de la simulation pour la station SP2-2.....	93
Tableau VI.7 : Résultats de la simulation pour la station SP2-3.....	95
Tableau VI.8 : Volume d'air nécessaire pour chaque station de pompage	97

Notations principales

P :	Population	[Habitant]
t_n :	Année pour laquelle on désire estimer la population	[Ans]
t_1 :	Année pour laquelle on connaît la population	[Ans]
K_a :	Coefficient de progression arithmétique	[-]
α :	Coefficient de progression géométrique	[-]
Q :	Débit	[m ³ /j]
Q_i :	Consommation unitaire (dotation)	[l/hab/j]
K_j :	Coefficient d'irrégularité journalier	[-]
K_h :	Coefficient d'irrégularité horaire	[-]
K_g :	Coefficient de gaspillages et de fuites	[-]
C_h :	Coefficient de la variation horaire de la consommation	[-]
V_B :	Volume du réservoir tampon	[m ³]
V :	Volume du réservoir	[m ³]
T :	Temps de remplissage du réservoir tampon	[s]
ΔH_L :	Perte de charge linéaire	[m]
J :	Coefficient de pertes de charge linéaire	[m/m]
λ :	Coefficient universel de pertes de charge	[-]
D :	Diamètre intérieur de la conduite	[mm]
g :	Accélération de la pesanteur	[m ² /s]
v :	Vitesse moyenne du liquide dans la conduite	[m/s]
k :	Rugosité moyenne de la paroi intérieure du tuyau	mm
Re :	Nombre de Reynolds	[-]
ν :	Viscosité cinématique du liquide	[m ² /s]

ΔH_S :	Pertes de charge singulière	[m]
ΔH_T :	Pertes de charge totale	[m]
H_{tr} :	Profondeur de la tranchée	[m]
h :	Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite	[m]
e :	Epaisseur du lit de pose de la conduite	[m]
b :	Largeur de la tranchée	[m]
P :	Puissance absorbée	[KW]
H_g :	Hauteur géométrique	[m]
H_{MT} :	Hauteur manométrique	[m]
ρ :	Masse volumique	[Kg/m ³]
P_h :	Puissance hydraulique	[KW]
η :	Rendement	[%]
R :	Résistance de la conduite	[s ² /m ⁵]
H :	Charge totale	[m]
$NPSH_d$:	Charge nette à l'aspiration disponible	[m]
$NPSH_r$:	Charge nette à l'aspiration requise	[m]
J_a :	Perte de charge à l'aspiration	[m/m]
h_v :	Tension de vapeur	[m]
H_a :	Hauteur d'aspiration	[m]
A :	Altitude	[m]
a :	Célérité	[m/s]
E :	Module de Young du matériau de la conduite	[Pa]
ε :	Compressibilité du liquide	[Pa ⁻¹]
L :	Longueur	[m]

Introduction générale

Introduction générale

D'après le 4^{ème} forum mondial de l'eau tenu au Mexique en 2006, 3,5 millions d'enfants meurent chaque année suite à des maladies à transmission hydrique et 1,1 milliards de personnes dans le monde n'ont toujours pas accès à cette eau précieuse. C'est pour ces raisons que l'eau potable fait figure de priorité sur l'agenda international.

Elle représente donc une ressource naturelle indispensable, qu'il faut impérativement préserver.

L'Algérie par son climat se trouve confrontée à une rareté et à une distribution irrégulière des pluies dans le temps et dans l'espace.

Néanmoins ces ressources en eau, constituent l'une des principales richesses sur lesquelles repose la prospérité de ce pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique, agricole et social.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier notamment aux pertes.

Le thème de notre travail s'inscrit dans ce contexte ; c'est l'étude d'adduction des agglomérations de Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et leurs zones environnantes à partir du barrage de Guenitra.

Ce projet rentre dans le cadre du programme d'amélioration des conditions de desserte en eau potable des populations de ces agglomérations.

Le présent mémoire est composé de six chapitres. Dans le premier chapitre nous présentons les caractéristiques de la région d'étude. L'estimation des besoins en eau est illustrée au niveau du deuxième chapitre. Le chapitre trois porte sur le calcul des réservoirs. Les variantes proposées sont présentées dans le chapitre quatre. Dans le chapitre cinq, nous donnons l'étude du dimensionnement des conduites, ainsi que le positionnement des différents ouvrages afin de compléter les tracés proposés, en vue de leur comparaison lors d'une étude technico-économique.

Le dernier chapitre englobe les caractéristiques des stations de pompage, ainsi que les moyens proposés pour la sécurisation du système contre le phénomène transitoire (coup de bélier).

Chapitre I
Présentation de la région d'étude

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

Pour n'importe quelle étude de transfert, il est nécessaire de donner un aperçu générale sur la région de l'étude où le projet sera implanté.

I.1. Description de la Wilaya de Skikda

Cette patrie consiste en une présentation générale de la Wilaya de Skikda.

I.1.1. Situation géographique et administrative de la Wilaya de Skikda

La Wilaya de Skikda se situe au Nord-est de l'Algérie, à 345 km du chef lieu de la Wilaya d'Alger. Son territoire a une superficie de 4118 km². Elle est limitée [ONS, 2008]:

- Au Nord : par la mer méditerranée sur 130 kms.
- Au Sud : par les Wilayas de Constantine, de Mila et de Guelma.
- A l'Est : par la Wilaya de Annaba.
- A l'ouest : par la Wilaya de Jijel.

La situation géographique de la Wilaya de Skikda est illustrée par la figure I.1 ci-dessous :



Figure I. 1 : Situation géographique de la Wilaya de Skikda

La Wilaya de Skikda est issue du découpage administratif de 1974. Elle comprend treize (13) daïras regroupant trente huit (38) communes. Son code administratif est 21.

Le découpage administratif de la wilaya de Skikda est représenté dans la figure I.2, ci-dessous :



Figure I. 2 : Situation administrative de la Wilaya de Skikda [Tandjir, 2007].

I.1.2. Relief de la Wilaya de Skikda

Le relief de la région de Skikda est assez, accidenté, particulièrement dans sa partie littorale et dans le massif de Collo, Azzaba et la Marsa. On distingue trois types de zones topographiques dans le relief de Skikda, les zones de montagnes, les zones de plaines et les zones de piémonts.

- zones des montagnes: les montagnes constituent 60% de la superficie globale de la wilaya de Skikda. Les zones de montagnes qui se subdivisent en plusieurs parties sont constituées de Massifs.

Les djebels les plus importants sont [ONS, 2008] :

- Au sud : djebel Sidi-Driss, 1364 m d'altitude et djebel Hadjar-Chouat, 1220 m d'altitude.

-
- A l'ouest : djebel Goufi, 1183 m d'altitude.
 - A la limite des vallées des oueds Guebli et Saf-Saf : djebel Staïha, 572 m d'altitude et djebel Abdelhadi, 564 m d'altitude.
 - A la limite des oueds Saf-Saf et Kebir est : djebel Fil-Fila, 586 m d'altitude.
 - Au nord : cap Bougaroun et cap De Fer.
- Zones des plaines [*ONS, 2008*] :
- La Plaine de la vallée du Saf-Saf : s'étend d'El-Harrouch à Skikda et épouse les contours du Saf-Saf
 - La Plaine de la Vallée de Oued El-Guebli : débute à Oum-Toub, s'évase au niveau de Tamalous, s'effile jusqu'à Collo ou elle s'évase de nouveau.
 - La Plaine de la Vallée de l'oued El-Kebir.
 - La Plaine d'Azzaba : arrosée par l'oued El-Kebir, elle s'étend d'Es-Sebt à Azzaba jusqu'à Djendel où elle présente un étranglement débouchant à Ain Charchar et Bekkouche Lakhdar.
 - La seconde partie de la plaine est considérée comme la zone de jonction entre la plaine et la dépression qui débute au lac Tanga près d'El-Kebir.
- Les Piémonts : Ils se localisent en particulier dans les régions d'El-Harouch et Azzaba [*ONS, 2008*].

I.2. Situation géographique de la région d'étude

Le présent projet consiste en un transfert d'eau à partir du barrage de Guenitra qui se situe dans la commune de Oum Toub à Skikda vers les communes : Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et leur Zones environnantes, afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la région en question.

La figure I.3 ci-dessous illustre la situation de la zone du projet :

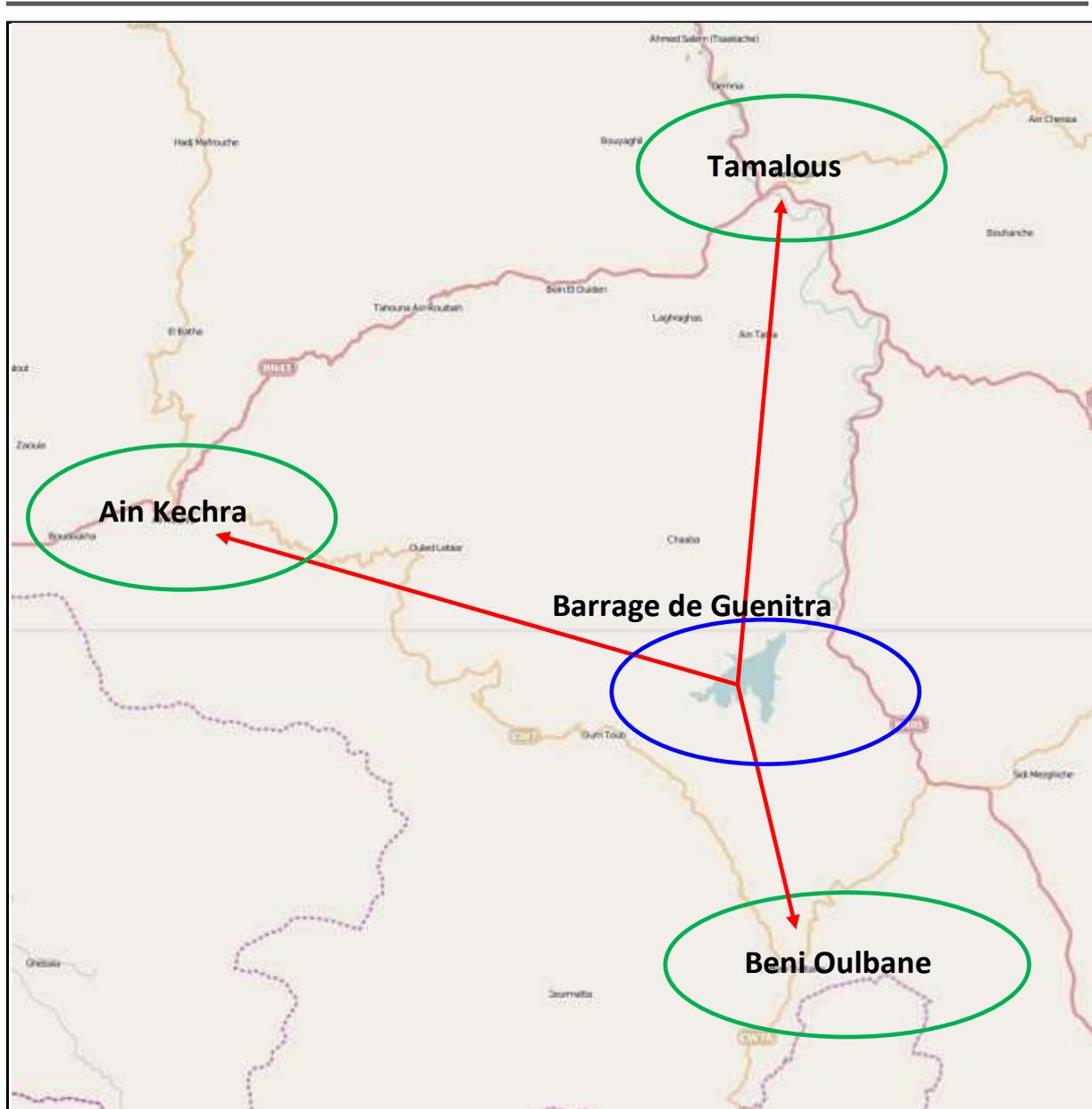


Figure I. 3 : Situation de la zone du projet

La région d'étude fait partie du bassin Côtiers Constantinois Centre qui se situe entre le bassin de l'oued Guebli à l'Ouest et celui de l'oued Kebir à l'Est. Elle se trouve à une cinquantaine de kilomètres du chef lieu de la wilaya de Skikda.

Elle est limitée :

- Au Nord : par les daïras de Collo, Zitouna, Ouled Attia et la mer méditerranée ;
- Au Sud : par les Wilayas de Constantine et Mila ;
- A l'Est : par les daïras de El Harrouche, Ramdane Djamel et El Hadaik ;
- A l'ouest : par la Wilaya de Jijel.

I.3. Climat

La Wilaya de Skikda appartient aux domaines bioclimatiques humides et subhumides.

L'étage humide couvre la zone occidentale montagneuse ainsi que les sommets à l'Est et au Sud. Il est à variante douce et tempérée au niveau du littoral et froid à l'intérieur.

L'étage subhumide couvre le reste de la Wilaya, notamment les plaines.

L'étage subhumide prévaut sur les 4/5^{ème} du territoire de la Wilaya avec une pluviométrie comprise entre 1000 et 1500 mm/an.

I.3.1. Température

L'ensemble de la Wilaya est sous l'influence maritime. Les températures sont douces en hiver et chaude en été. Ceci est valable sur le littoral où les amplitudes thermiques sont faibles. Elles sont moins douces en hiver et plus chaudes en été.

Les variations des températures annuelles de la région d'étude sont consignées sur le graphe suivant.

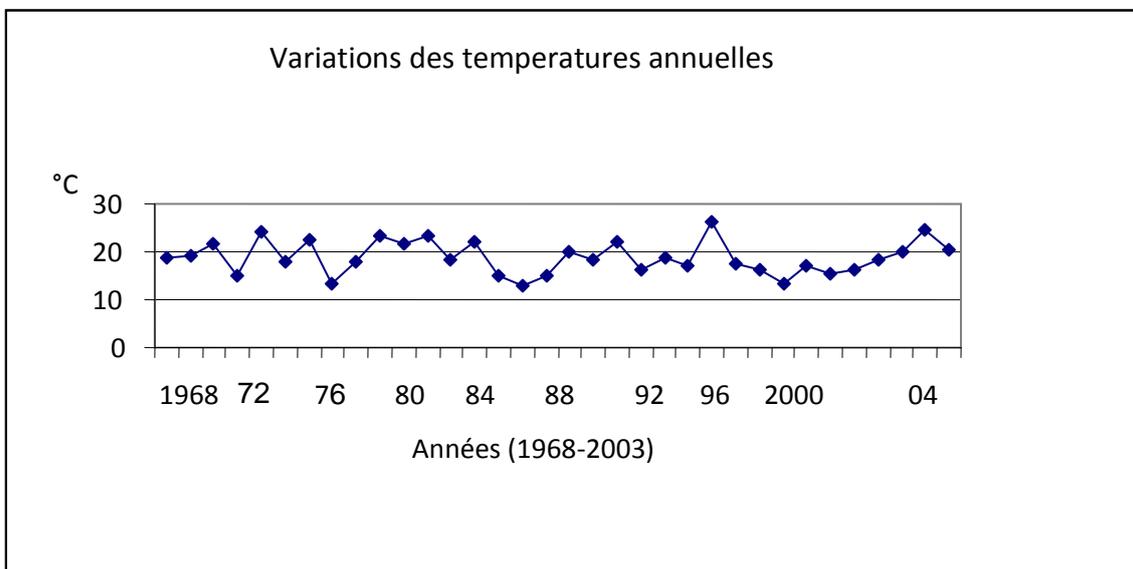


Figure I.4 : Variations des températures annuelles entre 1968 et 2003 dans la région du barrage Guenitra [Tandjir, 2007].

La station du barrage Guenitra enregistre en moyenne des fluctuations variant entre 11 et 26 °C avec trois creux en 1975, 1983 et 1999 et un pic de 26 °C, en 1996.

I.3.2. Pluviométrie

Le maximum s'élève à 1462 mm/an et le minimum à 850 mm/ an. Les précipitations sont très importantes. La Wilaya de Skikda est parmi les Wilaya les plus arrosées d'Algérie.

Néanmoins les pluies sont souvent torrentielles, ruissèlent sans s'infiltrer dans le sol et se jettent en grandes quantités dans les oueds et en mer.

Les caractéristiques pluviométriques du bassin versant du barrage de Guenitra ont été établies sur la base des données recueillies aux stations de mesure, ainsi qu'à celles de Zirout Youcef (1913-1960) et d'El Arrouche (1913-1956 et 1969-1972).

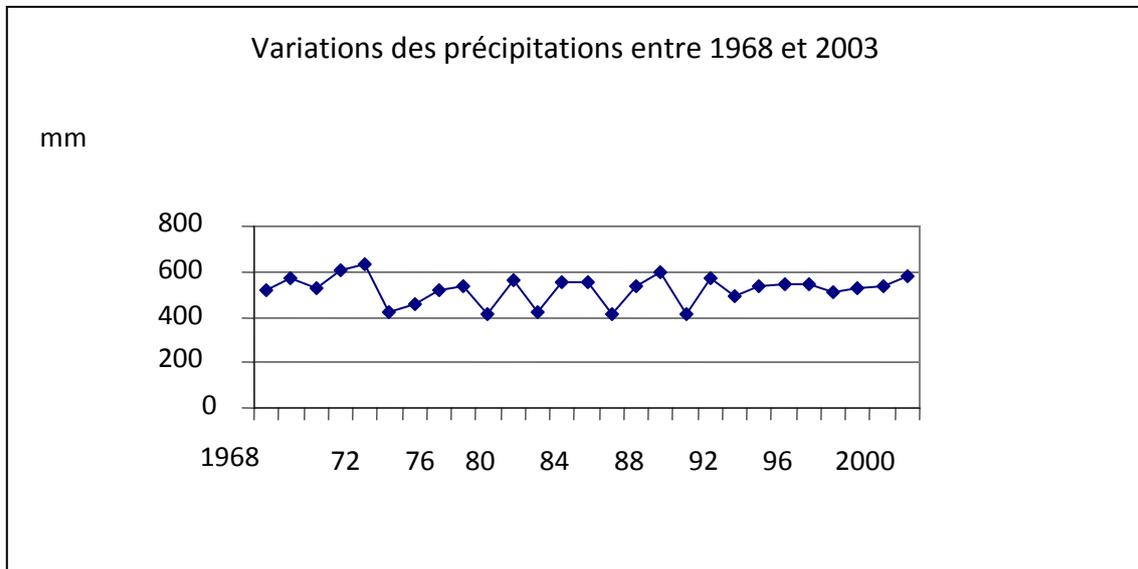


Figure I.5 : Variations des précipitations annuelles entre 1968 et 2003 dans la région du barrage Guenitra [Tandjir, 2007].

Les variations des précipitations annuelles, entre 1968 et 2003, sont représentées sur le graphe laissant voir un pic enregistré en 1972 avec 620 mm pour descendre à 400 mm et cela pour les années, 1973, 1975, 1979 et 1982. A partir de 1996, les fluctuations oscillent entre 500 et 520 mm.

I.4. Barrage de Guenitra

Le barrage de Guenitra (El Baraka) est situé dans la Wilaya de Skikda à une cinquantaine de kilomètres au Sud du Chef lieu de la Wilaya de Skikda.

I.4.1. Objectif de la réalisation du barrage de Guenitra

Ce barrage a un double objectif [ANBT, 1984] :

- Assurer la couverture en eau potable et en eau industrielle de la ville de Skikda et son complexe industriel.

- Assurer l'irrigation de 5650 ha de périmètre agricoles dans la vallée du Saf-Saf et dans la plaine de Medjez Edchich.

I.4.2. Principales caractéristique du barrage de Guenitra

Les principales caractéristiques du barrage de Guenitra sont présentées comme suite [ANBT, 1984] :

- Type du barrage : le barrage de Guenitra est un barrage en terre
- La capacité: 125 millions de m³ qui est équivalente à 164,00 m de niveau.
- Oued : Fassa
- Superficie du bassin versant : 202,00 km².

Conclusion

L'importante pluviométrie et le relief montagneux de la wilaya sont autant d'apport à l'hydrologie. En effet, disposant de plusieurs bassins versants, le réseau hydrologique, assez dense, de la Wilaya, voit chaque année une quantité très importante d'eau se perdre en mer faute de moyens de stockage.

Face à ce retard accumulé en matière de disponibilités en eau, la wilaya de Skikda mène une politique pour mobiliser ses ressources de surface et faire face à la demande. En réponse à la pénurie d'eau un vaste programme de transfert est en cours.

Le projet de réalisation de l'alimentation en eau potable du couloir Tamalous-Aïn Kechera-Sidi Mezghiche à partir du barrage de Guenitra, est l'un des transferts en cours. Ce projet a pour objectif, l'alimentation en eau potable H24 [Midi, 2009] et donc mettre fin au paradoxe ayant longtemps prévalu, des populations entières vivantes tout près du barrage de Guenitra, n'ayant pas bénéficié convenablement des avantages de l'approvisionnement en eau potable.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Dans ce chapitre, on se propose de mettre le point sur les différents éléments nécessaires pour le calcul du déficit de la consommation. On va y traiter les volets suivants, l'évaluation de la population et des dotations unitaires ainsi que les besoins en eau et leurs projections pour l'horizon futur.

II.1. Évaluation de la population

La détermination des besoins en eau d'une agglomération, nous exige de calculer l'évolution de sa population afin de déceler l'existence d'un déficit, et de projeté par la suite les solutions adéquates pour comblé le manque. Pour cela, il existe plusieurs méthodes d'estimation de la population. Le choix de la bonne méthode est assez complexe et difficile à cause de la forte incertitude des conditions qui existeront dans le futur éloigné.

II.1.1. Progression arithmétique

La formule de la progression géométrique est la suivante :

$$P_n - P_1 = K_a (t_n - t_1) \quad (\text{II-1})$$

Avec, t_1 : année pour laquelle on désire estimer la population; P_n : population à l'année t_n ;

P_1 : population connue de l'année t_1 ; K_a : coefficient de progression arithmétique.

(K_a est calculé avec des populations connues)

II.1.2. Progression géométrique

La formule de la progression géométrique est la suivante :

$$P_n = P_1(1+\alpha)^n \quad (\text{II-2})$$

Avec, t_n : année pour laquelle on désire estimer la population; P_n : population à l'année t_n ;

P_1 : population connue de l'année t_1 ; α : coefficient de progression géométrique.

$$n = t_n - t_1$$

Remarque

Les régions d'études sont des villages à vocation agricole, ceci conduit à utiliser la méthode de progression arithmétique, vu que l'application de la méthode de croissance géométrique ne peut être employée que pour des régions où le facteur économique a un impact majeur.

Toutefois, suite au manque de données nécessaires, nous avons opté pour l'utilisation de la méthode géométrique.

Cependant la croissance des populations des régions de la zone d'étude au fil des années précédentes a doublé voire même parfois triplé (voir annexe - A). Ceci ne peut être expliqué que par une croissance géométrique, d'où l'utilisation de la progression géométrique est envisageable, ce qui justifie le choix de cette méthode.

L'estimation de la population pour les deux horizons actuel et futur est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Estimation de la population

Agglomération	K_g	Population 2013	Population 2040
Tamalous			
Tamalous	1,644	20041	30763
Ain Tabia	1,644	04364	06699
Demnia	1,644	04559	06999
Ain Cheraia	1,644	01471	02258
Ahmed Salem	1,644	04016	06165
El Meraia	1,644	03199	04911
Bouyaghil	1,644	01342	02059
Bin El Ouidane	1,644	03107	04769
Ain Rouibeh et Tahouna	1,644	01340	02057
Ain Kechra			
Ain Kechra	1,644	12945	19872
Boudoukha	1,644	05742	08814
Sidi Mezghiche			
Beni Oulbane	1,644	15733	24151
Guenguita	1,644	00631	00969
Souk Tlata	1,644	00715	01105
Rebaine	1,644	00629	00965

Le coefficient de progression géométrique est pris, égal au taux de croissance de la wilaya de Skikda (voir annexe - A)

II.2. Évaluation des besoins

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

II.2.1. Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine), etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoins domestiques d'une agglomération quelconque peuvent être estimés par *[Bouslimi, 2004]*:

- soit des statistiques, qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle, ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population. Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.
- soit en comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles des données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants.

Citons à ce propos, la norme de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S.) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab.

II.2.2. Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc...

Nous citerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins publics *[Bouslimi, 2004]* :

- Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins : de 3 à 5 l/jour/m² ;
- Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé ;
- Pour les Ecoles Primaires : de 10 à 20 l/jour/élève ;
- Pour les Lycées : de 20 à 30 l/jour/élève.

Remarque

La tendance de la région d'étude est agricole, donc il n'y a pas lieux de données de l'importance aux besoins industriels, et puisqu'il est difficile d'estimer avec précision tous les autres besoins on peut en tenir compte en augmentant légèrement la dotation domestique.

II.2.2. La dotation

Passant maintenant aux calculs des besoins en eau potable, pour cela il nous faudra déterminer les dotations nécessaires à chaque région, la dotation dépend de quatre facteurs principaux [Zoungrana, 2003] :

- **Les conditions socio-économiques des usagers**
 - Les revenus : la modification de la structure de consommation est influencée par la fluctuation des revenus ;
 - Le comportement culturel des usagers vis-à-vis de l'eau ;
 - Le niveau d'équipement sanitaire de l'habitat.
- **Le développement urbain** : ce sont les traits caractéristiques de la localité sur le plan de l'organisation et de l'occupation des sols, l'existence et le développement d'unités économiques consommatrices d'eau.
- **Les sources d'approvisionnement existantes** : La qualité, la quantité, le coût et la fiabilité des sources d'approvisionnement alternatives au système amélioré ont une influence considérable sur l'évolution de la demande. En particulier, dans les pays en développement le trait caractéristique du marché de l'eau est l'existence de relations de concurrence et de complémentarité entre différents systèmes d'AEP (système classique, porteurs d'eau, forages, puits saisonniers ou pérennes, cours d'eau, etc...) Certaines familles utilisent l'eau du réseau pour la consommation, celle des sources traditionnelles pour les autres usagers (lessive). Dans ces conditions, au moment de la planification, une attention sera portée sur la demande en eau en provenance du système amélioré et celle qui restera l'apanage des sources alternatives.
- **La tarification** : une variation des tarifs entraîne un réajustement des quantités demandées, c'est l'élasticité de la demande par rapport aux tarifs.

Afin de déterminer la dotation nécessaire à chaque régions, nous allons tout d'abord classer les régions d'étude suivant leur nombre d'habitants, en se basant sur le tableau suivant

[PNE, 2010] :

Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / strates de population

Typologie Agglomération / Strates de Population	
Désignation	Caractéristique
les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Villes de plus de 300000 habitants
L'urbain dit « supérieur » :	100000 < population < 300000 habitants
L'urbain	020000 < population < 100000 habitants
Semi urbain :	005000 < population < 020000 habitants
Semi rural :	003000 < population < 005000 habitants
Rural aggloméré :	00600(100 unités d'habitation) < population < 003000 habitants
Rural épars :	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation)

En fonction des informations inscrites dans le tableau précédent, les dotations sont données comme suit [PNE, 2010] :

Tableau II.3 : Evolution, par région, des dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés

Hypothèse tendancielle	Dotation unitaires domestique et autres usages assimilés en (l/j/hab)				
	Région nord				
Horizon	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles (spe)	170	179	187	196	204
Métropoles	144	152	160	176	192
Urbain sup	128	128	135	150	165
Urbain	112	119	126	140	154
Semi urbain	108	108	115	122	135
Semi rural	094	100	106	113	125
Rural aggloméré	081	086	092	098	104
Dotation moyenne pondérée Population aggloméré	121	125	133	143	155
Eparse	060	060	060	060	060

Le tableau ci après, donne les dotations attribuées à chaque région d'étude pour les deux horizons actuel et futur :

Tableau II.4 : Dotations des régions pour l'an 2013 et 2040

Agglomération	Type de l'agglomération 2013	Dotation 2013 (l/j/hab)	Type de l'agglomération 2040	Dotation 2040 (l/j/hab)
Tamalous				
Tamalous	Urbain	112	Urbain	154
Ain Tabia	Semi rural	094	Semi urbain	135
Demnia	Semi rural	094	Semi urbain	135
Ain Cheraia	Rural aggloméré	081	Rural aggloméré	104
Ahmed Salem	Semi rural	094	Semi urbain	135
El Meraia	Semi rural	094	Semi rural	125
Bouyaghil	Rural aggloméré	081	Rural aggloméré	104
Bin El Ouidane	Semi rural	094	Semi rural	125
Ain Rouibeh et Tahouna	Rural aggloméré	081	Rural aggloméré	104
Ain Kechra				
Ain kechra	Semi urbain	108	Semi urbain	135
Boudoukha	Semi urbain	108	Semi urbain	135
Sidi Mezghiche				
Beni Oulbane	Semi urbain	108	Urbain	154
Guenguita	Rural aggloméré	081	Rural aggloméré	104
Souk Tlata	Rural aggloméré	081	Rural aggloméré	104
Rebaine	Rural aggloméré	081	Rural aggloméré	104

II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est déterminée sur la base des dotations affectées à chaque région.

Cette consommation est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{j \text{ moy}} = \frac{1}{1000} \sum Q_i N_i \quad (\text{II-3})$$

Avec, $Q_{j \text{ moy}}$: consommation moyenne journalière en (m^3/j); Q_i : consommation unitaire (dotation) ($\text{l}/\text{hab}/\text{j}$); N_i : nombre d'usages.

Après avoir déterminé les dotations ainsi que la consommation moyenne journalière, on peut désormais tracer le tableau des besoins pour l'an 2013 et 2040.

Tableau II.5 : Besoins en eau potable pour l'horizon présent et futur

Agglomérations	Besoins 2013 (m^3/j)	Besoins 2040 (m^3/j)
Tamalous		
Tamalous	2244,592	4737,502
Ain Tabia	0410,216	0904,365
Demnia	0428,546	0944,865
Ain Cheraia	0119,151	0234,832
Ahmed Salem	0377,504	0832,275
El Meraia	0300,706	0613,875
Bouyaghil	0108,702	0214,136
Bin El Ouidane	0292,058	0596,125
Ain Rouibeh et Tahouna	0108,540	0213,928
Ain Kechra		
Ain Kechra	1398,060	2682,720
Boudoukha	0620,136	1101,750
Sidi Mezghiche		
Beni Oulbane	1699,164	3719,254
Guenguita	0051,111	0100,776
Souk Tlata	0057,915	0114,920
Rebaine	0050,949	0100,360

Les figures suivantes présentent la variation des besoins en fonction des régions

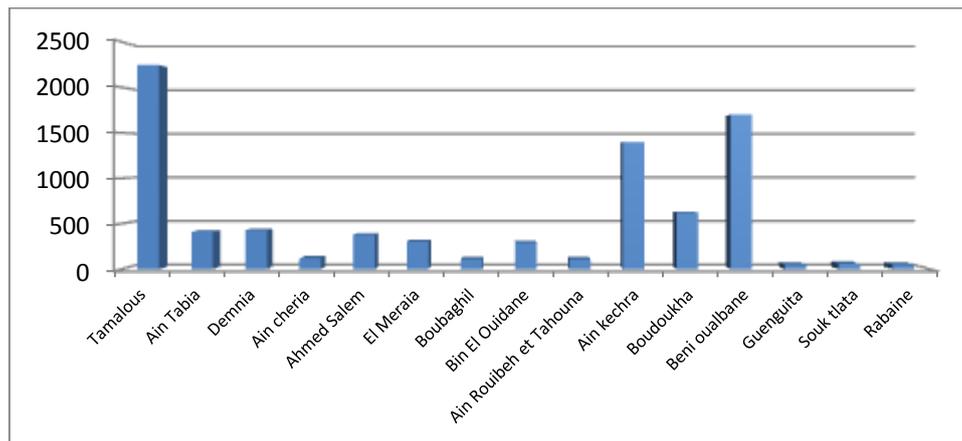


Figure II.1: Histogramme représentatif des besoins en eau pour l'année 2013

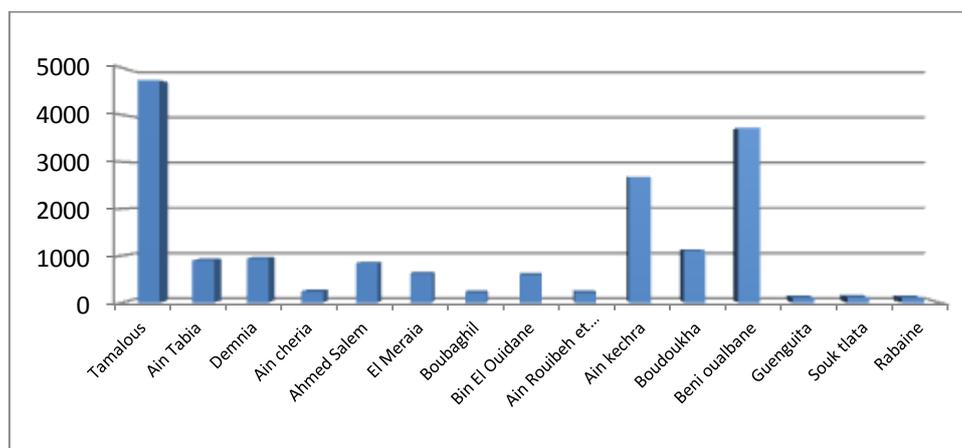


Figure II.2 : Histogramme représentatif des besoins en eau pour l'année 2040

On constate que les besoins en eau potable de la région d'étude se doublent pour l'année 2040 par rapport à ceux de 2013, ce qui est tout à fait normal, car la population augmentera d'ici 2040 et leurs consommations unitaires croient à son tour.

II.4. Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale.

II.4.1. Coefficient d'irrégularité journalier

La consommation d'eau est variable en fonction du mois (la consommation est maximale en Juillet et Août), du jour de la semaine et de l'heure de la journée (elle est généralement maximale vers 12 heure du matin).

Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale (la journée de pointe ou la pointe journalière), de l'année du projet [Bouslimi, 2004].

On définit alors un coefficient de pointe journalier K_j :

Le coefficient d'irrégularité K_j est égal au rapport de la consommation $Q_{j \max}$ à la consommation moyenne journalière $Q_{j \text{ moy}}$ soit :

$$K_j = \frac{Q_{j \max}}{Q_{j \text{ moy}}} \quad (\text{II-4})$$

La valeur de ce coefficient K_j est, en principe, déterminé à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, ce coefficient varie de 1,3 à 1,6, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération. Pour cette étude on prend $K_j = 1,3$

II.4.2. Coefficient d'irrégularité horaire

Les ouvrages de distribution d'eau (réseau, réservoirs) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (l'heure de pointe ou la pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet [Bouslimi, 2004].

On définit aussi un coefficient de pointe horaire K_h :

$$K_h = \frac{Q_{h \max}}{Q_{h \text{ moy}}} \quad (\text{II-5})$$

De même, la valeur du coefficient K_2 est déterminée à partir des statistiques sur la variation horaire de la consommation. Sa valeur varie de 1,5 à 3,5, selon l'importance de l'agglomération :

- Pour une Grande Ville : $K_2 = 1,5$ à 2.
- Pour une Ville Moyenne : $K_2 = 2$ à 2,5.
- Pour une Zone Rurale : $K_2 = 3$ à 3,5.

II.4.3. Détermination de la consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière est donnée par

$$Q_{j \max} = Q_{j \text{ moy}} K_j \quad (\text{II-6})$$

Dans le tableau II.6 sont donnés les débits journaliers max de chaque agglomération pour l'horizon actuel et futur :

Tableau II.6 : Consommation maximale journalier pour l'an 2013 ainsi que l'an 2040

Agglomérations	K_j	$Q_{jmax} 2013$ (m^3/j)	$Q_{jmax} 2040$ (m^3/j)
Tamalous			
Tamalous	1,3	2917,970	6158,752
Ain Tabia	1,3	0533,281	1175,674
Demnia	1,3	0557,110	1228,324
Ain Cheraia	1,3	0154,896	0305,282
Ahmed Salem	1,3	0490,755	1081,958
El Meraia	1,3	0390,918	0798,038
Bouyaghil	1,3	0141,313	0278,377
Bin El Ouidane	1,3	0379,675	0774,963
Ain Rouibeh et Tahouna	1,3	0141,102	0278,106
Ain Kechra			
Ain Kechra	1,3	1817,478	3487,536
Boudoukha	1,3	0806,177	1432,275
Sidi Mezghiche			
Beni Oulbane	1,3	2208,913	4835,030
Guenguita	1,3	0066,444	0131,009
Souk Tlata	1,3	0075,290	0149,396
Rebaine	1,3	0066,234	0130,468
Total			
/		10748	22246

II.5. Calcul du déficit de consommation

Dans le but de satisfaire les besoins en eau des localités à l'horizon d'étude (2040), il faudra déterminer le déficit en eau à combler par la mobilisation d'autres ressources comme les eaux du barrage de Guenitra.

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

L'alimentation en eau potable des agglomérations concernées par la présente étude est totalement assurée à partir des eaux souterraines (forages et source).

Le tableau suivant résume les débits mobilisés pour chaque agglomération :

Tableau II.7 : Ressource en eau disponible [*DHW Skikda, 2006*]

Daïra	Agglomérations	Ressource en eau	
		Souterraine + Superficiel	
		Q (l/s)	Q (m ³ /j)
Tamalous	Tamalous	25,00	2 160,00
	Ain Tabia	00,00	0000,00
	Demnia	06,00	0518,40
	Ain Cheraia	00,00	0000,00
	Ahmed Salem	00,00	0000,00
	El Meraia	00,00	0000,00
	Bouyaghil	00,00	0000,00
	Bin el Ouidane	10,00	0864,00
	Ain Rouibeh+Tahouna	00,00	0000,00
TOTAL		41,00	3542,40
Ain Kechra	Ain Kechra	04,20	0362,88
	Boudoukha	00,60	0051,84
TOTAL		04,80	0414,72
Sidi Mezghiche	Beni Oulbane	11,57	0999,65
	Guenguita	00,50	0043,20
	Souk Tlata	00,69	0059,62
	Rebaine	00,50	0043,20
TOTAL		13,26	1145,66
TOTAL GENERAL		59,06	5102,78

Il en ressort que la somme des débits mobilisés est de : 59 l/s, ce qui représente 47 % des besoins en eau potable actuels et 22 % pour l'horizon 2040.

Cela montre que les régions d'étude souffre d'un véritable stress hydrique. Donc se projet de transfert est d'une nécessité capital afin de combler ce manque.

Le tableau suivant ainsi que l'histogramme clarifient mieux le déficit à combler pour chaque région.

Tableau II.8 : Estimations des déficits

Agglomérations	Ressources (m ³)	Déficit ou excès 2013 (m ³)	Déficit ou excès 2040 (m ³)
Tamalous			
Tamalous	2160,00	- 757,97	- 3998,75
Ain Tabia	0000,00	- 533,28	- 1175,67
Demnia	0518,40	- 038,71	- 0709,92
Ain Cheraia	0000,00	- 154,90	- 0305,28
Ahmed Salem	0000,00	- 490,76	- 1081,96
El Meraia	0000,00	- 390,92	- 0798,04
Bouyaghil	0000,00	- 141,31	- 0278,38
Bin el Ouidane	0864,00	484,32	0089,04
Ain Rouibeh+Tahouna	0000,00	- 141,10	- 0278,11
Ain Kechra			
Ain Kechra	0362,88	- 1454,60	- 3124,66
Boudoukha	0051,84	- 0754,34	- 1380,44
Sidi Mezghiche			
Beni Oulbane	0999,65	- 1209,26	- 3835,38
Guenguita	0043,20	- 0023,24	- 0087,81
Souk Tlata	0059,62	- 0015,67	- 0089,78
Rebaine	0043,20	- 0023,03	- 0087,27

Remarque

Vu le manque de l'information, on a supposé que la ressource disponible dans ces régions reste constante et n'évaluera pas dans le temps.

Il faut mobiliser au moins **17143 m³** du barrage de Guenitra pour satisfaire les besoins de la population en eau potable pour l'horizon 2040.

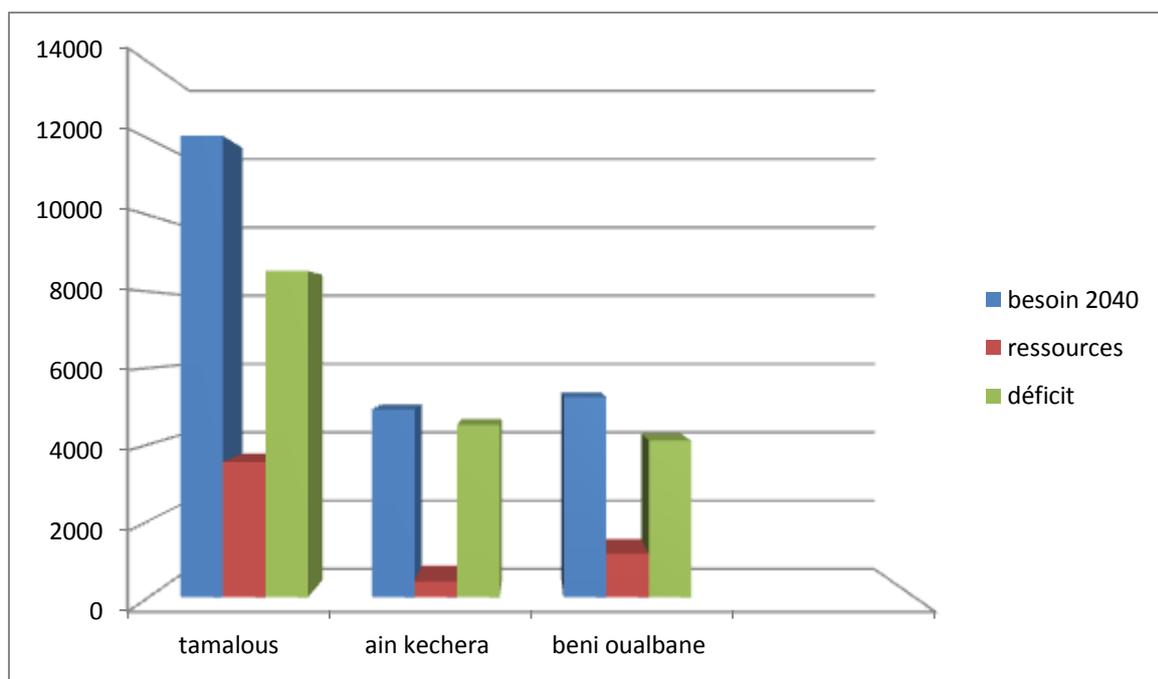


Figure II.3 : Répartition par commune des déficits à combler à l’horizon 2040

Conclusion

Après l’analyse des calculs, il en ressort que les sources et les forages disponibles dans les régions de l’étude sont insuffisants pour satisfaire les besoins en eau potable de leurs populations. Il ne représente que 47 % de la demande totale voir même pas la moitié, ce pourcentage passera à 22 % d’ici 2040, si ce n’est pas moins car comme il a été déjà inscrit, on a supposé que la ressource reste constante et ne varie pas en fonction du temps ce qui est peu probable. Donc on peut négliger les eaux soutirées des puits, et se consacrer à satisfaire les besoins des populations juste en utilisant la réserve superficiel c'est-à-dire le barrage de Guenitra. Dans ce chapitre, nous avons aussi évalué la quantité d’eau à mobiliser du barrage Guenitra pour satisfaire les besoins futurs.

Chapitre III

Réservoirs

Chapitre III

Réservoirs

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés, semi-enterrés et réservoirs surélevés.

Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- Réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau).
- Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

III.1. Fonctions des réservoirs

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé,... Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une

charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...).
- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).
- Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

Compte tenu des multiples fonctions d'un réservoir, il reste très souvent difficile et surtout coûteux de lui trouver un substitut complet. Certes, l'eau peut être injectée directement dans le réseau avec des débits variables selon les besoins, avec un système de gestion en temps réel de la station de pompage (automatisation du fonctionnement). De nombreuses villes d'Europe et d'Amérique ont des réseaux sans réservoirs (Chicago, Leningrad, Toulouse, Anvers,...). Un réservoir n'est donc pas indispensable, mais il reste la solution la plus économique.

III.2. Emplacement géographique des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale, la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

En éloignant le réservoir de l'agglomération ; nous sommes conduit à augmenter, soit son altitude, soit le diamètre de la conduite de liaison entre le réservoir et l'agglomération

III.3. Altitude des réservoirs

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante " H_{\min} " en tout point du réseau de distribution, en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé).

L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à H_{\min} . C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspondant au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide).

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir.

La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique).

Notons aussi que, pour les châteaux d'eau, et pour des raisons économiques, on doit éviter des surélévations (H_R supérieures à 40 m). Le cas échéant, on peut augmenter les diamètres de quelques conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et limiter la surélévation nécessaire.

III.4. Volume des réservoirs

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

- Volume de modulation journalière : un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constante, selon le débit moyen du jour.
- Volume de sécurité : un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité. Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la panne de fréquence annuelle). Cette durée est considérée dans beaucoup de pays être inférieure à 2 heures.

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs [Bouslimi, 2004]

III.4.1. Calcul forfaitaire de la capacité d'un réservoir

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

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

III.4.2. Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation (pointe) [Bouslimi, 2004].

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

Le principe de calcul est simple [Bouslimi, 2004]:

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

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

III.4.3. Calcul approximatif

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation des débits distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs $[q_a(h)]$:

- Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à $a (= Q_{j \max} / 24)$.
- Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement: de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à $2,4 a (= Q_{j \max} / 10)$.
- Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

En ce qui concerne la variation horaire de la consommation, elle varie selon l'importance de l'agglomération. Le coefficient de pointe horaire augmente quand la ville devient plus petite. Les valeurs adoptées sont généralement 1,5 pour une très grande ville, entre 2 et 2,5 pour une ville moyenne, et pouvant atteindre 3,5 pour une petite ville. Selon l'importance de l'agglomération, il faut alors choisir un régime de variation de la consommation $[q_c(h)]$ et en déduire le volume des réservoirs.

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h).

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie pourrait être supérieure à 120 m^3 . Pour les grandes villes, le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

Enfin, nous signalons qu'il faut répartir le volume nécessaire sur au moins deux réservoirs (ou cuves indépendantes), pour plus de sécurité dans la distribution et pour prévoir la possibilité de nettoyage des cuves.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250 ; 500; 1000; 1500; 2000; 3000 ; 5000; 7500; 10000; 12000; 15000 et $20\,000 \text{ m}^3$.

A cause des frais élevés exigés par la construction, l'exploitation et l'entretien des châteaux d'eau, leur volume dépasse rarement 1000 m^3 . Un bon ajustement du régime de pompage ou, éventuellement, l'utilisation simultanée d'autres réservoirs semi-enterrés, nous permettent alors de réduire le volume nécessaire du château d'eau.

III.5. Equipment de réservoir

Les réservoirs sont équipés de :

III.5.1. Conduite d'adduction

Le point d'arrivée peut être soit au fond du réservoir soit à la partie supérieure du réservoir. La qualité de l'eau pompée peut intervenir dans le choix de l'emplacement de la conduite d'adduction au niveau du réservoir. Si l'eau pompée est désoxygénée, il est utile de placer l'arrivée de la conduite à un niveau de telle façon à déverser librement ce qui permet d'enrichir l'eau d'oxygène.

Dans un certain cas on peut provoquer par le même système un entartrage de la cuve et des conduites par simple destruction du complexe carbonique, dans ce cas le niveau d'arrivée doit être inférieur au niveau max de l'eau.

III.5.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.

III.5.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer le déversement. Dans le cas où la conduite est tenue verticalement, son extrémité supérieure est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire. La conduite du trop plein ne doit pas avoir un robinet vanne. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III.5.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir. A cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne.

III.5.5. Conduite By-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir.

III.5.6. Robinet-flotteur

Le réservoir est équipé d'un robinet- flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau descend.

III.5.7. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau Δ_{min} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

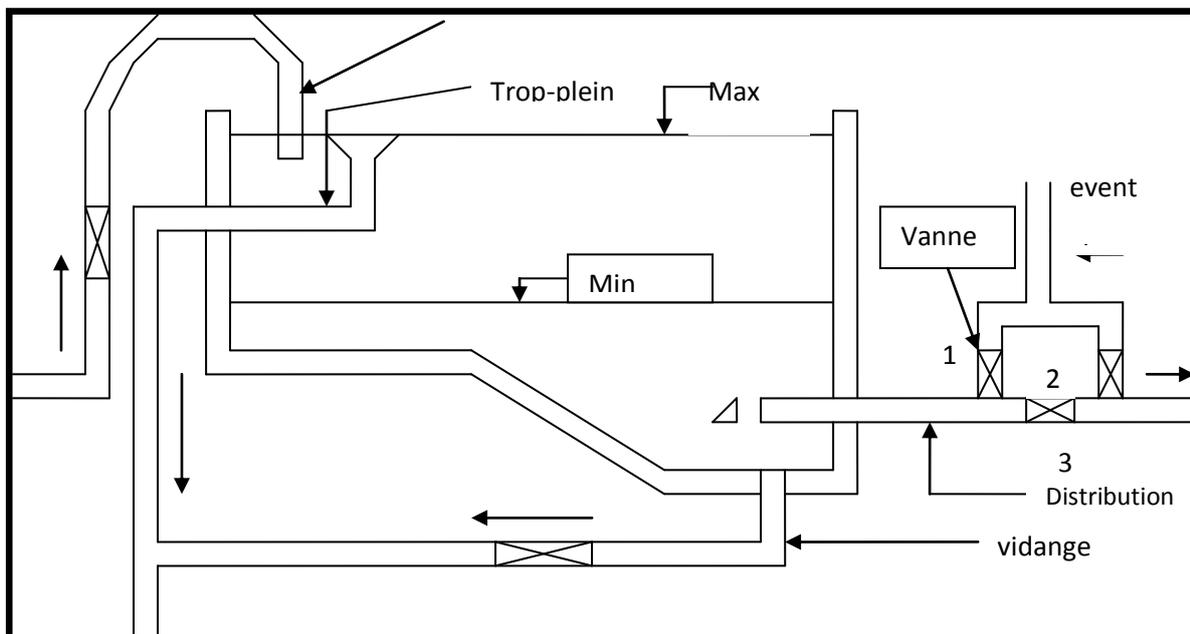


Figure III.1: Matérialisation de la réserve d'incendie

III.6. Capacité et dimensionnement des réservoirs

Pour chaque région d'étude, on a dimensionné son réservoir, ce qui nous a donné un total de quinze (15) réservoirs en tout.

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

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

[Bouziane, 2008].

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0 - 1	1,0	1,50	3,0	3,35	0,75
1 - 2	1,0	1,50	3,2	3,25	0,75
2 - 3	1,0	1,50	2,5	3,30	1,00
3 - 4	1,0	1,50	2,6	3,20	1,00
4 - 5	2,0	2,50	3,5	3,25	3,00
5 - 6	3,0	3,50	4,1	3,40	5,50
6 - 7	5,0	4,50	4,5	3,85	5,50
7 - 8	6,5	5,50	4,9	4,45	5,50
8 - 9	6,5	6,25	4,9	5,20	3,50
9 - 10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,50
10 - 11	4,5	6,25	4,8	4,85	6,00
11 - 12	5,5	6,25	4,7	4,60	8,50
12 - 13	7,0	5,00	4,4	4,60	8,50
13 - 14	7,0	5,00	4,1	4,55	6,00
14 - 15	5,5	5,50	4,2	4,75	5,00
15 - 16	4,5	6,00	4,4	4,70	5,00
16 - 17	5,0	6,00	4,3	4,65	3,50
17 - 18	6,5	5,50	4,1	4,35	3,50
18 - 19	6,5	5,00	4,5	4,40	6,00
19 - 20	5,0	4,50	4,5	4,30	6,00
20 - 21	4,5	4,00	4,5	4,30	6,00
21 - 22	3,0	3,00	4,8	3,75	3,00
22 - 23	2,0	2,00	4,6	3,75	2,00
23 - 24	1,0	1,50	3,3	3,70	1,00

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul de l'apport et de la consommation d'eau pour chaque heure pendant 20 heures (la durée de pompage est de 20/24 heures). On utilisera les formules suivantes:

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

$$Q_{II} = K_g [Q_{j \max} + Q_{\text{incendie}}] \quad (\text{III-1})$$

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

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

$$\text{Apport} = \frac{Q_{II}}{20} \quad (\text{III-2})$$

$$\text{Consommation} = \frac{20 Q_{II} C_h}{100} \quad (\text{III-3})$$

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

$$V = \left| \Delta V^+ \right|_{\max} + \left| \Delta V^- \right|_{\max} \quad (\text{III-4})$$

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

Tableau III.2 : Capacité théorique des réservoirs

Daira	Agglomérations	Capacité théorique (m³)
Tamalous	Tamalous	1574,535
	Ain Tabia	0615,300
	Demnia	0627,690
	Ain Cheraia	0410,550
	Ahmed Salem	0593,250
	El Meraia	0526,470
	Bouyaghil	0404,250
	Bin el Ouidane	0521,010
	Ain Rouibeh+Tahouna	0404,040
Ain Kechra	Ain Kechra	1021,015
	Boudoukha	0675,570
Sidi Mezghiche	Beni Oulbane	1300,180
	Guenguita	0369,600
	Souk Tlata	0373,800
	Rebaine	0369,390

Notons que dans ces régions, il existe déjà des réservoirs donc il faudra prendre en compte leurs capacité de stockage, afin de déterminé le volume final de chacun des réservoirs projetés.

Le tableau suivant nous donne la capacité des réservoirs existants dans chaque région d'étude :

Tableau III.3 : Capacité des réservoirs existants [*DHW Skikda ,2006*]

Daïra	Agglomérations	Capacité Réservoir Existant (m³)
Tamalous	Tamalous	3600
	Ain Tabia	0050
	Demnia	0550
	Ain Cheraia	0000
	Ahmed Salem	0300
	El Meraia	0100
	Bouyaghil	0100
	Bin el Ouidane	0100
	Ain Rouibeh+Tahouna	0100
Ain Kechra	Ain Kechra	2200
	Boudoukha	1000
Sidi Mezghiche	Beni Oulbane	1500
	Guenguita	0100
	Souk Tlata	0250
	Rebaine	0050

Le tableau ci après présente les volumes finaux :

Tableau III.4 : Capacité des réservoirs projeté

Daira	Agglomérations	Capacité Réservoir Existant (m ³)	Capacité théorique (m ³)	Excès (m ³)	Déficit (m ³)	Réservoir projeté (m ³)
Tamalous	Tamalous	3600,000	1574,535	2025,465	/	000
	Ain Tabia	0050,000	0615,300	/	565,300	600
	Demnia	0550,000	0627,690	/	077,690	100
	Ain Cheraia	0000,000	0410,550	/	410,550	450
	Ahmed Salem	0300,000	0593,250	/	293,250	300
	El Meraia	0100,000	0526,470	/	426,473	450
	Bouyaghil	0100,000	0404,250	/	304,250	350
	Bin el Ouidane	0100,000	0521,010	/	421,010	450
Ain Kechra	Ain Kechra	2200,000	1021,015	1178,985	/	000
	Boudoukha	1000,000	0675,570	0324,43	/	000
Sidi Mezghiche	Beni Oulbane	1500,000	1300,180	0199,82	/	000
	Guenguita	0100,000	0369,600	/	269,600	300
	Souk Tlata	0250,000	0373,800	/	123,800	150
	Rebaine	0050,000	0369,390	/	319,390	350

On remarque que pour Tamalous, Ain Kechra, ainsi que Boudoukha et Beni Oulbane, il n'a pas lieux de construire de nouveaux réservoirs, car ceux qui existent ont une capacité de stockage suffisante pour recevoir les apports futurs.

III.7. Formes et Dimensionnement des réservoirs

La forme des réservoirs est généralement circulaire, elle est rarement carrée ou rectangulaire. En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieur doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas détruire l'environnement.

La hauteur d'eau (h_r) dans les réservoirs est comprise entre 3 et 6 m, et atteint, exceptionnellement, 10 m pour les grandes villes. Le diamètre du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de 1,5 à 2 fois la hauteur de la cuve h_r . Pour des raisons économiques, les réservoirs sont construits en béton armé jusqu'à un volume de 2500 m³ et en béton

précontraint jusqu'à 20 000 m³. Pour des faibles volumes, et rarement, ils peuvent être métalliques.

Les réservoirs semi-enterrés sont les plus utilisés, avec un toit généralement voûté, et une couverture par de la terre ou du sable sur 0,2 à 0,3 m (isolation thermique de l'eau) [Bouslimi, 2004].

Pour ce qui concerne notre étude, nous avons opté pour des cuves en béton ayant une forme circulaire, pour les raisons suivantes :

- Les forces de pression s'annulent.
- Absence de point mort où l'eau ne circule pas (absence de coins où l'eau stagnerait).
- Il est le plus économique.

Le tableau suivant résume le volume des réservoirs ainsi que leurs hauteurs et diamètres :

Tableau III.5: Dimensionnement des réservoirs

Daira	Agglomérations	Volume	Hauteur	Diamètre
Tamalous	Tamalous	000	0,0	00
	Ain Tabia	600	6,0	12
	Demnia	100	3,5	07
	Ain Cheraia	450	5,5	11
	Ahmed Salem	300	5,0	10
	El Meraia	450	5,5	11
	Bouyaghil	350	5,0	10
	Bin el Ouidane	450	5,5	11
	Ain Rouibeh + Tahouna	350	5,0	10
Ain Kechra	Ain Kechra	000	0,0	00
	Boudoukha	000	0,0	00
Sidi Mezghiche	Beni Oulbane	000	0,0	00
	Guenguita	300	5,0	10
	Souk Tlata	150	4,0	08
	Rebaine	350	5,0	10

III.8. Capacité du réservoir tampon

Les réservoirs tampons sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adductions situé à l'aval. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

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

$$V_B = \frac{Q T}{4} \quad (\text{III-5})$$

Avec, V_B : volume du réservoir tampon ; Q : le débit entrant au réservoir pendant 20h de pompage ; T : temps de remplissage du réservoir qui sera égale à 15min.

Remarque

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant, mais l'évolution temporelle des pertes de charge et les caractéristiques réelles des pompes conduisent généralement à des écarts. L'hypothèse est alors faite que le débit pompé est $x\%$ supérieur au débit d'entrée, la valeur adoptée à x est : $x = 5\%$

Dans notre cas, nous avons besoin de deux réservoirs tampon situés respectivement à la cote 270 m, et 234 m. Le premier sera placé au voisinage du barrage, tandis que le second sera établi à Ain Tabia.

- Réservoir tampon cote 270 m :

Le débit entrant est de $51563 \text{ m}^3/\text{j}$. Le temps de remplissage sera pris égal à 15 min, cela nous donne un volume de $161,132 \text{ m}^3$, il sera arrondi à $V = 200 \text{ m}^3$.

- Réservoir tampon cote 234 m :

Le débit entrant est de $16874 \text{ m}^3/\text{j}$. Le temps de remplissage sera pris égal à 15 min, cela nous donne un volume de $52,731$, il sera arrondi à $V = 100 \text{ m}^3$.

Conclusion

Les communes de Tamalous, d'Ain Kechra ainsi que Boudoukha, Beni Oulbane ont des réservoirs suffisants jusqu'à l'an 2040. Les autres régions nécessitent la réalisation d'autres réservoirs afin de satisfaire les besoins de leurs populations futures.

Chapitre IV
Tracé des variantes

Chapitre IV

Tracé des variantes

Au cours de ce chapitre, nous allons essayer de définir certains critères essentiels pour le tracé d'un transfert et d'étudier les différentes variantes possibles pour le transfert des eaux du barrage d'Guenitra jusqu'aux agglomérations Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et leurs zones environnantes.

IV.1. Définition du transfert

Littéralement, les transferts d'eau représentent le transport d'un volume d'eau d'un lieu géographique vers un autre.

Techniquement, le transfert d'eau regroupe les techniques d'adductions les plus appropriées, permettant d'acheminer l'eau depuis sa source vers le lieu de distribution et d'utilisation, à travers un réseau de conduite ou d'ouvrages.

IV.2. Types de transfert

On peut distinguer deux types de transfert en fonction du type de l'écoulement de l'eau des les conduite d'adduction :

IV.2.1. Transfert à écoulement gravitaire

La ressource en eau se situe à une altitude supérieure à celle du point d'arrivée. L'écoulement est donc causé par la différence de niveaux hydrauliques, l'eau se déplace ainsi grâce à la force de gravitation d'un point haut vers un point bas.

L'écoulement gravitaire peut se faire soit à surface libre dans des canaux ou aqueducs, soit en charge dans des conduites forcées.

IV.2.2. Transfert par refoulement

Quand la ressource en eau se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait par refoulement à l'aide de pompes.

L'écoulement est en charge, il s'effectue à pleine section.

Un transfert mixte peut facilement être envisagé suivant la nature des terrains et de la topographie traversée.

IV.3. Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre ;
- Ecoulement en charge.

IV.3.1. Ecoulement à surface libre

On désigne par écoulements à surface libre les écoulements dans lesquels le fluide qui s'écoule est en contact avec l'atmosphère, et donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente. Cette configuration apparaît dans les canaux ou aqueducs.

Dans les écoulements à surface libre, la difficulté majeure est de déterminer les caractéristiques de la surface libre : position, forme, vitesse . . .

IV.3.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement confiné à l'intérieur d'un contenant, en générale une conduite, il s'effectue à pleine section.

L'écoulement est forcé, l'eau qui s'écoule à travers la conduite est poussée par la pression de l'eau exercée à l'amont. Dans ce cas, la pression diffère de la pression atmosphérique.

IV.4. Critères du tracé de la conduite de transfert

Un projet de transfert dépend essentiellement de l'étude technico-économique qui se base sur le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant les caractéristiques optimales.

Afin de définir les variantes les plus technico-économiques, le choix du tracé des conduites d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera de respecter dans la mesure du possible.

IV.4.1. Critères techniques

Les critères techniques sont comme suit *[Maougal, 2010]* :

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne ;
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impacte environnemental, une pose enterrée de la conduite

devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche ;

- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite;
- Eviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts) ;
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de tel sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier) ;
- Faciliter la collecte de l'air en des points hauts de façon naturelle ou artificielle. Pour cela, il se doit de réaliser une montée lente suivie par une descente rapide : les pentes minimales pour un grand diamètre sont de 1/1000 pour les profils ascendants et de 1/500 pour les profils descendants ;
- Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main d'œuvre ;
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

IV.4.2. Critères économiques

Les critères économiques sont comme suit [*Maougal, 2010*] :

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

IV.5. Variantes proposées

L'objectif de cet aménagement est de renforcer l'alimentation en eau potable des agglomérations de Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et leurs zones environnantes à partir du barrage de Guenitra.

En effet, les eaux brutes du barrage de Guenitra seront traitées au niveau de la station de traitement projetée au pied du barrage.

A partir de cette station de traitement, l'eau est ensuite transférée vers les agglomérations concernées via un réseau composé de conduites de différents diamètres, de stations de pompage et de réservoirs.

Pour cet aménagement, on propose deux variantes :

IV.5.1. Variante 1

La vue en plan de la variante 1 est représentée sur la figure IV.1

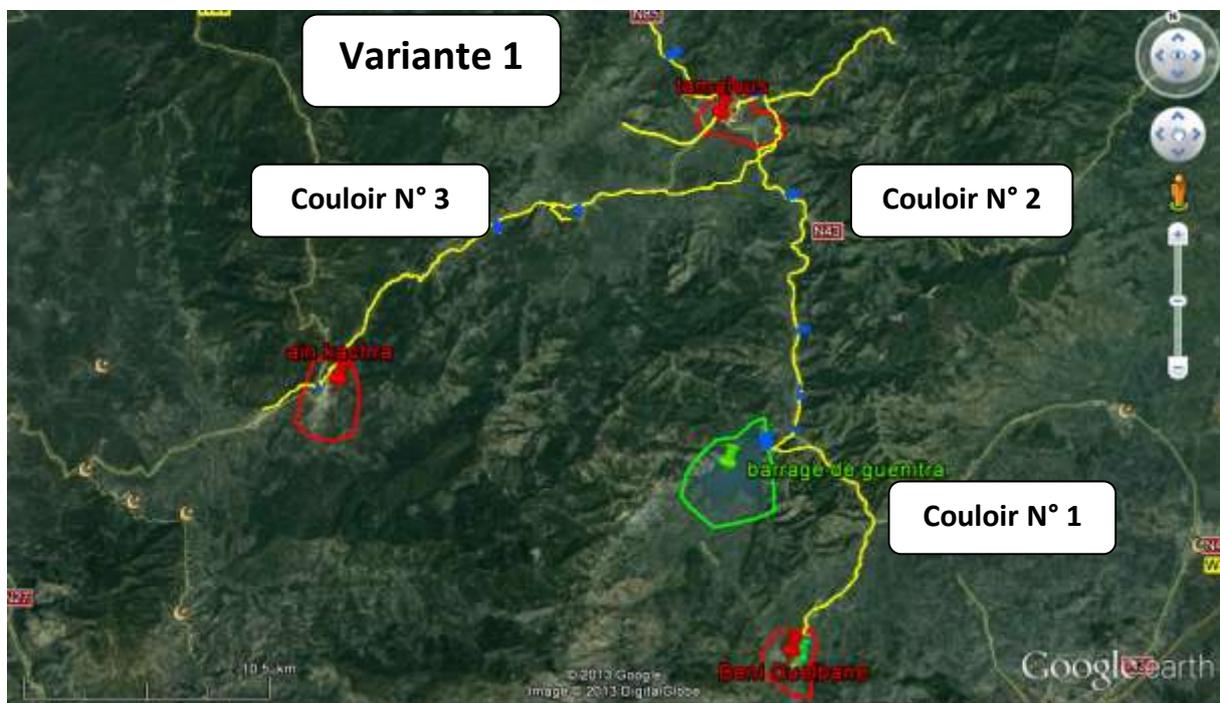


Figure IV.1 : Représentation de la variante 1 sur plan

La variante 1 est composée principalement de trois couloirs :

- **Couloir N° 1 : Beni Oulbane**

Ce couloir est destiné à l'approvisionnement en eau potable de l'agglomération de Beni Oulbane. Les prestations de ce couloir démarrent de la bride de sortie de la station de pompage au niveau de la station de traitement et englobent également le tronçon commun de refoulement jusqu'au réservoir Tampon 200 m³.

En suite l'eau est acheminée gravitairement le long de la route nationale RN.85 puis elle sera déviée sur la route Wilayale CW.10 jusqu'à une station de pompage qui refoule vers le réservoir d'arrivée de Beni Oulbane.

La longueur du couloir Beni Oulbane est d'environ 13 km.

- ***Couloir N° 2 : Tamalous et zones environnantes***

Le couloir présent permet l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Tamalous et leur zone environnante : Guinguita, Souk Tleta, Rebaine, El Meraya, Ain Chraia, Demnia, Ahmed Salem et Bouyaghil.

L'eau est acheminée gravitairement le long de la route nationale RN.85 a partir du réservoir Tampon 200 m³ vers Tamalous.

L'alimentation de la région d'Ain Cheraia est réalisée par un piquage sur le tronçon principal au point de ramification (PR 7).

La longueur de ce couloir est d'environ 43 km.

- ***Couloir N° 3 : Ain Kechra et Zones environnantes***

Ce couloir permettra l'alimentation en eau potable de l'agglomération d'Ain Kechra et de sa zone environnante : Ain Tabia, Bin El Ouidane, Tahouna-Ain Rouibeh et Boudoukha.

Suite à un piquage sur la conduite du couloir N° 2 (Tamalous) au point PR 5, l'eau est acheminée gravitairement puis par refoulement via une station de pompage jusqu'au réservoir Tampon 100 m³ d'Ain Tabia. De là l'eau est transportée gravitairement puis par refoulement jusqu'au réservoir d'arrivée.

La région de Boudoukha sera alimentée gravitairement

La longueur de ce couloir est d'environ 27 km.

IV.5.2. Variante 2

La vue en plan de la variante 2 est représentée sur la figure IV.2

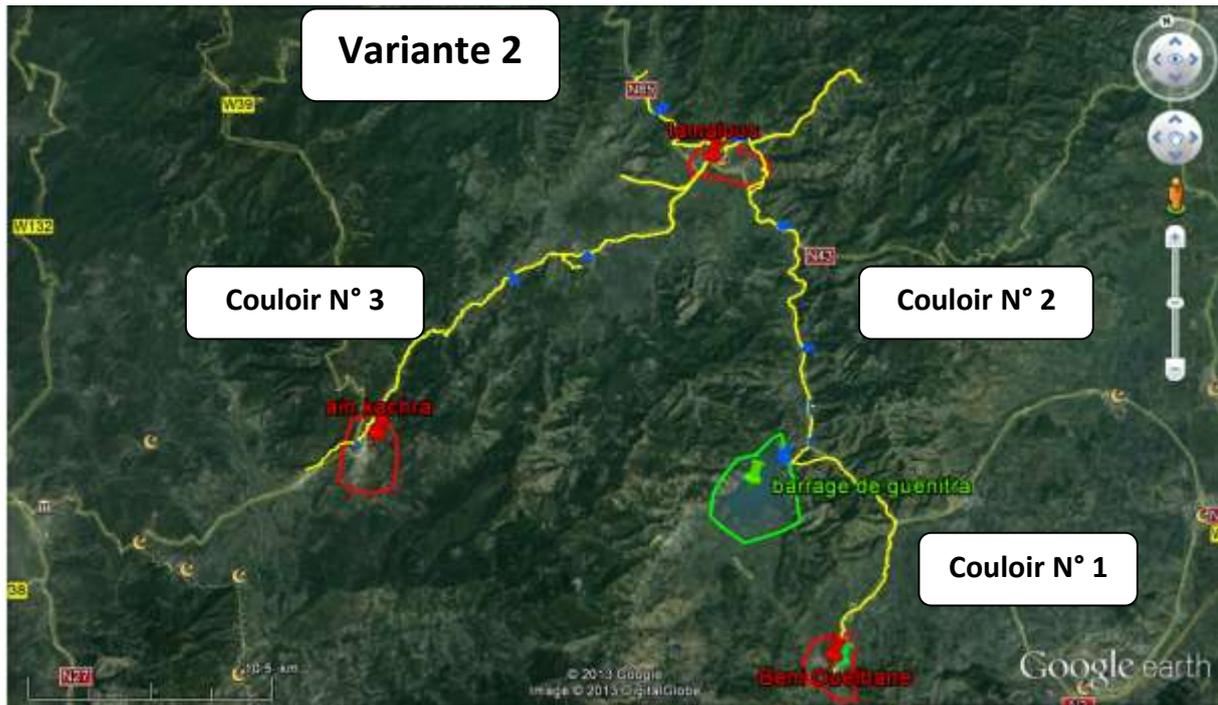


Figure IV.2 : Représentation de la variante 2 sur plan

La variante 2 est composée aussi principalement de trois couloirs

- **Couloir N° 1 : Beni Oulbane**

Le couloir N° 1 de la variante 2 est similaire à celui de la variante 1.

- **Couloir N° 2 : Tamalous et zones environnantes**

Le tracé du couloir N° 2 de la variante 2 est identique à celui de la variante 1, la différence réside dans le débit transporté.

Le débit circulant dans le tronçon principal (PR 5 jusqu'à PR9) de la variante 2 est plus important que celui de la variante 1 et donc les diamètres des conduites de la variante 2 seront plus importants que ceux de la variante 1.

- **Couloir N° 3 : Ain Kechra et Zones environnantes**

L'agglomération d'Ain Kechra et zones environnantes sera alimentée par le prolongement du couloir N° 2 (Tamalous).

Les zones environnantes d'Ain Kechra sont : Ain Tabia, Bin El Ouidane, Tahouna-Ain Rouibeh et Boudoukha.

L'eau est acheminée gravitairement à partir de PR 9 le long de la route nationale RN.43 puis par refoulement jusqu'à Ain Kechra.

Il faut souligner que l'alimentation du réservoir d'Ain Tabia, d'Ain Rouibeh et Tahoua se fait par refoulement.

La longueur totale de ce couloir est d'environ 28 km.

IV.6. Profil en long

Le profil en long est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances et en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente sur chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé [*Dupont, 1979*].

Conclusion

En conclusion les deux variantes étudiées sont résumées en ces quelques points principaux.

- Les longueurs totales de la variante 1 et 2 sont respectivement 83 km et 84 km.
- Les diamètres des conduites du couloir 2 (Tamalous) de la variante 2 seront plus importants que ceux de la variante 1.

Le tracé final correspondra au meilleur compromis technico-économique lors de la comparaison qu'on effectuera entre les deux variantes.

Chapitre V
Calcul et dimensionnement des
conduites

Chapitre V

Calcul et dimensionnement des conduites

Le dimensionnement d'un réseau de transfert d'eau consiste à déterminer le diamètre des conduites transportant un débit de projet défini et suivant les pertes de charge engendrées, en vérifiant les conditions de vitesse et de pression.

V.1. Calculs hydrauliques

Les formules utilisées pour les calculs hydrauliques sont présentés ci-dessous :

V.1.1. Calcul des pertes de charge

Pour le calcul des pertes de charge linéaire nous utilisons la formule de Lechapt-Calmon, tandis que les pertes de charge singulière sont estimées à partir des pertes de charge linéaire.

V.1.1.1. Pertes de charge linéaire

Sur une canalisation de diamètre D , parcourue par un débit Q , la résistance à l'écoulement introduit une perte de charge linéaire, proportionnelle à la longueur L du tuyau.

$$\Delta H_L = J L \quad (V-1)$$

Avec, ΔH_L : perte de charge linéaire [m], J : perte de charge unitaire [m/m]

Le coefficient J peut être calculé par différentes formules.

V.1.1.1.1. Formule de Darcy-Weisbach

La perte de charge par mètre linéaire est donnée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (V-2)$$

Avec, λ : coefficient universel de pertes de charge ; D : diamètre intérieur de la conduite [m] ; g : accélération de la pesanteur ($g \approx 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$) ; v : vitesse moyenne du liquide dans la conduite [m/s].

Pour l'estimation du Coefficient universel de perte de charge, on utilise la formule de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3,71} + \frac{2,51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}} \right) \quad (V-3)$$

Avec, k : Rugosité absolu de la paroi intérieure du tuyau en mm ; Re : Nombre de Reynolds égale à $\frac{VD}{\nu}$ (ν étant la viscosité cinématique du liquide).

V.1.1.1.2. Formule de Lechapt-Calmon

Afin d'éviter le calcul itératif lors du calcul de perte de charge unitaire nous utilisons la formule de Lechapt-Calmon.

$$J = k \frac{Q^\beta}{D^m} \quad (V-4)$$

Avec, Q : débit transporté [m^3/j], D : diamètre de la conduite [m].

Le coefficient k et les exposants m et β sont déterminés selon le type du matériau de la canalisation utilisée, ces constantes sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1 : les valeurs de k , m et β [Bouziane, 2008].

Tuyau	K	M	β
Acier ou fonte	0,001790 à 0,001735	5,100 à 5,300	1,90 à 2,00
Amiante ciment	0,001180	4,890	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

V.1.1.1. Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulière occasionnées tout au long de la conduite sont estimées à 15% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L \quad (V-5)$$

Avec, ΔH_S : pertes de charge singulière [m].

Et donc les pertes de charge totale sont calculées comme suite :

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L \quad (V-6)$$

Avec, ΔH_T : pertes de charge totale [m].

V.1.2. Vitesse d'écoulement

Le débit de projet étant connu, nous calculons la vitesse d'écoulement pour toute la gamme des diamètres commerciaux en utilisant la formule suivante :

$$v = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad (V-7)$$

Avec, v : vitesse d'écoulement [m/s] ; Q : débit transporté [m^3/j] ; D : diamètre de la conduite [m].

On élimine les diamètres qui donnent une vitesse supérieure à 2 m/s et inférieure à 0,5 m/s.

- Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau, la vitesse d'écoulement sera limitée à 2 m/s.
- Afin d'éviter les phénomènes de dépôt et d'assurer un auto-curage continu des conduites, la vitesse minimale d'écoulement doit être supérieure ou égal à 0,5 m/s

V.1.3. Pressions

V.1.3.1. Pressions de service

Dans l'objectif de clarifier la signification du terme « Pression de service », nous adopterons la terminologie indiquée ci-après [*DHW de Skikda, 2006*].

- Pression maximale de service (PMS) : pression la plus élevée existant à l'intérieure d'une canalisation sous un régime hydraulique de fonctionnement *permanent*.
- Pression maximale admissible (PMA) : pression la plus élevée qu'un composant d'une conduite en service peut supporter en régime permanent.
- Pression maximale de fonctionnement (PMF) : pression la plus élevée qu'un composant d'une conduite en service peut supporter en régime de *surpression transitoire*.
- Pression maximale d'essai (PME) : pression la plus élevée qu'un composant d'une conduite peut supporté lors de *l'essai hydrostatique* sur chantier avant la mise en service de cette canalisation.

Généralement $PMS \leq PMA < PMF < PME$.

V.1.3.2. Contraintes de conception

Lors de la conception du réseau, la contrainte principale était de respecter une pression maximale admissible (PMA), inférieure ou égale à 25 bars au point le plus bas du réseau.

La pression maximale de fonctionnement (PMF) a été limitée également à 25 bars pour des raisons de sécurité liées à la résistance des tuyaux et l'altération des accessoires hydrauliques (vannes, ventouses, débitmètre...).

V.2. Type de la conduite

Le choix du type des conduites est un critère essentiel dans la conception d'un réseau de transfert d'eau potable. Il doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Disponibilité du produit sur le marché;
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- Résistance de la canalisation à la pression interne et externe ;

- Résistance aux phénomènes transitoire ;
- Durée de vie.

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques (Acier, Fonte) ;
- En matière plastique (PVC, PEHD).

Vue le relief très accidenté de la zone d'étude, la différence de hauteur géométrique d'un point à un autre provoque des pressions élevées et des phénomènes transitoires important.

Ces contraintes nous conduisent à opter pour des conduites en fonte.

V.2.1. Avantages des conduites en fonte

Les avantages d'une canalisation en fonte ductile sont :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Bonne résistance aux pressions élevées ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains ;
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

V.2.2. Inconvénients des conduites en fonte

Les inconvénients de la fonte ductile sont :

- Elles sont lourdes ;
- Elles coutent chère comparant aux autres types de conduites.

V.3. Pose de conduites

Afin que le réseau de transport d'eau potable fonctionne bien, il est important de respecter les critères de la mise en place des conduites cités ci-dessous :

- *Ouverture de la fouille* : sous chaussée, prévoir la démolition de la voie de circulation, avec pré-découpage des bords de la fouille pour éviter la dégradation des parties voisines. La largeur est légèrement supérieure à celle de la tranchée.
- *Profondeur de la fouille* : la profondeur normale des tranchées est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 0,8 m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, cette hauteur permet
 - La protection de la canalisation contre le gel ;

- Garder l'eau fraîche dans la canalisation pendant la période chaude.

Un lit de pose en gravillons ou en sable est nécessaire afin d'assurer une assise pour la canalisation, son épaisseur varie de 10 cm à 20 cm.

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{tr} = D + h + 2e \quad (V-8)$$

Avec, H_{tr} : profondeur de la tranchée [m], D : diamètre de la conduite [m], h : hauteur entre la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol,

on prend : $h = 0,8m$,

e : épaisseur du lit de pose de la conduite, on prend : $e = 10 m$.

D'où :

$$H_{tr} = D + 1 \quad (V-7)$$

- *Largeur de la tranchée* : la largeur de tranchée est fonction du diamètre de la conduite, on laissant 20 cm d'espace de chaque coté de la conduite.

$$b = D + 0,4 \quad (V-8)$$

Avec, B : largeur de la tranchée [m], D : diamètre de la conduite [m].

- *Fond de fouille* : le fond de fouille doit être nivelé conformément au profil en long de la canalisation, enlever toutes les roches et la maçonnerie ancienne, et s'assurer que l'appui du tuyau sur le sol est régulièrement réparti.
- *Enrobage et remblai* : les différents types d'enrobage et de remblai sont choisis en fonction :
 - de l'environnement (charges des terres, charges roulantes, qualité du remblai) ;
 - du diamètre de la canalisation ;
 - de la nature des terrains rencontrés.
- *Remblai supérieur* : il est généralement comblé par le terrain en place non compacté (hors chaussée) ou par des matériaux d'apport compactés (sous chaussée)

La pose conduite est illustrée dans figure V.1 :

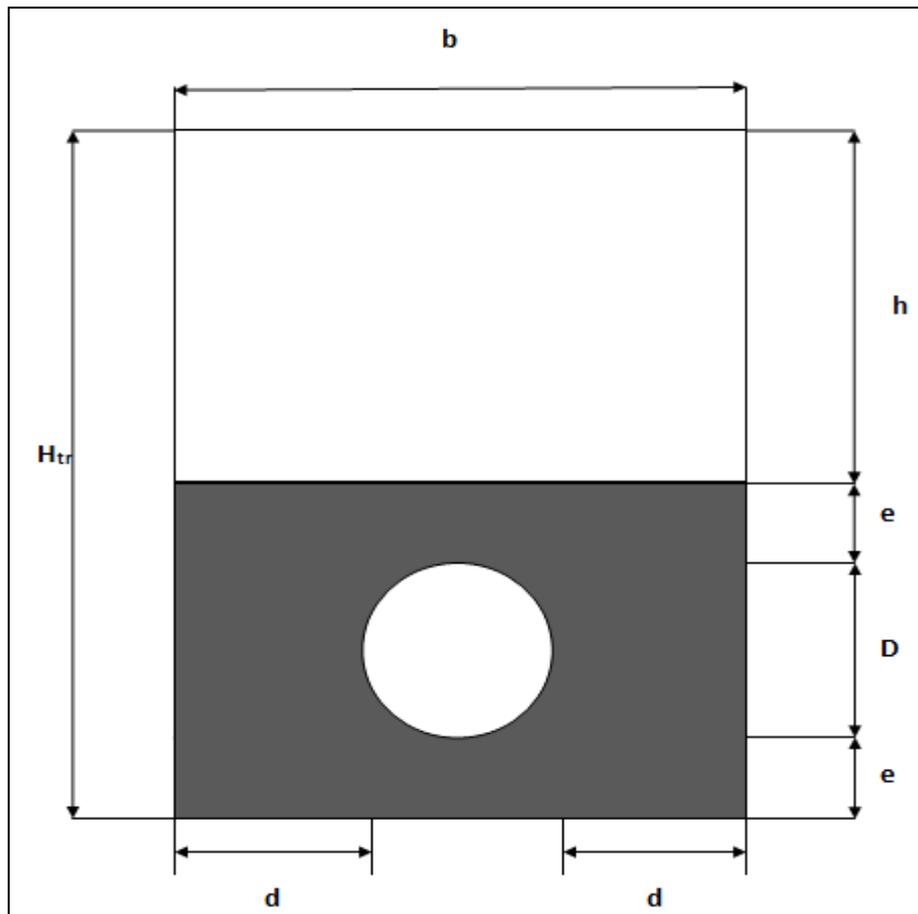


Figure V.1 : Pose conduite

V.4. Dimensionnement des conduites

V.4.1. Étapes de calcul

Les étapes de calcul pour le dimensionnement du réseau de transfert d'eau sont comme suite :

- Les débits qui circulent dans chaque tronçon de conduite sont déterminés comme suite :

$$Q_{II} = k_g (Q_{j \max} + Q_{in}) \quad (V-9)$$

Avec, Q_{II} : débit circulant dans la conduite [m^3/j]; $Q_{j \max}$: débit journalier maximum [m^3/j]; Q_{in} : débit d'incendie [m^3/j]; ($Q_{in} = 60 m^3/h$), k_g : coefficient tenant compte des gaspillages et des fuites ($k_g = 1,12$).

La loi de conservation des débits doit être vérifiée, à chaque point de piquage la somme des débits entrants et sortants est nulle ($\sum Q_i = 0$);

- Après avoir déterminé les débits qui circulent dans chaque conduite, on calcule les vitesses pour la gamme de diamètres commerciaux, le diamètre retenu doit correspondre à une vitesse inférieure à 2 m/s et supérieure à 0,5 m/s ;

- Les pertes de charges linéaires sont calculées par la formule de *Lechapt -Calmon*, et les pertes de charges singulières sont estimées à 15% dans le cas de l'adduction par refoulement ;
- Les côtes piézométriques et les pressions résiduelles à chaque point singulier du réseau sont déterminées par l'application de la loi de conservation de la charge (Bernoulli) entre deux points ;
- Pour les conduites de refoulement, le choix du diamètre est lié à la consommation d'énergie de la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée sont importantes. Le diamètre optimal du refoulement résulte donc d'un compromis entre les frais d'énergie et le coût des conduites.

Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux ci-dessous

V.4.2. Résultats des calculs hydrauliques des conduites

Les calculs hydrauliques sont effectués en considérant l'hypothèse d'un écoulement uniforme dans les conduites selon un débit fictif continu uniformément répartie sur 20 heures. Ce débit correspond au Q_{II} .

Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

V.4.2.1. Calculs hydrauliques des tronçons gravitaires pour la variante 1

Tableau V. 2 : Dimensionnement des conduites du couloir Beni Oulbane pour la variante 1

Couloir N° 1 : Beni Oulbane										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
RES Tampon 270 m	SP1-1	8342,38	81,34	350	0,85	26,85	270	192	243,15	52,49

Tableau V. 3 : Dimensionnement des conduites du couloir de Tamalous pour la variante 1

Couloir N° 2 : Tamalous et zones environnantes										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
RES Tampon 270 m	PR1	1349,90	0487,00	700	1,25	3,80	270	122,0	266,20	145,90
PR1	Guenguita	0493,00	0020,30	125	1,65	21,67	122	162,0	246,06	085,18
PR1	PR2	1501,97	0466,70	700	1,21	03,89	122	111,0	262,31	153,01
PR2	Souk Tlata	0289,00	0020,70	125	1,69	13,19	111	169,0	249,15	081,25
PR2	PR3	2515,60	0446,00	700	1,16	05,98	111	100,0	256,32	158,02
PR3	Rebaine	0578,00	0020,30	125	1,65	09,79	100	223,0	246,52	024,65
PR3	PR4	6595,53	0425,70	700	1,11	14,36	100	058,0	241,96	185,66
PR4	El Meraya	0792,00	0029,00	200	0,92	06,23	058	175,0	283,72	061,92
PR4	PR5	2396,13	0396,70	700	1,03	04,56	058	053,0	237,39	186,09
PR5	PR6	2151,50	0210,70	500	1,07	06,85	053	174,0	230,54	058,04
PR6	RES1 Tamalous	0209,00	0027,40	200	0,87	01,47	174	184,5	267,56	045,76
PR6	PR7	1262,40	0183,30	500	0,93	03,08	174	083,0	227,45	145,95
PR7	PR8	0381,33	0160,69	400	1,28	02,26	083	134,0	225,19	092,59
PR8	RES Tamalous	0496,00	0071,14	300	1,01	01,23	134	185,0	223,96	40,26
PR8	PR9	3038,93	0089,56	350	0,93	11,74	134	046,0	213,44	168,79
PR9	PR10	4420,49	0067,28	300	0,95	21,77	046	034,0	191,67	158,97
PR10	RES Demnia	1013,50	0034,59	200	1,10	11,15	034	153,0	181,71	028,71
PR10	RES Ahmed salem	2615,00	0032,69	200	1,04	25,85	034	137,0	154,66	018,86
PR9	SP2-4	3875,51	0022,27	200	0,71	18,47	046	175,0	194,98	021,18

Tableau V. 4 : Dimensionnement des conduites du couloir d'Ain Kechra pour la variante 1

Couloir N° 3 : Ain Kechra et zones environnantes										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (lm/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
PR5	SP1-3-1	1892,10	186,00	500	0,95	04,75	53	137	232,64	097,14
RES Tampon 234m	PR1-11	0079,90	186,00	500	0,95	00,20	234	212	233,80	023,30
PR1-11	RES AinTabia	0230,00	033,90	200	1,07	02,44	212	222	231,36	010,56
PR1-11	PR12	6503,13	152,10	400	1,21	34,79	212	116	199,00	084,40
PR12	RES Bin El Ouidane	0575,00	028,70	200	0,91	04,43	116	173	194,56	022,76
PR12	PR13	1657,93	123,40	400	0,98	05,96	116	140	193,04	054,44
PR13	SP3-3	1999,32	101,10	400	0,80	04,92	140	147	188,12	042,52
PR 212	SP3-4	1423,78	101,10	350	1,05	06,93	212	172	205,07	034,42
PR14	RES Ain Kechra	0179,00	063,87	300	0,90	00,80	344	330	344,20	010,50
PR14	RES Boudoukha	3161,00	037,20	200	1,18	39,44	344	234	344,05	071,25

V.4.2.2. Calculs hydrauliques des tronçons gravitaires pour la variante 2**Tableau V. 5 :** Dimensionnement des conduites du couloir Beni Oulbane pour la variante 2

Couloir N° 1 : Beni Oulbane										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
RES Tampon 270 m	SP1-1	8342,38	81,34	350	0,85	26,85	270	192	243,15	52,49

Tableau V. 6 : Dimensionnement des conduites du couloir de Tamalous pour la variante 2

Couloir N°2 : Tamalous et zones environnantes										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
RES Tampon 270 m	PR1	1349,90	487,00	700	1,24	03,79	270	122	266,20	145,90
PR1	Guenguita	0493,00	020,30	125	1,65	21,67	122	162	246,05	085,18
PR1	PR2	1501,97	466,70	700	1,21	03,89	122	111	262,30	153,01
PR2	Souk Tlata	0289,00	020,70	125	1,68	13,17	111	169	249,12	081,25
PR2	PR3	2515,60	446,00	700	1,15	05,98	111	100	256,32	158,01
PR3	Rebaine	0578,00	020,30	125	1,65	09,79	100	223	246,52	024,64
PR3	PR4	6595,53	425,70	700	1,11	14,36	100	058	241,95	185,65
PR4	El Meraya	0792,00	029,00	200	0,92	06,23	058	175	283,72	061,92
PR4	PR5	2396,13	396,70	700	1,03	04,56	058	053	237,39	186,09
PR5	PR6	0549,91	369,32	700	1,03	00,510	053	174	233,29	060,99
PR6	RES Tamalous 1000	0209,00	027,40	200	0,87	01,47	174	184,5	231,81	048,51
PR6	PR7	1262,40	369,32	700	0,96	00,91	174	083	231,18	149,88
PR7	PR8	0381,33	346,70	600	1,23	00,27	083	134	229,95	097,55
PR8	2 RES Tamalous	0496,00	071,14	300	1,01	02,71	134	185	226,73	043,53
PR8	PR9	3038,93	275,60	600	0,97	06,35	134	046	223,58	179,18
PR9	PR10	4420,49	067,28	300	0,95	21,77	046	034	201,81	169,11
PR10	RES Demnia	1013,50	034,59	200	1,10	11,15	034	153	186,79	034,99
PR10	RES Ahmed salem	2615,00	032,69	200	1,04	25,84	034	137	175,96	040,161
PR9	SP2-4	3875,51	022,27	200	0,71	18,47	046	175	205,11	031,31

Tableau V. 7 : Dimensionnement des conduites du couloir d'Ain Kechra pour la variante 2

Couloir N°3 : Ain Kechra et zone environnante										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
PR9	PR2-11	3366,38	186,00	500	0,94	08,45	046	074	215,12	142,62
PR2-11	PR12	4610,24	152,10	400	1,21	24,66	074	116	190,46	075,86
PR12	RES Bin El Ouidane	0575,00	028,70	200	0,91	04,43	116	173	186,02	014,22
PR12	PR13	3657,25	123,40	400	0,80	10,88	116	147	179,57	033,97
PR13	SP3-3	1999,32	101,10	400	0,80	04,92	140	147	188,11	042,51
PR 212	SP3-4	1423,78	101,10	350	1,05	06,92	212	172	205,07	034,42
PR14	RES Ain Kechra	0179,00	063,87	300	0,90	00,79	344	330	344,20	010,50
PR14	RES Boudoukha	3161,00	037,20	200	1,18	39,44	344	234	344,05	071,25

V.4.2.3. Calculs hydrauliques des tronçons par refoulement pour la variante 1 et 2

En ce qui concerne l'adduction par refoulement, elles sont les même pour les deux variantes des couloirs 1 et 2, la différence réside au niveau du troisième couloir, les résultats des calculs figurent dans les tableaux ci-après :

V.4.2.3.1. Dimensionnement des tronçons par refoulement couloir N°1 Beni Oulbane

Les résultats du calcul des tronçons par refoulement du couloir de Beni Oulbane sont donnés par les tableaux suivants :

- Résultats de calcul pour le tronçon SPT vers réservoir tampon

Tableau V. 8 : Frais de conduites pour le tronçon SPT vers réservoir tampon

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA/m)	Prix totale de la conduite (DA)
568,36	0700	1,48	1070,00	17950,00	19206500
568,36	1200	0,50	1070,00	43000,00	46010000

Tableau V. 9 : Frais d'énergie pour le tronçon SPT vers réservoir tampon

Diamètre (mm)	Prix énergie (DA/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	H _{MT} (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (Da)
0700	4,179	147	4,64	151,64	1077,34	7864509,00	32865783,11
1200	4,179	147	0,30	147,30	1046,47	7639223,70	31924315,84

Tableau V. 10 : Cout global pour le tronçon SPT vers réservoir tampon

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
0700	19206500	32865783,11	52072283,11
1200	46010000	31924315,84	77934315,84

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique

D=700 mm.

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 1-1 vers réservoir Beni Oulbane**

Tableau V. 11 : Frais de conduites pour le tronçon SP 1-1 vers le réservoir Beni Oulbane

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA/m)	Prix totale de la conduite (DA)
81,34	250	1,66	1943,41	4060	07890244,60
81,34	300	1,15	1943,41	5150	10008561,50
81,34	350	0,85	1943,41	6300	12243483,10

Tableau V. 12 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 1-1 vers réservoir Beni Oulbane

Diamètre (mm)	Prix énergie (DA/KWh)	H _g (m)	ΔH _τ (m)	HMT (m)	P (KW)	Energie (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
250	4,179	103	40,01	143,01	145,41	1061474,02	4435899,93
300	4,179	103	15,79	118,79	120,78	0881686,70	3684568,72
350	4,179	103	07,19	110,19	112,04	0817877,40	3417909,66

Tableau V. 13 : Cout global pour le tronçon SP 1-1 vers réservoir Beni Oulbane

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
250	07890244,60	4435899,93	12326144,53
300	10008561,50	3684568,72	13693130,22
350	12243483,00	3417909,66	15661392,66

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 250 mm

V.4.2.3.2. Dimensionnement des tronçons par refoulement couloir N°2 Tamalous

Les résultats de calcul des tronçons par refoulement du couloir de Tamalous sont donnés par les tableaux suivants :

- Résultats de calcul pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2

Tableau V. 14 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,6	125	1,84	1359,47	2010	2732534,70
22,6	150	1,28	1359,47	2182	2966363,54
22,6	200	0,72	1359,47	2974	4043063,78

Tableau V. 15 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
125	4,179	144	84,23	228,23	64,48	470667,50	1966919,48
150	4,179	144	33,24	177,24	50,07	365511,00	1527470,47
200	4,179	144	07,66	151,66	42,84	312761,20	1307029,05

Tableau V. 16 : Cout global pour le tronçon SP 2-1 vers SP 2-2

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	2732534,70	1966919,48	4699454,18
150	2966363,54	1527470,47	4493834,01
200	4043063,78	1307029,05	5350092,83

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3**

Tableau V. 17 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur(m)	Prix unitaire(DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,6	125	1,84	2798,35	2010	5624683,50
22,6	150	1,28	2798,35	2182	6105999,70
22,6	200	0,72	2798,35	2974	8322292,90

Tableau V.18 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (Da)
125	4,179	209	173,39	382,39	108,02	788582,5	3295486,27
150	4,179	209	68,41	277,41	78,37	535593,7	0535597,88
200	4,179	209	15,78	224,78	63,45	463185,0	1935650,12

Tableau V. 19 : Cout global pour le tronçon SP 2-2 vers SP 2-3

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	5624683,5	3295486,27	08920169,77
150	6105999,7	0535597,88	06641597,58
200	8322292,9	1935650,12	10257943,02

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia**

Tableau V. 20 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,6	125	1,84	1704,91	2010	3426869,10
22,6	150	1,28	1704,91	2182	3720113,62
22,6	200	0,72	1704,91	2974	5070402,34

Tableau V. 21 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
125	4,179	106	105,63	211,64	59,79	436445,1	1823904,07
150	4,179	106	041,68	147,69	41,72	304563,3	1272770,03
200	4,179	106	009,61	115,61	32,66	238418,0	0996348,82

Tableau V. 22 : Cout global pour le tronçon SP 2-3 vers réservoir Ain Cheraia

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	3426869,10	1823904,07	5250773,17
150	3720113,62	1272770,03	4992883,65
200	5070402,34	0996348,82	6066751,16

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil**

Tableau V. 23 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,27	125	1,82	1003,00	2010	2016030,00
22,27	150	1,26	1003,00	2182	2188546,00
22,27	200	0,71	1003,00	2974	2982922,00

Tableau V. 24 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
125	4,179	47	60,43	107,43	30,35	221555,0	925878,35
150	4,179	47	23,85	070,85	20,02	146109,5	610591,60
200	4,179	47	05,50	052,50	14,83	108266,3	452444,87

Tableau V. 25 : Cout global pour le tronçon SP 2-4 vers réservoir Bouyaghil

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	2016030	925878,35	2941908,35
150	2188546	610591,60	2799137,60
200	2982922	452444,87	3435366,87

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

V.4.2.3.3. Dimensionnement des tronçons par refoulement couloir N°3 Ain Kechra

Les résultats du calcul des tronçons par refoulement du couloir d'Ain Kechra sont donnés par les tableaux suivants :

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia (Variante 1)**

Tableau V. 26 : Frais de conduites pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia (Variante 1)

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
186	350	1,93	719,49	06300	04532787,00
186	400	1,48	719,49	07270	05230692,30
186	500	0,95	719,49	10350	07446721,50
186	600	0,66	719,49	14300	10288707,00

Tableau V. 27 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia (Variante 1)

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
350	4,179	97	12,82	109,82	255,33	1863923.60	7789336,72
400	4,179	97	06,49	103,49	240,61	1756453,00	7340217,09
500	4,179	97	02,08	099,08	230,36	1681620,70	7027492,90
600	4,179	97	00,82	097,82	227,43	1660253,60	6938199,79

Tableau V. 28 : Cout global pour le tronçon SP 1-3-1 vers réservoir tampon Ain Tabia (Variante 1)

Diamètre (mm)	Frais Conduite (Da)	Coût annuel énergie (Da)	Coût global (Da)
350	04532787,00	7789336,72	12322123,72
400	05230692,30	7340217,09	12570909,39
500	07446721,50	7027492,90	14474214,40
600	10288707,00	6938199,79	17226906,79

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 350 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna**

Tableau V. 29 : Frais de conduites pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,3	125	1,818	507	2010	1019070
22,3	150	1,263	507	2182	1106274
22,3	200	0,710	507	2974	1507818

Tableau V. 30 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _r (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
125	4,18	65	30,62	95,627	26,65	194581,50	813156,09
150	4,18	65	12,08	77,085	21,48	156858,75	655512,72
200	4,18	65	02,78	67,786	18,89	137933,50	576424,10

Tableau V. 31 : Cout global pour le tronçon SP 3-2 vers réservoir tampon Ain Rouibeh et Tahouna

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	1019070	813156,09	1832226,09
150	1106274	655512,72	1761786,72
200	1507818	576424,10	2084242,10

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212**

Tableau V. 32 : Frais de conduites pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
101,1	300	1,43	2591,40	06300	16325820,00
101,1	350	1,05	2591,40	07270	18839478,00
101,1	400	0,81	2591,40	10350	26820990,00
101,1	500	0,52	2591,40	14300	37057020,00

Tableau V. 33 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212

Diamètre (mm)	Prix énergie (DA/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
300	4,179	94	31,83	125,83	159,01	1160802,20	4850992,39
350	4,179	94	14,50	108,50	137,12	1000954,10	4182987,18
400	4,179	94	07,34	101,34	128,07	0934881,80	3906871,04
500	4,179	94	02,35	096,35	121,77	0888884,50	3714648,33

Tableau V.34 : Cout global pour le tronçon SP 3-3 vers PR 212

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
300	16325820	4850992,39	21176812,39
350	18839478	4182987,18	23022465,18
400	26820990	3906871,04	30727861,04
500	37057020	3714648,33	40771668,33

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 300 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344**

Tableau V. 35 : Frais de conduites pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
101,1	300	1,43	6154,29	5150	31694593,50
101,1	350	1,05	6154,29	6300	38772027,00
101,1	400	0,81	6154,29	7270	44741688,30
101,1	500	0,52	6154,29	10350	63696901,50

Tableau V. 36 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344

Diamètre (mm)	Prix énergie (DA/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
300	4,179	172	75,59	247,59	312,89	2284060,50	9545088,80
350	4,179	172	34,44	206,44	260,88	1904445,90	7958679,40
400	4,179	172	17,43	189,43	239,39	1747547,00	7302998,90
500	4,179	172	05,58	177,58	224,42	163828,06	6846374,60

Tableau V. 37 : Cout global pour le tronçon SP 3-4 vers PR 344

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
300	31694593,50	9545088,80	41239682,30
350	38772027,00	7958679,40	46730706,40
400	44741688,30	7302998,90	52044687,20
500	63696901,50	6846374,60	70543276,10

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 300 mm

- **Résultats de calcul pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2)**

Tableau V. 38 : Frais de conduites pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2)

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,3	125	1,84	1990,00	2010	3999900,00
22,3	150	1,28	1990,00	2182	4342180,00
22,3	200	0,18	1990,00	2974	5918260,00

Tableau V. 39 : Frais d'énergie pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2)

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (Da)
125	4,18	146	120,21	266,21	74,20	541660,00	2263597,10
150	4,18	146	47,44	193,44	53,92	393616,00	1644921,30
200	4,18	146	10,94	156,94	43,74	319302,00	1334363,10

Tableau V. 40 : Cout global pour le tronçon SP 2-3-1 vers réservoir Ain Tabia (Variante 2)

Diamètre (mm)	Frais Conduite (Da)	Coût annuel énergie (Da)	Coût global (Da)
125	3999900	2263597,10	6263497,10
150	4342180	1644921,30	5987101,30
200	5918260	1334363,10	7252623,10

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

V.4.2.3.4. Résumé des résultats du dimensionnement des tronçons de refoulement pour la variante 1 et 2

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci après :

Tableau V. 41 : Dimensionnement des conduites des tronçons de refoulement pour la variante 1 et 2

Couloir	Tronçon	L(m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Hg (m)	Hmt (m)
Couloir N° 1	SPT vers RES Tampon 270m	1070,00	568,36	700	1,49	04,64	147	151,64
	SP1-1 vers Res Beni Oulbane	1943,41	081,34	250	1,66	40,12	103	143,01
Couloir N° 2	SP2-1 vers SP2-2	1359,47	022,60	150	1,28	33,24	144	177,24
	SP2-2 vers SP2-3	2798,35	022,60	150	1,28	68,41	209	277,41
	SP2-3 vers Res Ain Cheraia	1704,91	022,60	150	1,28	41,68	106	147,68
	SP2-4 vers RES Bouyaghil	1003,00	022,27	150	1,26	23,85	047	70,85
Couloir N° 3 variante 1	SP1-3-1 vers RES Tampon 234m	0719,49	186,00	350	1,93	12,82	097	109,82
	SP3-2 vers RES Ain Rouibeh et Tahouna	0507,00	022,30	150	1,26	12,08	065	77,08
	SP3-3 vers PR212	2591,40	101,10	300	1,43	31,83	094	125,83
	SP3-4 vers PR344	6154,29	101,10	300	1,43	75,58	172	247,58
Couloir n°3 variante 2	SP2-3-1 vers RES Ain Tabia	1990,00	033,90	150	1,84	47,44	146	193,44
	SP3-2 vers RES Ain Rouibeh et Tahouna	0507,00	022,30	150	1,26	12,08	065	77,08
	SP3-3 vers PR212	2591,40	101,10	300	1,43	31,83	094	125,83
	SP3-4 vers PR344	6154,29	101,10	300	1,43	75,58	172	247,58

V.5. Simulation EPANET

V.5.1. Présentation du logiciel

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

L'utilisation d'EPANET est très diversifiée, et porte principalement sur

- la régulation des pressions dans le réseau ;
- la détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ;
- L'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau ;
- l'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage), du contrôle des débits d'eau (sectorisation du réseau), de la gestion de crise (suppression d'une ressource, rupture d'une canalisation maîtresse, introduction de contaminants dans le réseau).

Ce logiciel simule le comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût

- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).

V.5.2. Résultats de la simulation

La simulation des résultats du dimensionnement via l'EPANET a dégagé un fonctionnement déficitaire au niveau des tronçons par refoulement d'Ain Cheraia et Ain Kechra (SP3-4 vers PR344).

La cause de cette anomalie est due au mauvais choix d'emplacement des stations de pompage, Des lors pour y remédie, il suffit de changé l'emplacement des stations de pompage, de sorte que la charge hydraulique à l'entrée de la pompe sera réduite.

Bien entendue les caractéristiques des pompes subirons les modifications nécessaires en fonction des paramètres de l'assiette d'emplacement et le point de refoulement.

Les résultats acquis après les rectifications sont éclaircies dans les tableaux suivants :

V.5.2.1. Tronçon Ain Cheraia (couloir N°2 : Tamalous)

Dans ce tronçon l'ancien emplacement de la station de pompage été placée a la cote 81 m au point PR7, tandis que le nouveau se situera à la cote 195 m, la distance séparent les deux point d'emplacement est de 1036,44 m.

L'adduction d'eau du point (PR7) jusqu'à la nouvelle station de pompage (SP2-1') est assurée par gravité, ensuite la station de pompage (SP2-1') refoule vers une autre station de pompage localisé sur la cote 386 m, qui refoule à son tour vers le réservoir d'Ain Cheraia dont la cote est de 542 m.

V.5.2.1.1. Dimensionnement du tronçon gravitaire d'Ain Cheraia pour la variante 1 et 2

Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V. 42 : Dimensionnement du tronçon PR7 vers SP 2-1' (variante 1)

Ain Cheraia (couloir N°2)										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
PR7	SP 2- 1'	1036,44	22,6	150	1,28	22,04	81	195,42	205,41	11,14

Tableau V. 43 : Dimensionnement du tronçon PR7 vers SP 2-1' (variante 2)

Ain Cheraia (couloir N°2)										
Du point	Au point	Longueur (m)	Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Perte de charge (m)	Cote Amont (m)	Cote Avale (m)	Cote Piezo (m)	Charge (m)
PR7	SP 2- 1'	1036,44	22,6	150	1,28	22,04	81	195,42	209,15	14,89

Les tronçons par refoulement sont identiques pour les deux variantes, leurs dimensionnement est illustré dans les tableaux suivants

V.5.2.1.2. Dimensionnement du tronçon SP2-1' vers SP2-2' par refoulement**Tableau V. 44** : Frais des conduites pour le tronçon SP2-1' vers SP2-2'

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,6	125	1,84	2289,40	2010	4601694
22,6	150	1,28	2289,40	2182	4995470,8
22,6	200	0,72	2289,40	2974	6808675,6

Tableau V. 45 : Frais d'énergie pour le tronçon SP2-1' vers SP2-2'

Diamètre (mm)	Prix énergie (Da/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
300	4,179	190,58	141,85	332,43	93,92	685616,00	2865189,30
350	4,179	190,58	55,98	246,56	69,65	508445,00	2124791,70
400	4,179	190,58	12,90	203,48	57,48	419604,00	1753525,10

Tableau V. 46 : Cout global pour le tronçon SP2-1' vers SP2-2'

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	4601694,00	2865189,30	7466883,30
150	4995470,80	2124791,70	7120262,50
200	6808675,60	1753525,10	8562200,70

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

V.5.2.1.3. Dimensionnement du tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia par refoulement

Tableau V.47 : Frais des conduites pour tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale de la conduite (DA)
22,6	125	1,84	2524,50	2010	5074245,00
22,6	150	1,28	2524,50	2182	5508459,00
22,6	200	0,72	2524,40	2974	7507565,60

Tableau V. 48 : Frais d'énergie tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia

Diamètre (mm)	Prix énergie (DA/KWh)	H _g (m)	ΔH _T (m)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Coût annuel énergie (DA)
300	4,179	156	156,47	312,47	88,27	644371,00	2692826,40
350	4,179	156	061,72	217,72	61,50	448950,00	1876162,05
400	4,179	156	014,23	170,23	48,08	350984,00	1466762,10

Tableau V. 49 : Cout global tronçon SP2-2' vers réservoir Ain Cheraia

Diamètre (mm)	Frais Conduite (DA)	Coût annuel énergie (DA)	Coût global (DA)
125	5074245,00	2692826,40	7767071,40
150	5508459,00	1876162,05	7384621,10
200	7507565,60	1466762,10	8974327,70

La comparaison entre les couts globaux, donne pour ces tronçons un diamètre économique de 150 mm

V.5.2.2. Tronçon SP3-4 vers PR344 (Couloir N°3 : Ain Kechra)

Dans le but de déceler la cause des surpressions localisées dans le présent tronçon, nous avons corrigé l'emplacement de la station de pompage SP3-4, toute en s'assurant que la charge à l'entrée de la pompe soit de l'ordre de 10 m.

La cote qui satisfait cette condition est égale à 192 m .La distance qui sépare l'ancienne et la nouvelle assiette est de 1777,11 m. Après le choix du diamètre économique (D=300 mm) nous avons calculé la H_{MT} correspondante au nouveau positionnement, elle est de l'ordre de 205 m.

Malgré cette rectification du positionnement de la station de pompage, la simulation a encore donné des surpressions, ainsi on a conclue que l'origine du problème peut être une conséquence d'un dimensionnement inadéquat, pour cela on a élargie la zone de recherche, en étudiant le dimensionnement des tronçons suivant : SP3-3 vers PR12, PR12 vers SP 3-4 et SP3-4 vers PR344.

Il faut rappeler que dans les tronçons cités précédemment l'eau est acheminée par une adduction mixte. En effet, l'eau est refoulée à partir de la SP3-3 vers PR 212, ensuite l'adduction devient gravitaire avant que le SP 3-4 prend le soin de le refouler vers le PR 344. Ainsi nous avons proposé d'adopté une adduction par refoulement qui mène directement l'eau du point SP 3-3 vers PR 344.

La simulation par le biais d'EPANET a donné pour la pompe utilisée une H_{MT} de l'ordre de 175 m qui est inférieure à celle calculée théoriquement d'une différence égale à 26 m.

Cette différence est due à la présence d'un tronçon gravitaire, ce dernier a tendance à faire augmenter la charge d'où l'apparition des surpressions, donc pour ce tronçon il suffi d'enlever la station SP3-4 et de changer les caractéristiques de SP3-3.

La comparaison du coût global nous donne pour ce tronçon un diamètre $D = 350$ mm.

Le résultat de la simulation est illustré dans la figure suivante :

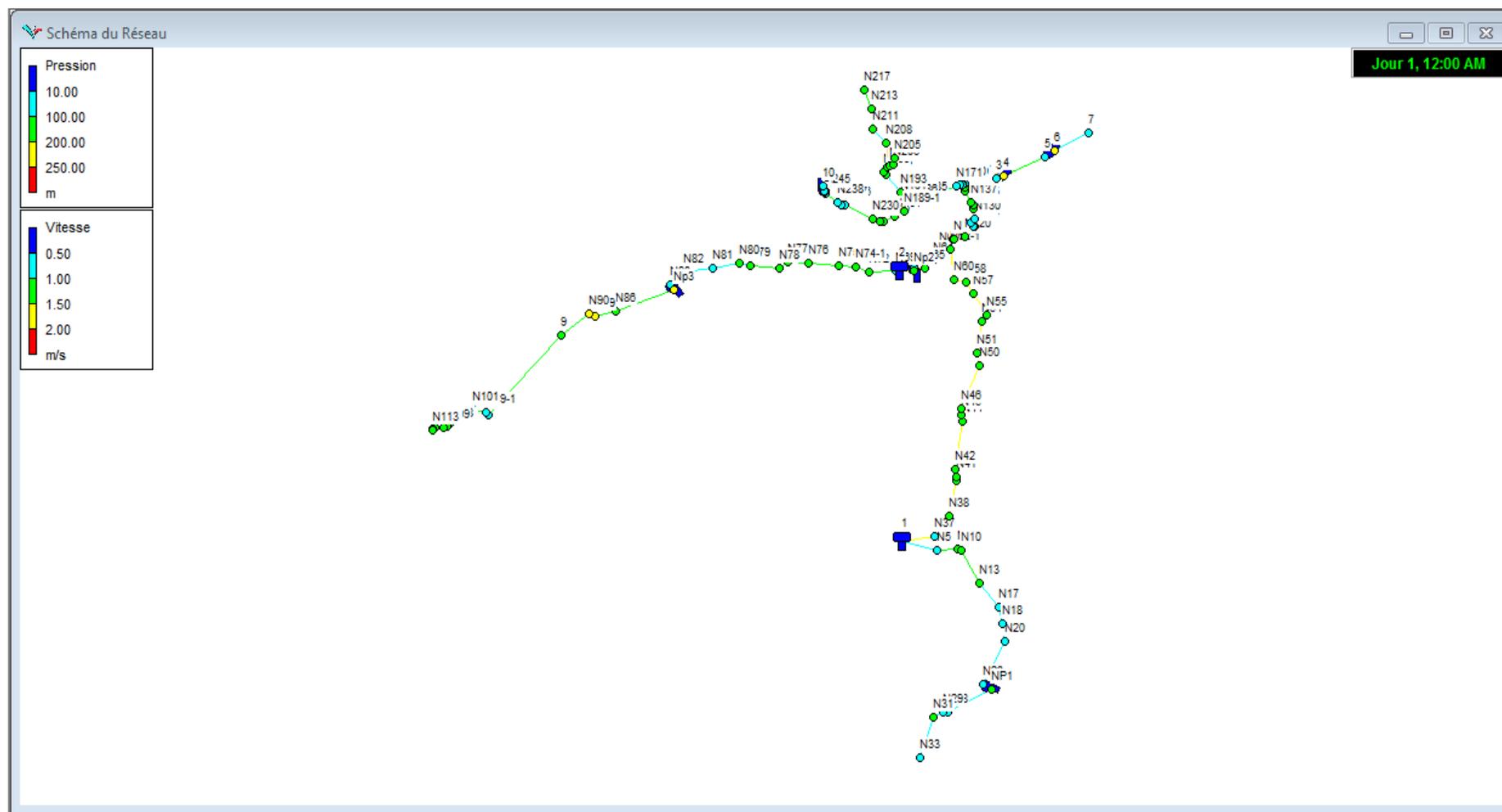


Figure V. 2 : Simulation de la variante choisie sur EPANET

V.6. Coûts total des deux variantes

Le choix de la variante la plus adéquate se base sur deux critères fondamentaux :

- 1- Un critère technique ;
- 2- Un critère économique.

Ainsi une étude technico-économique doit être établie, afin de trancher et de déterminer laquelle des deux variantes proposées qui coûte à la fois la moins chère et répond convenablement aux exigences techniques.

Tableau V. 50 : Coût totale des deux variantes

Variante	Frais total de conduite (DA)	Frais total de l'énergie (DA)	Total (DA)
Variante 1	648828146,00	57104825,17	705932971,20
Variante 2	687143537,00	50960409,75	738103946,80

D'après le tableau (V.50), on constate aisément que du point de vue économique c'est la variante 1 qui l'emporte avec un total de 705932971,2 Da, tandis que le coût de la variante 2 est de 738103946,8 Da soit une différence d'environ 32 million Da.

D'une autre part, on remarque que pour le couloir de Tamalous où la conduite traverse le centre de l'agglomération, les diamètres utilisés pour la variante 1 (varient entre 300 mm et 500 mm) sont inférieures à ceux de la variante 2 (varient entre 600 mm et 700 mm), ainsi du point de vue technique la variante 1 est plus avantageuse, car il est préférable de faire passer des conduites de faible diamètre par les zones de forte concentration d'habitant, cela pour diverses causes, telle que les contraintes rencontrées lors de la réalisation du projet (bruit,

Notre choix du tracé se porte finalement sur la variante 1.

Conclusion

Les conduites utilisées pour le dimensionnement sont en fonte, les résultats des calculs hydrauliques font apparaître, pour les tronçons gravitaires du réseau, une charge hydraulique confortable pour assurer les débits nécessaires pour satisfaire les besoins en eau des différentes villes.

Pour les tronçons par refoulement, le dimensionnement est basé sur le coût des conduites et le frais d'énergie dont le but d'extraire le diamètre le plus économique.

Les charges excédentaires à l'arrivée de certains réservoirs seront dissipées moyennant des organes de maintien de pression aval ou de limitation de débit.

Suite à la simulation des résultats du dimensionnement via EPANET un fonctionnement déficitaire a été détecté au niveau des tronçons par refoulement d'Ain Cheraia et Ain Kechera, pour cela la modification de l'emplacement des stations de pompage été une nécessité.

La comparaison technico-économique, nous fixe la variante 1 comme étant le tracé le plus adapté.

Chapitre VI

Stations de pompage

Chapitre VI

Stations de pompage

Le pompage de l'eau est apparu comme une nécessité depuis l'antiquité. Dans un projet de transport et de distribution d'eau, il est souvent nécessaire de recourir à des systèmes de pompage lorsque le terrain ne permet pas un écoulement naturel par gravitation ou dans le cas où la dénivellée disponible n'aboutit pas au débit souhaité.

VI.1. Règles d'établissement des stations de pompage

Les règles de leur établissement sont dominées par quatre principes essentiels [Maougal, 2010] :

VI.1.1. Sécurité de fonctionnement

Elle consiste en un large dimensionnement des installations principales et auxiliaires. Ceci implique aussi bien des taux de contrainte relativement modérés pour les différentes parties des constructions et des installations, qu'un excès de puissance pour les groupes motopompes et tous les auxiliaires qui en dépendent.

VI.1.2. Protection des eaux refoulées

Cette protection doit être totale lorsqu'il s'agit d'eau potable. L'eau transportée doit être isolée de tout corps ou matières susceptibles de porter atteinte à sa potabilité.

Il est impératif d'éviter toute introduction d'eau extérieure (eau de lavage des salles, de refroidissement des moteurs, de la nappe locale...) dans le circuit d'aspiration et de refoulement.

VI.1.3. Rendement de l'installation

La conception d'une station de pompage technico-économique passe par l'optimisation des rendements de ses différents constituants :

- Le rendement des moteurs proprement dits et de leurs auxiliaires ;
- Le rendement des pompes ;
- Le rendement des circuits hydrauliques.

VI.1.4. Facilité de l'exploitation ultérieure

Elle consiste en un choix judicieux des installations et un aménagement optimal de la station: des groupes motopompes bien dégagés, d'accès facile et des couloirs suffisamment larges.

Certains types de pompes présentent des facilités d'exploitation plus intéressantes grâce notamment à leurs faible encombrement et à leur entretien plus simple (plan de joint axial, positionnement vertical...).

VI.2. Types de pompes

Une pompe est une machine transférant de l'énergie mécanique à un liquide de façon à provoquer son écoulement dans une canalisation. Suivant le mode de transfert de l'énergie, on distingue deux grandes classes de pompes [Alonso, 2004] :

- Les pompes centrifuges ou turbopompes : dans une pompe centrifuge, l'énergie transmise au liquide est essentiellement de l'énergie cinétique, par l'intermédiaire d'un rotor.
- Les pompes volumétriques : Dans une pompe volumétrique, l'écoulement du liquide est provoqué par la variation ou le déplacement d'une capacité, c'est-à-dire d'un volume dans lequel se loge le liquide.

VI.3. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est constituée essentiellement par une roue à ailettes ou impulseur à aubes (rotor) qui tourne à l'intérieur d'un carter étanche ou corps de pompe (stator). Le liquide est aspiré au centre du rotor, par une ouverture appelée ouïe. La constitution d'une pompe centrifuge est illustrée dans la figure VI.1.

Il acquiert, par la rotation du rotor, une grande vitesse centrifuge et se trouve projeter dans le corps de pompe ou volute qui s'évase progressivement en spirale pour atteindre sa plus grande section à l'orifice de refoulement.

La section offerte au liquide étant de plus en plus grande, son énergie cinétique diminue et se transforme en énergie de pression.

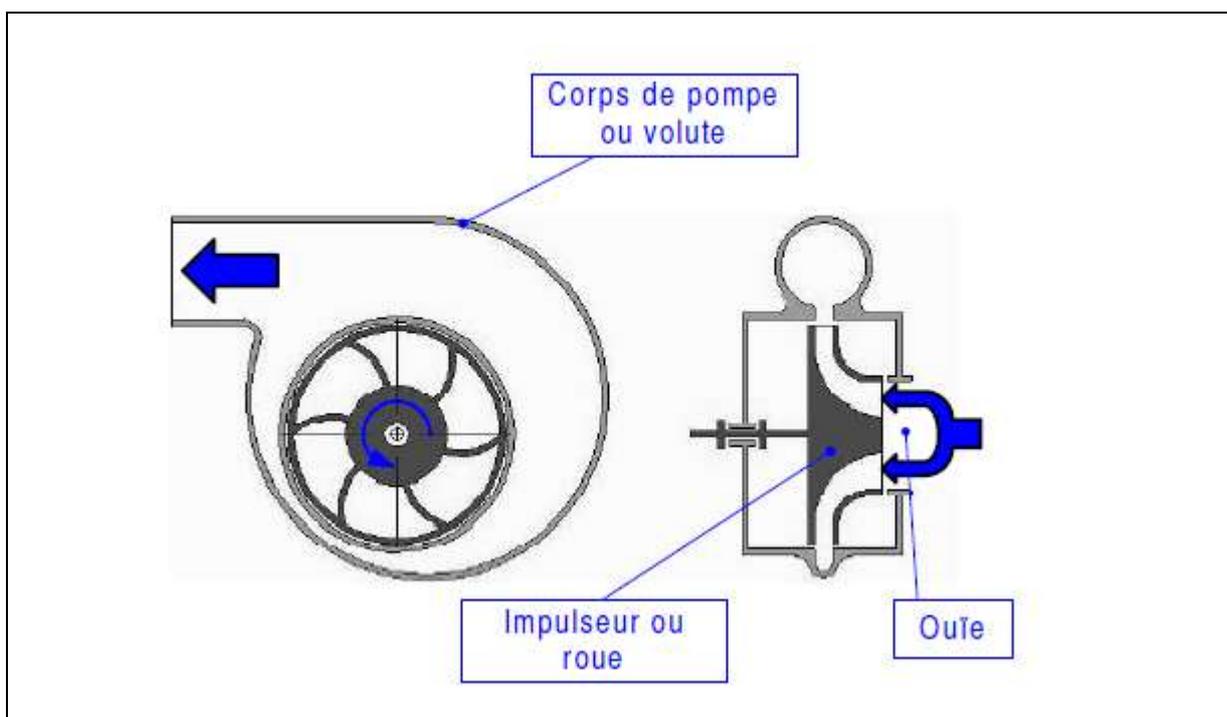


Figure VI. 1 : Constitution d'une pompe centrifuge [Alonso, 2004].

VI.4. Avantages et inconvénients de la pompe contrefugue

On cite ci-dessous les avantages et les inconvénients des pompes centrifuges :

VI.4.1. Avantages

Pour les avantages, ce sont des machines de construction simple, sans clapet ou soupape, d'utilisation facile et peu coûteuses.

- à caractéristiques égales, elles sont plus compactes que les machines volumétriques ;
- leur rendement est souvent meilleur que celui des « volumétriques » ;
- elles sont adaptées à une très large gamme de liquides ;
- leur débit est régulier et le fonctionnement silencieux ;
- en cas de colmatage partiel ou d'obstruction de la conduite de refoulement, la pompe centrifuge ne subit aucun dommage et l'installation ne risque pas d'éclater. La pompe se comporte alors comme un agitateur.

VI.4.2. Inconvénients

Du côté des inconvénients :

- impossibilité de pomper des liquides trop visqueux ;
- production d'une pression différentielle peu élevée (de 0,5 à 10 bar) ;
- elles ne sont pas auto-amorçantes ;

- à l'arrêt ces pompes ne s'opposent pas à l'écoulement du liquide par gravité (donc, vannes à prévoir...).

VI.5. Puissance et rendement d'une pompe

VI.5.1. Puissance

Lorsqu'un réseau est muni d'une pompe, celle-ci communique au liquide une charge manométrique totale et un débit volumique.

L'énergie fournie au fluide par la pompe est appelée puissance hydraulique, elle représente la quantité d'énergie fournie pendant chaque unité de temps au fluide. Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_h = Q \rho g H_{mt} \quad (VI-1)$$

Avec, P_h : puissance hydraulique [W] ; Q : débit pompé [m^3/s] ; ρ : masse volumique [kg/m^3] ; H : hauteur manométrique totale[m].

Pour l'exploitant du réseau, il est plus intéressant de connaître l'énergie réellement fournie à la pompe. En effet, toute l'énergie fournie à la pompe ne va pas être intégralement transmise au fluide. Il va y avoir des pertes d'énergie dans le moteur électrique de la pompe à cause de la résistance électrique des bobinages, des frottements sur les paliers ou roulements, des pertes de charges au sein même de la pompe (tourbillons créés par la rotation de la roue), . . . Ainsi, on appellera *puissance absorbée* la puissance réellement fournie à la pompe, notée P_a . [Alonso, 2004]

VI.5.2. Rendement

Une pompe sera d'autant plus performante que P_h sera proche de P_a , c'est à dire que les pertes d'énergie au niveau de la pompe seront faibles. On définit ainsi un critère que l'on appelle rendement de la pompe et que l'on note η_p [Alonso, 2004].

Le rendement de la pompe sera le rapport de la puissance hydraulique P_h réellement fournie au fluide et de la puissance P_a fournie à la pompe. Il est donné par la formule suivante :

$$\eta_p = \frac{P_h}{P_a} \quad (VI-2)$$

VI.6. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances, sont, pour une vitesse rotation donnée, au nombre de trois (03):

VI.6.1. La courbe débit-hauteur

La courbe $H = f(Q)$ représente une parabole qui exprime les variations de la différence hauteur de relèvement en fonction du débit, (figure VI.2).

VI.6.2. La courbe du rendement

La courbe $\eta = f(Q)$ représente une parabole qui passe par l'origine puisque pour $Q = 0$ le rendement est nul, puis par un maximum pour une certaine valeur de débit, (figure VI.2).

VI.6.3. La courbe de puissance absorbée

La courbe de $P=f(Q)$ représente une parabole qui exprime les variations de puissance en fonction du débit, (figure VI.2).

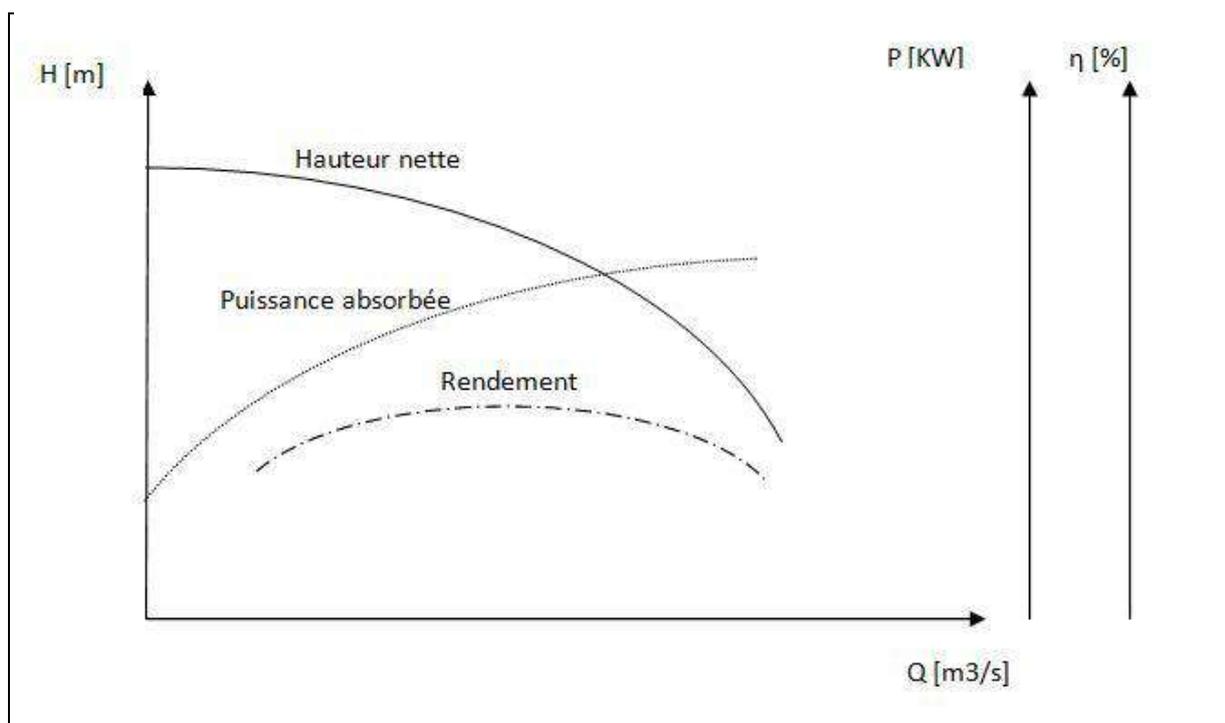


Figure VI. 2 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

VI.7. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée.
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

L'intersection de ces deux courbes caractéristiques représente alors le point de fonctionnement du système en question.

La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe est déterminée par la représentation de la charge totale H en fonction du débit Q . Elle est donnée par la formule suivante:

$$H = H_g + RQ^2 = H_g + 1,15 \Delta H_L \quad (\text{VI-3})$$

Avec, H : charge totale [m] ; H_g : hauteur géométrique [m] ; R : résistance de la conduite [s^2/m^5] ; Q : débit [m^3/s] ; ΔH_L : perte de charge linéaire [m].

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est illustré par la figure VI.3

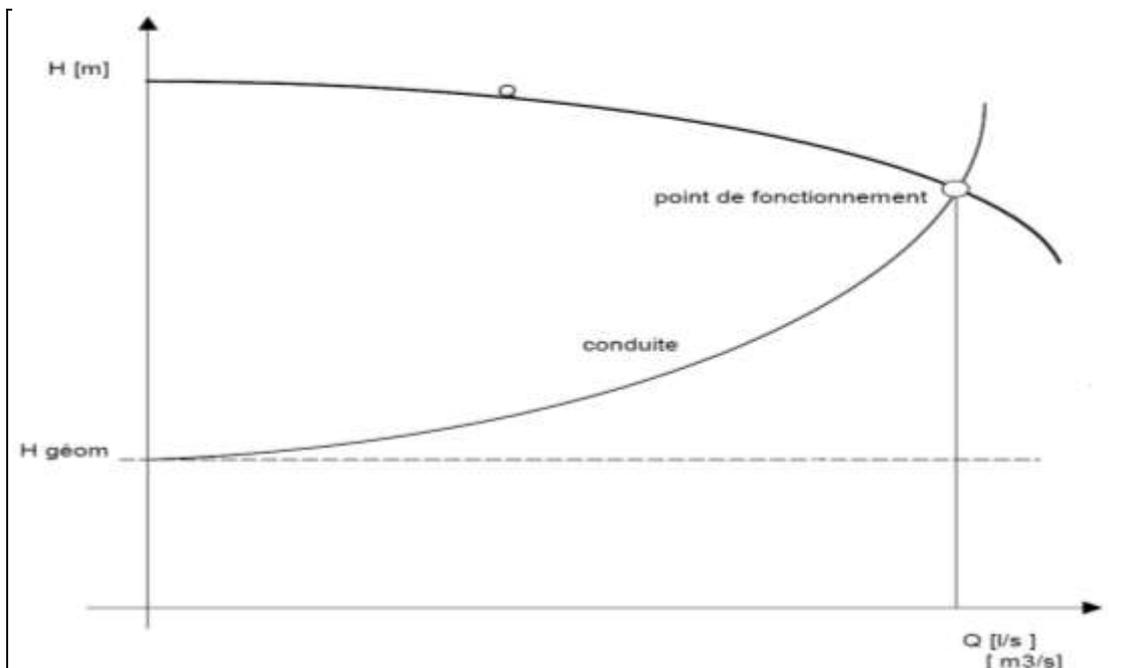


Figure VI. 3 : Point de fonctionnement

VI.8. Notions de cavitation et de NSPH

VI.8.1. Cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se reformer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristique hydraulique : C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité dans les installation que nous étudions , ce phénomène se produit préférentiellement à l'aspiration des pompes [Bonnin, 1977].

La baisse de pression qui le produit peut être due [Bonnin, 1977] :

- A l'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- A l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.

VI.8.2. Notion de NPSH

NPSH est l'abréviation de l'expression anglaise «Net-Positive-Suction-Head», encore appelée «hauteur d'aspiration nette positive» ou «hauteur totale de pression de retenue».

Le NPSH est rattaché au phénomène de cavitation, de même que la hauteur d'élévation, le débit et la puissance absorbée, il représente pour une pompe une des données les plus importantes.

On distingue :

- le NPSH de l'installation (NPSHA ou $NPSH_{disp}$) : Le NPSH l'installation indique la pression disponible à l'aspiration de la pompe aux conditions de fonctionnement. On le nomme aussi NPSH disponible, il est donné par la formule ci-dessous :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} + H_a - J_a - h_v \quad (VI-4)$$

Avec, $P_0/\rho g$: pression atmosphérique [m.CE] ; H_a : hauteur d'aspiration [m] ; J_a : perte de charge à l'aspiration [m.CE] ; h_v : tension de vapeur [m.CE].

- et le NPSH de la pompe (NPSHP, $NPSH_{néces}$ ou $NPSH_r$) : nommé aussi NPSH requis ou nécessaire se présente comme fonction du débit, il est indépendant de la température et du type de liquide pompé.

C'est le fabricant de la pompe qui fournit le NPSH sous forme de valeurs numériques ou d'une courbe.

En comparant simplement les deux valeurs $NPSH_d$ et $NPSH_r$, il est possible de déterminer si la pompe choisie pour l'installation concernée est adaptée ou non.

Pour que la pompe fonctionne sans cavitation doit avoir:

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Les zones de cavitation et de non cavitation sont illustrées par la figure VI.4

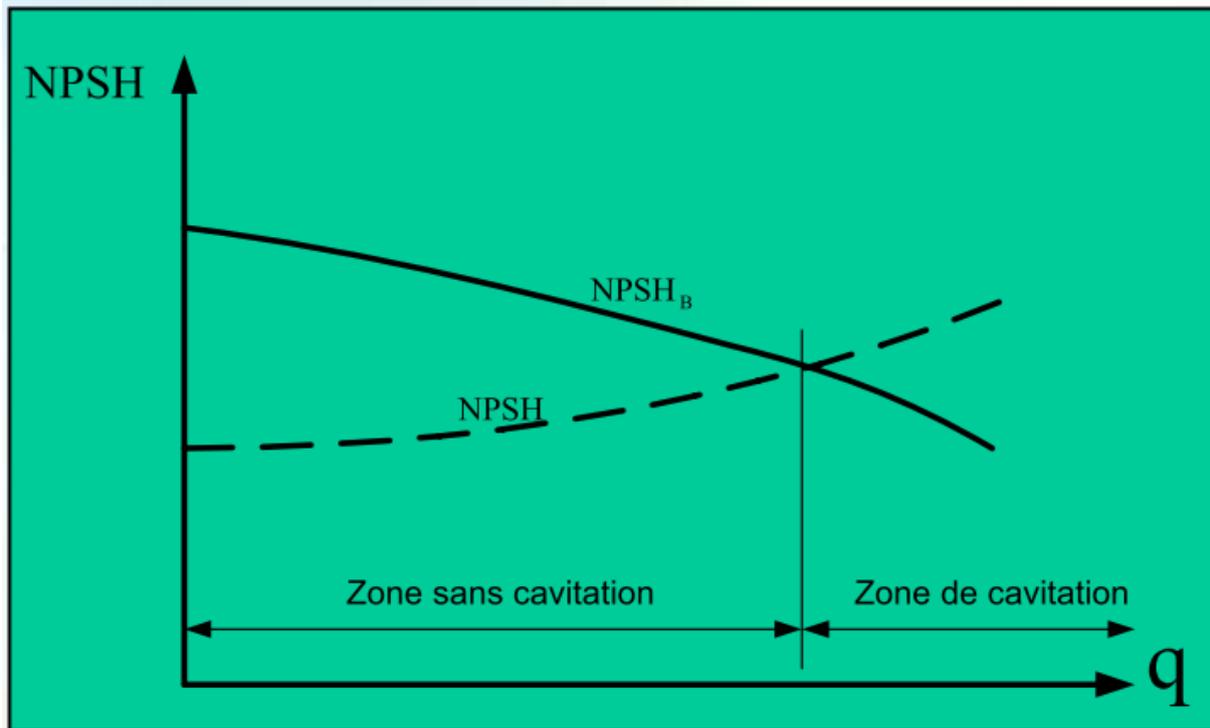


Figure VI. 4 : Zones de cavitation et de non cavitation

VI.8.3. Vérification de la condition de non cavitation pour les pompes choisies

Les hypothèses de calcul de $NPSH_d$ sont présentées comme suite :

- La pression atmosphérique est calculée par la formule suivante :

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,24 - 0,00103 A \quad (VI-5)$$

Avec, A : altitude [m] ;

- Les pompes étant placées à 2 m en dessous du terrain naturel, et en prenant 1 m comme niveau minimum d'eau dans la bêche de reprise (marge de sécurité), on aura une hauteur d'aspiration de 3 m pour chacune des pompes ($H_a = 3$ m) ;
- Pour les pertes de charge d'aspiration (J_a), on utilisera la formule de Lechapt-Calmon .

Les pertes de charge d'aspiration sont exprimées dans le tableau suivant pour chaque une des stations de pompage :

Tableau VI. 1 : Pertes de charge d'aspiration

Couloirs	Stations de pompage	J_a (m)
Couloir 1	SPT	0,00812058
	SP1-1	0,01790346
Couloir 2	SP2-1	0,02126149
	SP2-2	0,02126149
	SP2-3	0,02067550
Couloir 3	SP1-3-1	0,02309280
	SP3-2	0,00725152
	SP3-3	0,01067977

- La tension de vapeur saturante à 20°C est égale à 0,25 m.CE.

Les résultats de calcul sont dressés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 : Vérification de la condition de non cavitation

Couloirs	Stations de pompage	$NPSH_d$ (m)	$NPSH_r$ (m)	Vérification de la condition de non cavitation
Couloir N° 1	SPT	12,86	2,35	Vérifiée
	SP1-1	12,77	8,26	Vérifiée
Couloir N° 2	SP2-1	12,77	1,56	Vérifiée
	SP2-2	12,57	3,32	Vérifiée
	SP2-3	12,79	3,33	Vérifiée
Couloir N° 3	SP1-3-1	12,83	3,51	Vérifiée
	SP3-2	12,90	1,97	Vérifiée
	SP3-3	12,83	9,26	Vérifiée

VI.9. Caractéristiques des pompes choisies

Le tableau suivant donne le point de fonctionnement pour chaque pompe

Tableau VI. 3 : Points de fonctionnement des pompes

Coulours	Tronçon	Nbre de pompe	Caractéristiques				
			Débit (l/s)	H _{MT} (m)	Puissance à l'arbre (KWH)	Rendement (%)	NSPH (m)
Coulour N° 1	SPT	3	199,0	167,0	422,0	77,5	2,35
	SP1-1	1	082,0	145,0	158,0	75,0	8,26
Coulour N° 2	SP2-1	1	022,9	224,0	077,7	65,1	1,56
	SP2-2	1	022,5	212,0	062,1	75,1	3,32
	SP2-3	1	022,6	072,9	021,7	74,8	3,33
Coulour N° 3	SP1-3-1	2	095,2	115,0	142,0	77,4	3,51
	SP3-2	1	022,3	077,1	022,8	73,8	1,97
	SP3-3	1	101,0	175,0	227,0	75,3	9,26

VI.10. Tuyauteries d'aspiration et de refoulement

Afin de protéger l'installation (station de pompage et conduites) on doit tenir compte des recommandations suivantes dans la conception des tuyauteries d'aspiration et de refoulement.

VI.10.1. Tuyauteries d'aspiration

Pour les tuyauteries d'aspiration [*Launay & Perrotin, 1990*] :

- Ne pas lésiner sur les dimensions de celle-ci et, lorsque cela est possible, mettre une tuyauterie d'aspiration par pompe, sauf peut-être dans les cas d'aspiration nettement en charge ;
- Choisir une vitesse d'aspiration de 1 à 1,5 m/s et éliminer les points hauts en prévoyant une pente constante de 2 à 3 mm/m au minimum. Les convergents doivent être du type excentré ;
- Si la tuyauterie est en dépression, utiliser des raccords évitant toute entrée d'air (acier soudé, PVC collé), réduire le nombre de brides, éviter les raccords vissés ou alors les prendre du type « pétrole » ;

- Il est possible que la tuyauterie d'aspiration soit soumise à la pression du refoulement par suite d'une fuite ou d'un by-pass du clapet de non-retour ; au besoin, protéger cette tuyauterie par une soupape de sûreté noyée sous le plan d'eau ;
- L'orifice d'aspiration ou le clapet de pied-crépine doivent être noyés sous une hauteur d'eau égale à 3 ou 4 fois le diamètre (au minimum 0,5 m). En outre, ils doivent être à au moins un diamètre des parois verticales et un demi-diamètre du fond avec un minimum de 0,5 m.

VI.10.2. Tuyauteries de refoulement

Pour les tuyauteries de refoulement [*Launay & Perrotin, 1990*] :

- Prendre la précaution de mettre des événements aux points hauts – s'ils ne peuvent être évités – et de placer des vidanges aux points bas ;
- Sur des pompes opérant en parallèle, on peut relier les tuyauteries de refoulement à un collecteur commun. Les diamètres permettront une vitesse de refoulement de 2 à 4 m/s.

VI.11. Coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [*Dupont, 1979*]:

- arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe
- fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction

Les conduites d'adductions doivent être sécurisées contre le phénomène transitoire dont la brutalité est susceptible d'entraîner l'éclatement des conduites et l'endommagement des installations. Il est donc important d'envisager des moyens de protection afin de limiter les effets du coup de bélier.

VI.11.1. Les risques du aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

- **Risque de surpression**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de

sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

- **Pression négative**

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

- **Fatigues des conduites**

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

VI.11.2. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Les volants d'inertie**

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie 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. Les volants d'inertie interviennent dans la protection contre les dépressions.

- **Les soupapes de décharge**

Faisant intervenir des composants mécaniques, elles permettent d'éliminer localement les surpressions dépassants une valeur donnée dite pression de tarage. Le volume d'eau libéré en cas de surpression peut être important.

L'utilisation des soupapes nécessite un entretien régulier et un contrôle rigoureux.

- **Les réservoirs d'air**

L'alimentation continue de 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 de pompage et raccordée au refoulement. Le réservoir d'air offre à la fois une protection contre les dépressions et les surpressions

- **Les cheminées 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 mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Les cheminées d'équilibre assurent une protection contre les dépressions ainsi que les surpressions.

- **Les Ventouses**

Elles se trouvent en général sur les points hauts, il faut bien distinguer les ventouses permettant l'évacuation d'air de celles permettant également l'entrée d'air pour une lutte contre les pressions relatives négatives, mais qui ne peuvent fonctionner que de manière exceptionnelle pour les réseaux d'eau potable en revanche, elles peuvent jouer un rôle plus étendu, lorsque le réseau transporte de l'eau non destinée à la consommation (eaux brutes ou eau destinée à l'irrigation) ou lors du remplissage du réseau quel que soit le type d'eau

Il faut connaître le diamètre de la ventouse ainsi que les coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie

Les différentes cotes altimétriques sont également nécessaires, en particulier, la cote de l'orifice par rapport à la génératrice supérieure de la conduite.

- **Les Clapets**

Il existe différentes technologies de clapets : à battant à double battant, à disques concentriques, à boule, à membrane, etc. Le rôle commun à tous les clapets est d'empêcher l'écoulement du fluide dans un sens.

Dans le cadre de l'étude des régimes transitoires, il faut connaître la caractéristique dynamique d'un clapet c'est-à-dire les différents degrés de fermeture en fonction de la décroissance du débit dans la conduite.

VI.11.3. Etude du coup de bélier

VI.11.3.1. Détermination de la valeur de surpression et de dépression

L'avantage du coup de bélier est qu'il existe une relation avec la vitesse moyenne du liquide et la célérité de l'onde de pression :

$$\Delta h_{\max} = \frac{a V}{g} \quad (\text{VI-6})$$

- La surpression : $H_s = H_g + \Delta h_{\max}$
- La dépression: $H_d = H_g - \Delta h_{\max}$

Avec, V : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ; g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s) ; a : Célérité en (m/s) ; H_g : la hauteur géométrique(m).

VI.11.3.2. Détermination de la vitesse de la célérité

La célérité 'a' est donnée par la formule d'Allievi :

$$a = \sqrt{\frac{g}{\omega \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{E e} \right)}} \quad (\text{VI-7})$$

Avec, a : célérité de l'onde de pression ; g : accélération de la pesanteur (9.81 m²/s) ;
 ω : Masse spécifique du liquide ; ε : Compressibilité du liquide ; D : diamètre de la conduite ;
 E : module de Young du matériau de la conduite ; e : épaisseur de la conduite.

VI.11.3.3. Détermination La vitesse d'écoulement en régime permanent

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad (\text{VI-8})$$

Avec : débit refoulé (m³/s) ; D : diamètre de refoulement (m) ;

VI.11.4. Outil de dimensionnement des protections anti-bélier

Pour le dimensionnement des protections anti-bélier on a utilisé CEBELMAIL qui est un logiciel d'hydraulique transitoire en charge, il permet de modéliser le fonctionnement des réseaux sous pression pendant des phases dynamique, pouvant être très rapides. Son moteur de calcul est basé sur une résolution des équations de Saint-Venant.

Ce logiciel dimensionne les organes ou les processus de protection adéquats pour lutter contre des pressions trop faibles ou trop fortes.

Les singularités contenues dans CEBELMAIL sont particulièrement adaptées à la modélisation des réseaux d'eau potable, d'assainissement ou d'irrigation.

VI.11.5. Dimensionnement des réservoirs d'air

- Lorsque nous avons simulé les tronçons par refoulement de notre installation, via le logiciel CEBELMAIL, nous avons détecté des dépressions et même des surpressions d'où la nécessité de prévoir des dispositifs de protection. Afin de diminuer les risques de dégradation des conduites de refoulement, pouvant apparaître à la suite de phénomènes transitoires.
- Le moyen de protection utilisé pour cette étude est le réservoir d'air grâce aux avantages qu'il présente :
 - Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression ;
 - Simple à installer et facilement contrôlable ;
 - Il est choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

Les résultats de la simulation pour les quatre stations de pompage des couloirs de Beni Oulbane et de Tamalous par le biais du logiciel CEBEL MAIL, ont été obtenus pour un diamètre de 200 mm pour le couloir de Tamalous (tronçon Ain Cheraia) et pour un diamètre de 350 mm pour le couloir de Beni Oulbane.

Ces résultats sont exprimés par les tableaux ainsi que les graphes suivant :

Z_{max} , Z_{min} , Z_{sol} , ainsi que Ligne d'eau sont calculés comme suit :

$$Z_{max} = H_g + h_{max} \quad (VI-9)$$

$$Z_{min} = H_g + h_{min} \quad (VI-10)$$

Z_{sol} : désigne la cote du terrain naturel

$$\text{Ligne d'eau} = H_g + H_{MT} - (j L) \quad (VI-11)$$

Avec ; j : perte de charge unitaire ; L : longueur cumulé (m) ; h_{max} : charge maximale (m) ;

h_{min} : charge minimale (m)

- Station de pompage SP1-1 Couloir de Beni Oulbane

Le tableau suivant donne les variations des surpressions et des dépressions ainsi que la fluctuation de la ligne d'eau sur le profil en long.

Tableau VI. 4 : Résultats de la simulation pour la station SP1-1

Distance (m)	000,000	401,560	966,660	1218,810	1760,580	1944,220
Z _{max} (m)	334,279	330,686	323,198	0317,780	0303,346	0298,000
Z _{min} (m)	235,983	242,332	254,049	0261,807	0286,690	0298,000
Z _{sol} (m)	192,000	230,000	250,000	0254,000	0284,000	0295,000
Ligne d'eau (m)	302,200	300,712	298,620	0297,686	0295,681	0295,000

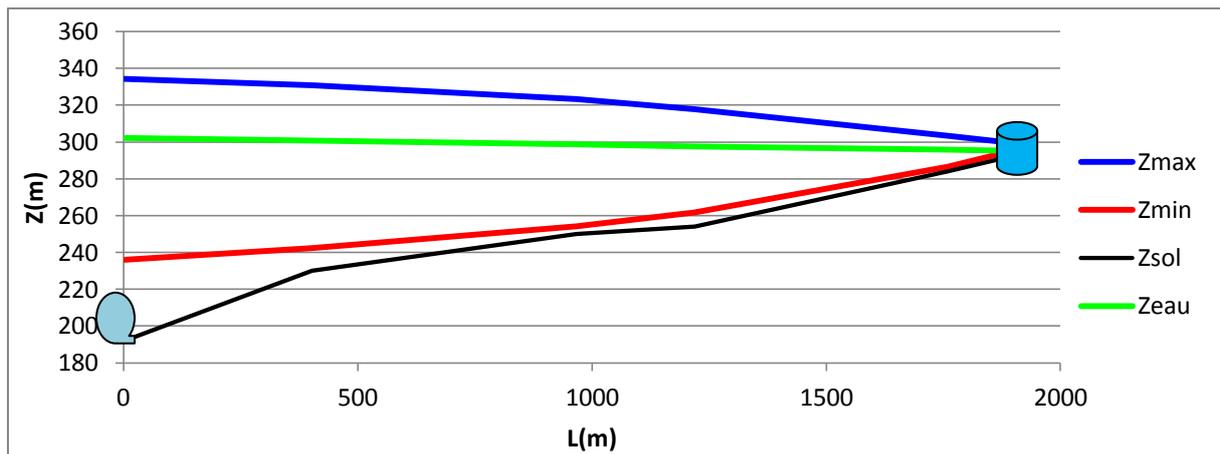


Figure VI. 5 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d'eau sur le profil en long (SP1-1)

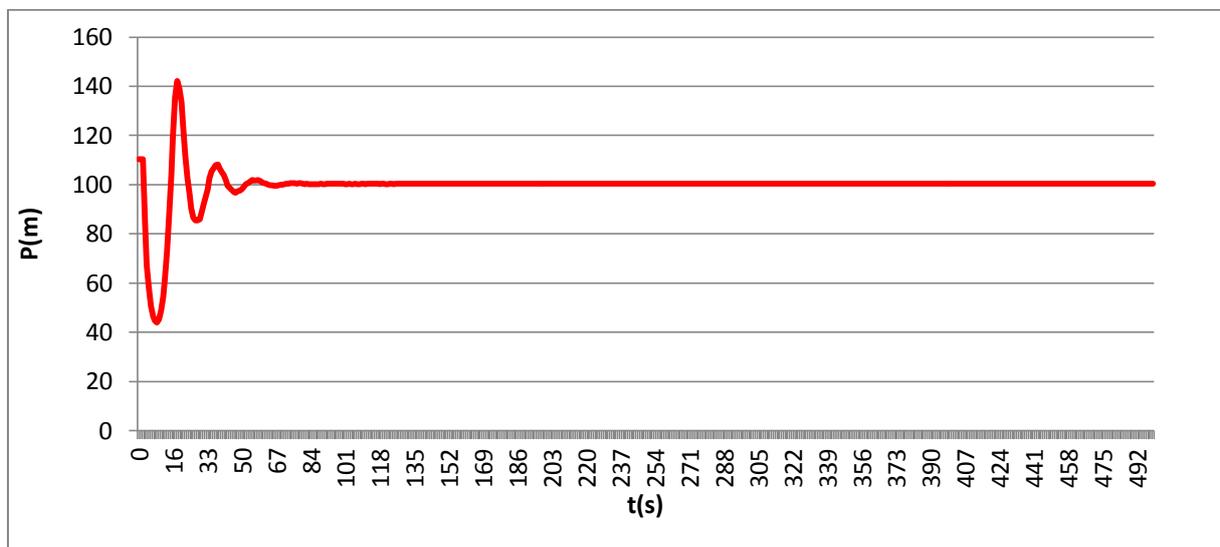


Figure VI. 6 : Variation de la pression dans la conduite

Après l'insertion du réservoir d'air, on constate une dépression de l'ordre de 40 m, qui sera suivi par une surpression qui atteint environ les 140 m, ensuite la pression se stabilise au tour de 100 m, il faut rappeler que la pression maximale admissible est de 250 m, ce qui implique que les pressions trouvées sont acceptables.

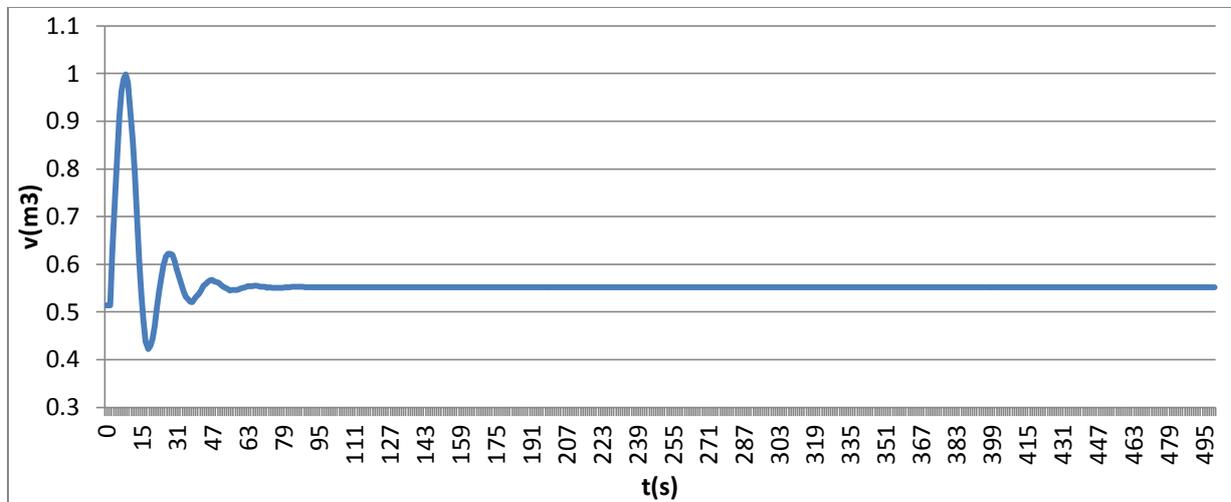


Figure VI. 7 : Volume d'air

La figure VII.4 présente la variation du volume d'air en fonction du temps, le pas de temps choisi pour cette simulation est de 500 s, le volume d'air désigné correspond à la valeur maximale obtenue lors du calcul, de ce fait le volume d'air à prévoir est pris égale à 1 m^3 .

- **Station de pompage SP2-1 Couloir Tamalous**

Le tableau suivant succinct les variations des surpressions et des dépressions ainsi que la fluctuation de la ligne d'eau sur le profil en long.

Tableau VI. 5 : Résultats de la simulation pour la station SP2-1

Distance (m)	000,000	477,710	1359,470
Z_{max} (m)	269,067	265,220	0230,000
Z_{min}(m)	159,576	173,110	0230,000
Z_{sol}(m)	081,000	142,000	0225,000
Ligne d'eau (m)	233,000	230,189	0225,000

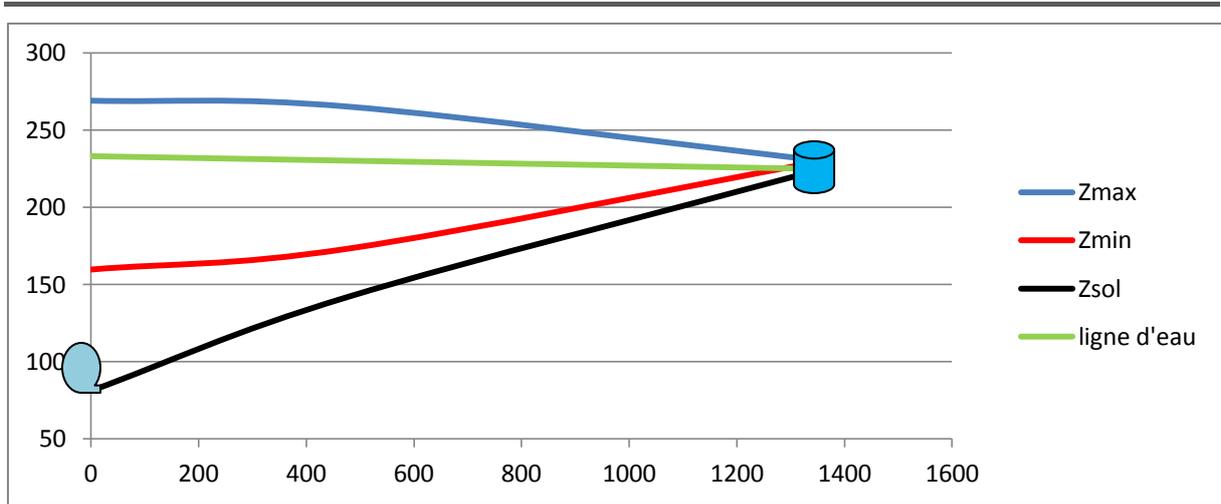


Figure VI. 8 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d’eau sur le profil en long (SP2-1)

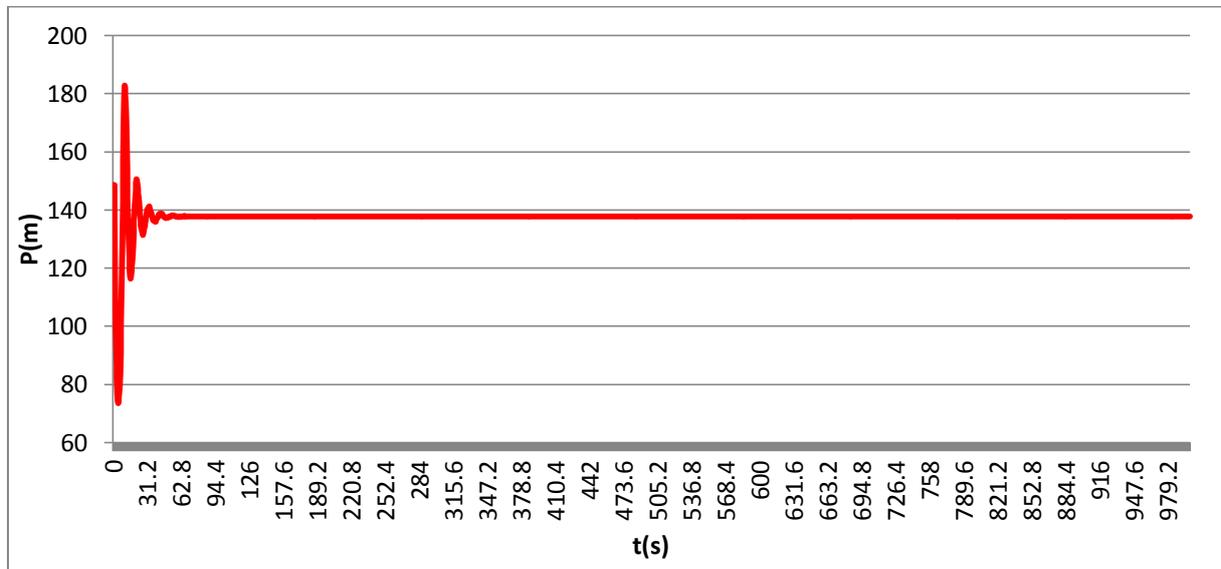


Figure VI. 9 : Variation de la pression dans la conduite

Après l’intégration du réservoir d’air, la pression atteint une pression minimale égale à environ 70 m, cette dépression sera directement suivie par une surpression dont la valeur est au alentours de 180 m. ensuite la pression se stabilisé au tour de 140 m, ces valeurs sont inférieur a la valeur maximale admissible, cela implique que la conduite est protégé.

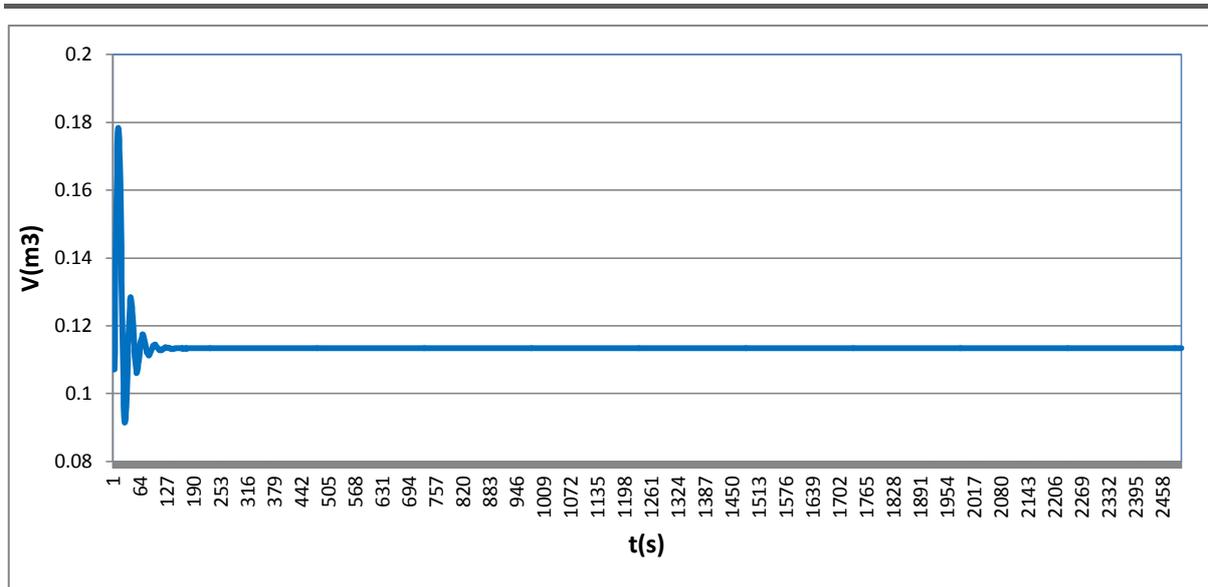


Figure VI. 10 : Volume d'air

Dans ce cas le pas de temps utilisé pour la simulation, il est de 2458 s et le volume d'air choisie pour la protection de cette conduite est 0.2 m^3

- **Station de pompage SP2-2 Couloir de Tamalous**

Le tableau suivant donne les variations des surpressions et des dépressions ainsi que la fluctuation de la ligne d'eau sur le profil en long.

Tableau VI. 6 : Résultats de la simulation pour la station SP2-2

Distance (m)	000,000	263,230	1302,510	1550,020	2237,040	2716,33
Z_{max}(m)	460,396	460,003	0455,135	0452,880	0445,168	0439,00
Z_{min}(m)	354,737	362,000	0385,663	0392,108	0415,506	0439,00
Z_{Sol}(m)	224,000	276,000	0367,000	0363,000	0415,000	0433,00
ligne d'eau (m)	450,000	448,408	0442,122	0440,625	0436,469	0433,00

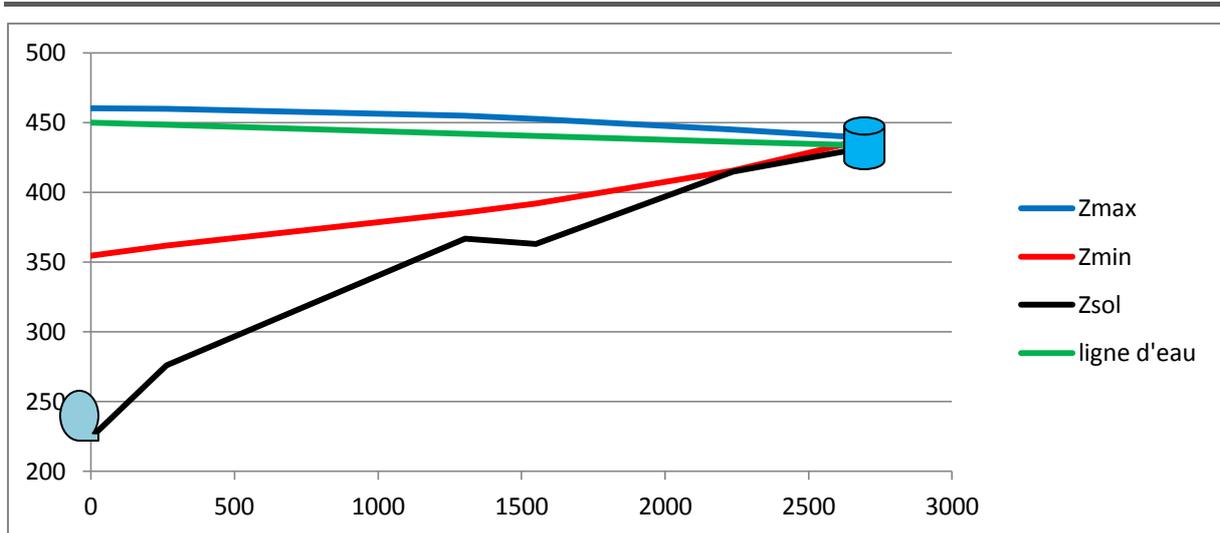


Figure VI. 11 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d’eau sur le profil en long (SP2-2)

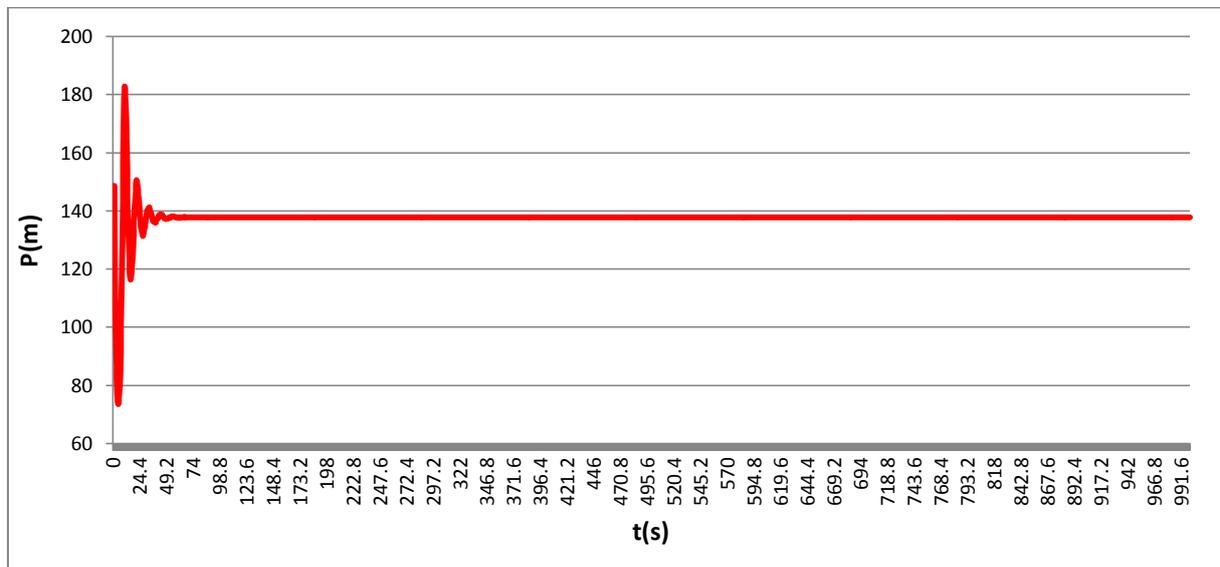


Figure VI. 12 : Variation de la pression dans la conduite

Pour ce cas, et après l’ajout du réservoir d’air, on signale les mêmes phénomènes déjà vus pour les stations de pompage précédente, c’est-à-dire la création d’une dépression dont la valeur est au voisinage de 70 m, qui sera accompagnée d’une surpression d’environ 180 m après cela la pression se stabilise autour de 140 m, les valeurs de pression acquises sont inférieures à 250 m, ceci résulte de l’intégration du réservoir d’air dans le système.

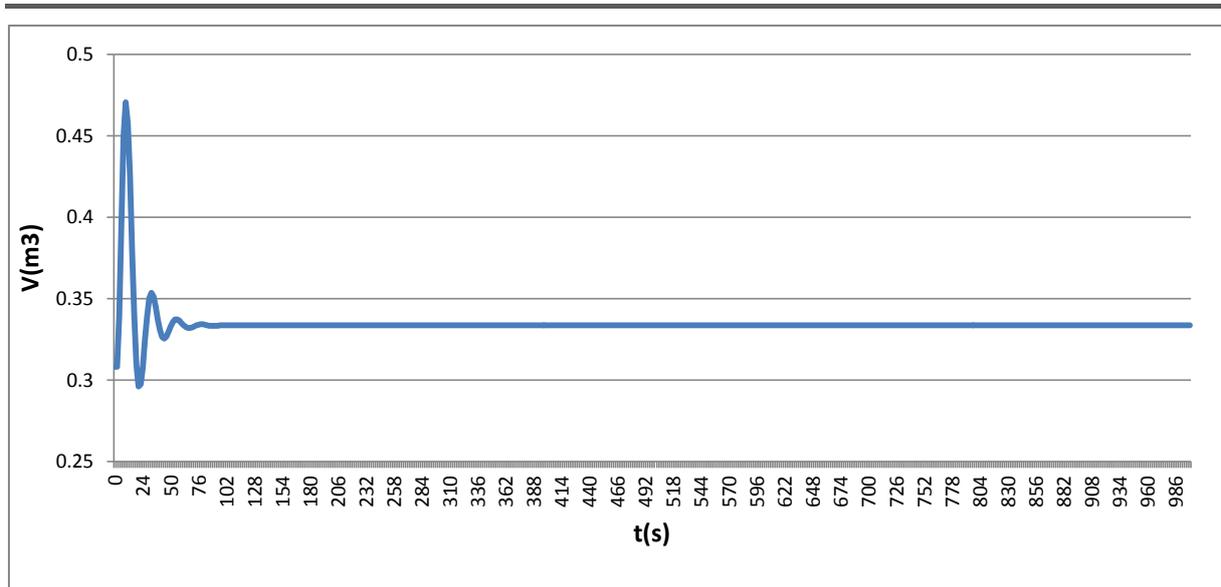


Figure VI. 13 : Volume d'air

Le pas de temps utilisé pour cette simulation est 986 s, la valeur maximal pour cette simulation est égale à $0,47 \text{ m}^3$, ainsi le volume d'air choisie est pris égale à $0,5 \text{ m}^3$

- **Station de pompage SP2-3 Couloir de Tamalous**

Le tableau suivant donne les variations des surpressions et des dépressions ainsi que la fluctuation de la ligne d'eau sur le profil en long.

Tableau VI.7 : Résultats de la simulation pour la station SP2-3

Distance (m)	000,000	607,110	983,110	1360,730	1704,91
Z_{max}(m)	576,970	569,614	564,249	0555,326	0545,00
Z_{min}(m)	477,472	491,460	503,017	0520,609	0545,00
Z_{sol}(m)	434,000	483,000	487,000	0504,000	0539,00
ligne d'eau (m)	550,000	546,428	544,216	0541,995	0539,00

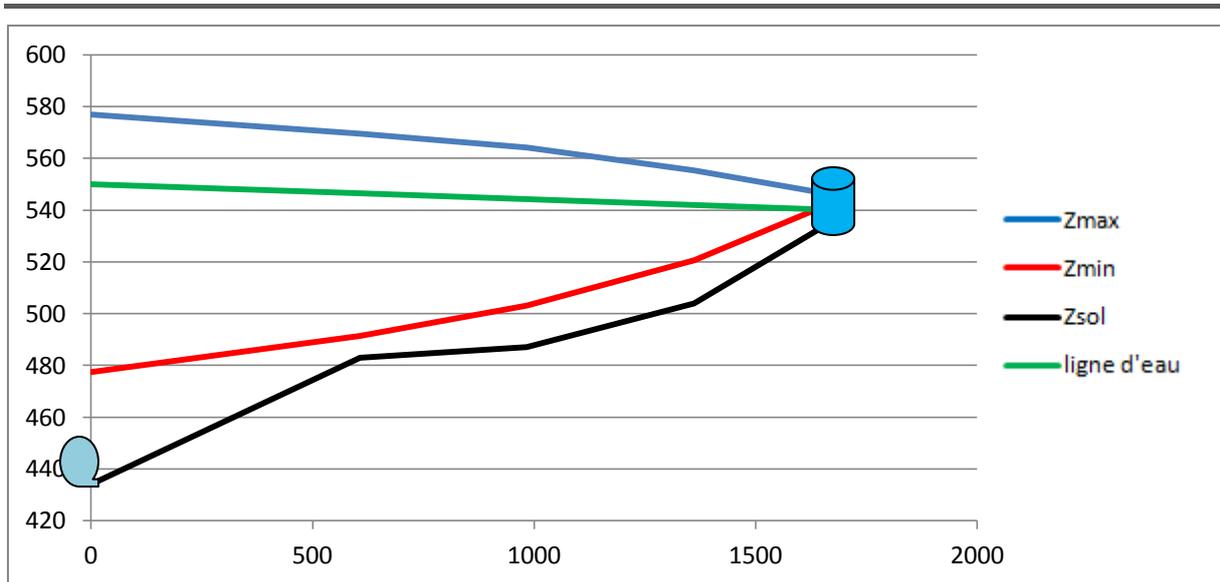


Figure VI. 14 : Variation de la surpression et la dépression ainsi que la ligne d'eau sur le profil en long (SP2-3)

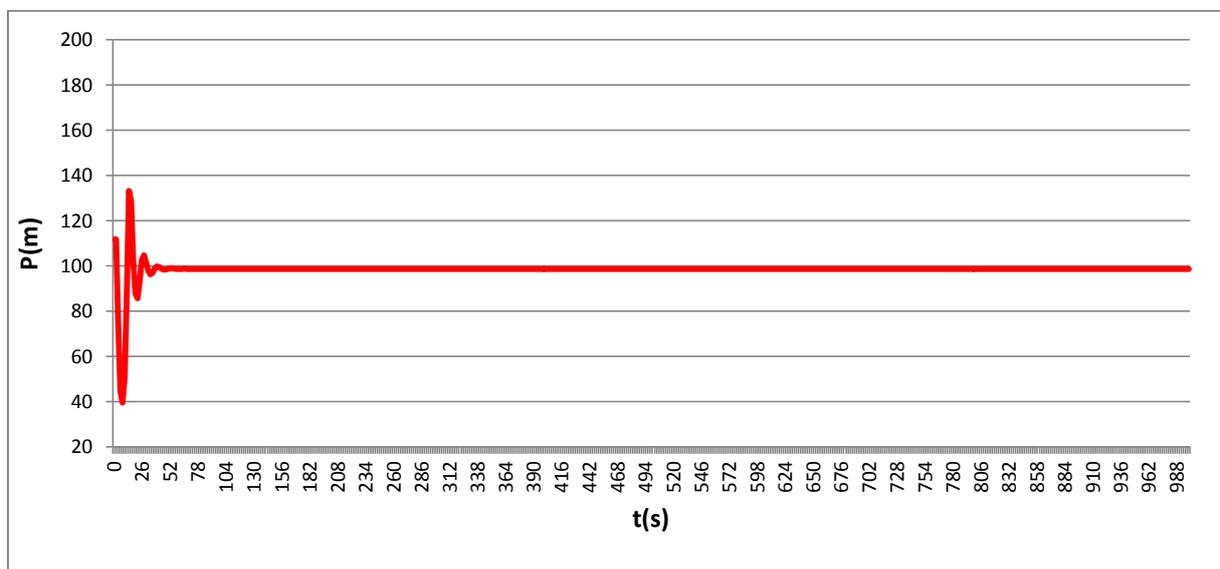


Figure VII. 15 : Variation de la pression dans la conduite

L'insertion du réservoir d'air provoque au départ une dépression égale à 40 m, accompagné immédiatement par une surpression de l'ordre de 130 m environ, puis la pression se fixe au tour de 100 m ces valeurs ne dépassent pas les 250 m, cela est dû à l'intégration du réservoir d'air, qui offre une protection à la conduite contre les phénomènes transitoires tel que le Coup de bélier.

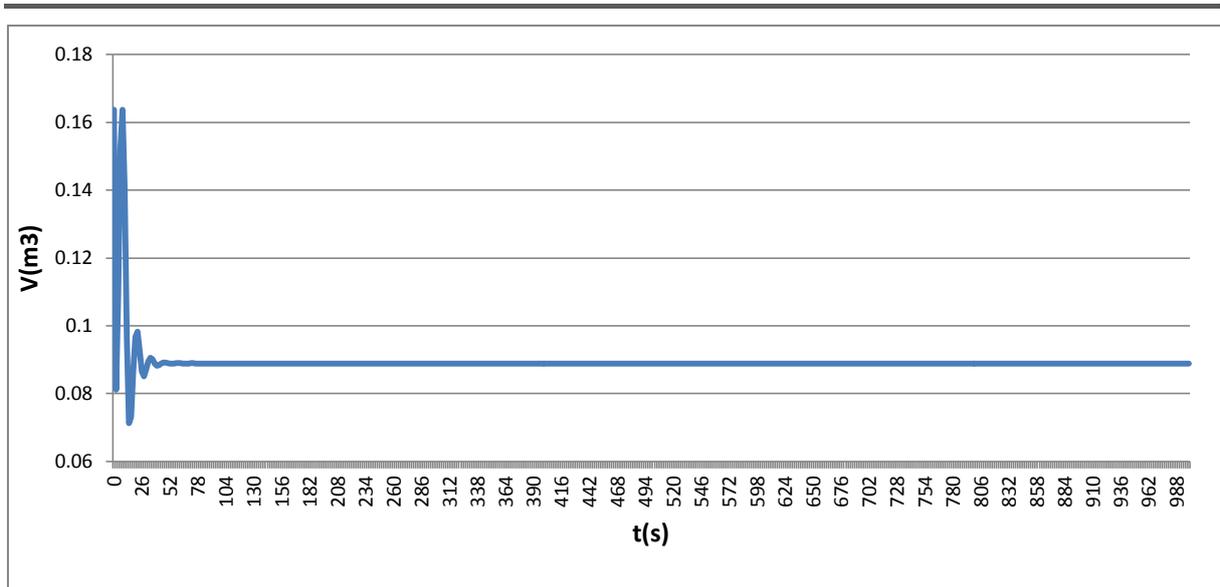


Figure VI. 16 : Volume d'air

Le pas de temps appliqué pour cette simulation est de l'ordre de 988 s, 0,164 m^3 est la valeur maximale pour cette simulation, ainsi et pour plus de sécurité le volume d'air sera pris égal à 0,2 m^3 .

Le tableau suivant récapitule les résultats du calcul :

Tableau VI. 8 : Volume d'air nécessaire pour chaque station de pompage

Couloir	Station de pompage	Volume d'air (m^3)
C1	SP1-1	1,0
C2	SP2-1	0,2
C2	SP2-2	0,5
C2	SP2-3	0,2

Conclusion

Les pompes utilisées dans cette étude sont de types Centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal. Nous rappelons que des pompes de secours sont à prévoir au niveau de toutes les stations de pompage déterminées, en guise de sécurité contre des éventuelles pannes.

En dépit du fait que l'aspiration des pompes soit en charge se qui réduit le risque de cavitation, nous avons préféré de calculé le $NSPH_{\text{disponible}}$ pour plus de précaution, afin de s'assurer du bon fonctionnement des pompes et éviter les effets néfastes de la cavitation.

Ce chapitre nous a permis aussi de comprendre l'évolution du régime transitoire après l'arrêt brusque d'une pompe pour le cas des conduites de refoulement.

L'insertion des réservoirs d'air nous a permis de protéger nous installation du phénomène du coup de bélier. Néanmoins nous préconisons l'installation des soupapes et des venteuses.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un réseau d'adduction d'eau potable.

Vu l'indisponibilité des relevés topographiques, ainsi que l'impossibilité de se déplacer sur site pour s'assurer de la fiabilité de nos variantes proposées, nous nous sommes retrouvés dans l'obligation d'établir les traces, suivant les coordonnées fournies par Google Earth.

Mais avant d'en arriver à ce stade, nous avons été amenés à procéder à l'estimation des besoins en eau potable des agglomérations de l'étude. Pour cela nous avons été contraints d'évaluer la population de l'horizon projet, chose qui n'a pas été facile, à cause du manque de données nécessaires, car il s'agit de petits villages dont le nombre d'habitants ne figure pas dans les listes de recensement de l'ONS.

L'étude technico-économique a révélé que la variante 1 est plus adéquate, nous signalons que faute d'indisponibilité des bordereaux du prix ainsi que le manque d'information sur la géologie et la topographie de la zone d'étude plusieurs paramètres ont été négligés lors de la comparaison des variantes (tarif des différents réservoirs, le prix de remblai et de déblai, nature des sols traversés, la profondeur des cours d'eau, les terrains instables ...)

La simulation via EPANET après rectification de l'emplacement des stations de pompes a donné des résultats cohérents, ce qui implique que le système fonctionne bien.

En dernière étape, une analyse des régimes transitoires à l'aide du logiciel CEBELMAIL a été réalisée.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation.

Références bibliographiques

1. Alonso, D. (2004) . «Mécanique des fluides et agitation» . Polycopie de cours de l'université de Lorraine. 128 pages.
2. ANBT. (1984) . « Barrage de Guenitra ».volume I, pages 4-1 ; 4-2.
3. Bonnin, J. (1977) . «Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et de moyenne importance». édition Eyrolles, 216 pages.
4. Bouslimi, M . (2004) . « Note de cours : Alimentation en Eau potable » . Polycopie de cours de l'Ecole Supérieur des Ingénieurs de l'Equipement Rural, 18 pages.
5. Bouziane, F. (2008) . «Alimentation en eau potable des centres ruraux de Sidi Amar, Merad et Meunacer (Tipaza)» . Projet de Fin d'Etude, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, 109 pages.
6. DHW de la Wilaya de Skikda, (2006) . « Etude d'AEP couloir Tamalous, Ain Kechra, Beni Oulbane et zones environnantes à partir du barrage Guenitra» . 13 pages.
7. Dupont, A. (1979). « Hydraulique urbaine ».Tome II, édition Eyrolles, 484 pages.
8. Launay, J & Perrotin, G . (1990) . «liquide à pression moyenne : station de pompage» . édition techniques de l'ingénieur, B4 340-35 pages.
9. Maougal, F . (2010) . « Etude du transfert Sétif-Hodna système Ouest : Ighil Emda-Mahouane » . Projet de Fin d'Etude, Département Hydraulique, 114 pages.
10. ONS, (2008). « Monographie de Skikda » . 210 pages.
11. Tandjir, L . (2007). « Le renforcement des capacités de stockage : Une gestion à la crise d'eau à Skikda » . Université du 20 Août 1955 département de biologie, 14 pages.
12. Zoungrana, D . (2003) . « Approvisionnement en eau potable » . Polycopie de cours de l'Ecole inter-états d'Ingénieurs de l'Equipement Rural, Burkina Faso, 142 pages.

Annexes

Annexe A : Population de Skikda

Tableau A. 1 : Evolution des populations des communes de la Wilaya de Skikda [ONS, 2008]

Commune	Population RGP 1966	Population RGP 1977	Population RGP 1987	Population RGP 1998	population RGP Fin 2008
Skikda	62456,000	102,8	130,880	156,68	162,349
H.Krouma	00003,650	008,3	012,599	18,805	029,892
Fil Fila	00005,514	005,2	014,032	25,149	028,575
El Hadaiek	00004,263	006,1	008,607	12,288	018,091
Bouchtata	00004,379	006,7	008,115	09,126	009,290
A. Zouit	00001,523	002,0	002,170	02,230	001,997
R. Djamel	00009,078	013,1	017,511	23,482	026,991
B. Béchir	00003,766	005,7	006,474	08,450	009,734
Collo	00012,815	016,5	024,450	31,481	034,045
Béni Zid	00008,573	011,4	015,836	17,380	021,327
Cheraia	00006,330	008,0	010,557	13,767	020,425
Zitouna	00004,640	005,8	007,821	08,415	008,39
Kanoua	00004,291	005,4	007,181	06,531	006,967
Ouled Attia	00005,425	007,5	009,688	10,351	010,78
K.Mayoune	00002,064	002,9	003,629	04,382	004,532
O.Z'hor	00004,039	005,8	006,946	06,602	006,739
Azzaba	00016,450	025,1	036,031	48,992	057,128
Djendel	00003,301	005,0	006,648	07,831	008,726
A.Charchar	00005,373	007,9	010,593	13,717	015,887
Es sebt	00011,987	013,2	014,911	15,890	015,080
El Ghedir	00003,318	004,8	005,402	06,145	006,493
Ben Azzouz	00010,800	014,9	019,949	24,968	029,858
B.Lakhdar	00006,406	009,8	011,909	14,134	015,348
El Marsa	00003,182	003,8	004,917	05,898	006,118
El Harrouch	00016,255	021,9	029,688	41,649	049,929
S.Bouchaour	00010,696	013,9	019,252	25,933	029,989
E.Edchich	00007,189	009,8	012,932	16,757	020,309
O.Hebaba	00006,528	007,6	008,174	07,959	008,469
Zerdazas	00006,972	008,9	010,478	12,258	012,647
S. Mezghiche	00009,340	011,9	015,677	21,070	025,649
B.ouelbene	00009,229	012,7	016,730	20,977	025,304
A.bouziane	00004,008	005,3	006,951	08,381	009,668
Tamalous	00016,000	019,9	028,910	39,346	050,546
B,el Ouidene	00006,549	011,6	014,484	17,587	020,893
Kerkera	00010,115	013,3	018,909	24,501	027,409
A, Kechera	00006,459	011,6	016,730	21,968	025,042
O. Boulbalout	00002,813	004,1	004,252	04,045	004,510
O. Toub	00012,477	017,4	023,486	31,051	034,690
Total Wilaya	0328,253	466,9	622,51	786,155	899,816

Tableau A. 2 : Evolution des populations des régions du nord littoral [PNE, 2010]

Code Région Demograph	Nom wilaya	2030						POP Agglo Crois NAT	ECARTS	POP TOT Crois NAT	ECARTS
		Pop ZE	Pop Agglo	TX Crois Agglo	Pop Total	TX Crois Tot	Agglo/Tot (en%)				
Nord Littoral	CHLEF	266 048	1 148 387	1,671	1 414 435	1,537	81,191	1 215 757	-67 370	1 500 298	-85 863
	BEJAIA	139 909	1 156 074	1,664	1 295 983	1,588	89,204	1 225 576	-69 502	1 361 114	-65 131
	TLEMCEM	85 378	1 263 270	1,635	1 348 648	1,593	93,669	1 346 715	-83 445	1 415 012	-66 364
	TIZI OUZOU	120 781	1 505 827	1,749	1 626 608	1,689	92,575	1 569 832	-64 005	1 674 527	-47 919
	ALGER	76 360	4 009 064	1,421	4 085 424	1,412	98,131	4 458 532	-449 468	4 441 333	-355 909
	JIJEL	128 529	765 446	1,588	893 975	1,499	85,623	823 583	-58 137	955 363	-61 388
	SKIKDA	219 614	1 042 367	1,644	1 261 981	1,526	82,598	1 109 305	-66 938	1 341 642	-79 661
	ANNABA	21 229	817 805	1,466	839 034	1,454	97,470	901 415	-83 610	904 769	-65 735
	MOSTAGANEM	374 137	629 139	1,633	1 003 276	1,387	62,708	670 965	-41 826	1 096 099	-92 823
	ORAN	35 411	1 940 266	1,389	1 975 677	1,381	98,208	2 171 450	-231 184	2 160 974	-185 297
	BOUMERDES	126 020	1 025 261	1,709	1 151 281	1,626	89,054	1 077 302	-52 041	1 200 013	-48 732
	EL TAREF	69 532	520 689	1,751	590 221	1,656	88,219	542 620	-21 931	424 956	165 265
	TIPAZA	164 774	672 078	1,702	836 852	1,555	80,310	707 213	-35 135	884 541	-47 689
	AIN TEMOUCHENT	48 580	477 332	1,636	525 912	1,573	90,763	508 823	-31 491	553 880	-27 968
	TOTAL	1 876 302	16 973 005	1,570	18 849 307	1,510	90,046	18 329 086	-1 356 081	19 914 520	-1 065 213
Tot Algérie	6 052 053	45 142 065	1,961	51 194 118	1,837	88,178	45 142 065	0			
Nint/ TOT (en%)	31,003	37,599		36,819							

Annexe B : Calcul de la capacité des réservoirs

Tableau B. 1 : Calcul de la capacité du réservoir Tamalous

Heure	C _h	Apport (m ³)	Consommation (m ³)	Apport cumulé (m ³)	Consommation cumulée (m ³)	ΔV ⁺ (m ³)	ΔV ⁻ (m ³)
0-1	1,50	425,55	127,665	0425,55	0127,665	0297,885	/
1-2	1,50	425,55	127,665	0851,10	0255,330	0595,770	/
2-3	1,50	425,55	127,665	1276,65	0382,995	0893,655	/
3-4	1,50	425,55	127,665	1702,20	0510,660	1191,540	/
4-5	2,50	425,55	212,775	2127,75	0723,435	1404,315	/
5-6	3,50	425,55	297,885	2553,30	1021,320	1531,980	/
6-7	4,50	425,55	382,995	2978,85	1404,315	1574,535	/
7-8	5,50	425,55	468,105	3404,40	1872,420	1531,980	/
8-9	6,25	425,55	531,938	3829,95	2404,357	1425,592	/
9-10	6,25	425,55	531,938	4255,50	2936,295	1319,205	/
10-11	6,25	425,55	531,938	4681,05	3468,233	1212,817	/
11-12	6,25	425,55	531,938	5106,60	4000,170	1106,430	/
12-13	5,00	425,55	425,550	5532,15	4425,720	1106,430	/
13-14	5,00	425,55	425,550	5957,70	4851,270	1106,430	/
14-15	5,50	425,55	468,105	6383,25	5319,375	1063,875	/
15-16	6,00	425,55	510,660	6808,80	5830,035	0978,765	/
16-17	6,00	425,55	510,660	7234,35	6340,695	0893,655	/
17-18	5,50	425,55	468,105	7659,90	6808,800	0851,100	/
18-19	5,00	425,55	425,550	8085,45	7234,350	0851,100	/
19-20	4,50	425,55	382,995	8511,00	7617,345	0893,655	/
20-21	4,00	000,00	340,440	8511,00	7957,785	0553,215	/
21-22	3,00	0,00	255,330	8511,00	8213,115	297,885	/
22-23	2,00	0,00	170,220	8511,00	8383,335	127,665	/
23-24	1,50	0,00	127,665	8511,00	8511,000	000,000	/

Tableau B. 2 : Calcul de la capacité du réservoir Ain Tabia

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	146,5	029,30	0146,5	0029,30	117,20	/
1-2	1,0	146,5	029,30	0293,0	0058,60	234,40	/
2-3	1,0	146,5	029,30	0439,5	0087,90	351,60	/
3-4	1,0	146,5	029,30	0586,0	0117,20	468,80	/
4-5	2,0	146,5	058,60	0732,5	0175,80	556,70	/
5-6	3,0	146,5	087,90	0879,0	0263,70	615,30	/
6-7	5,0	146,5	146,50	1025,5	0410,20	615,30	/
7-8	6,5	146,5	190,45	1172,0	0600,65	571,35	/
8_9	6,5	146,5	190,45	1318,5	0791,10	527,40	/
9-10	5,5	146,5	161,15	1465,0	0952,25	512,75	/
10-11	4,5	146,5	131,85	1611,5	1084,10	527,40	/
11-12	5,5	146,5	161,15	1758,0	1245,25	512,75	/
12-13	7,0	146,5	205,10	1904,5	1450,35	454,15	/
13-14	7,0	146,5	205,10	2051,0	1655,45	395,55	/
14-15	5,5	146,5	161,15	2197,5	1816,60	380,90	/
15-16	4,5	146,5	131,85	2344,0	1948,45	395,55	/
16-17	5,0	146,5	146,50	2490,5	2094,95	395,55	/
17-18	6,5	146,5	190,45	2637,0	2285,40	351,60	/
18-19	6,5	146,5	190,45	2783,5	2475,85	307,65	/
19-20	5,0	146,5	146,50	2930,0	2622,35	307,65	/
20-21	4,5	000,0	131,85	2930,0	2754,20	175,80	/
21-22	3,0	000,0	087,90	2930,0	2842,10	087,90	/
22-23	2,0	000,0	058,60	2930,0	2900,70	029,30	/
23-24	1,0	000,0	029,30	2930,0	2930,00	000,00	/

Tableau B. 3 : Calcul de la capacité du réservoir Demnia

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	149,45	029,890	0149,45	0029,890	119,560	/
1-2	1,0	149,45	029,890	0298,90	0059,780	239,120	/
2-3	1,0	149,45	029,890	0448,35	0089,670	358,680	/
3-4	1,0	149,45	029,890	0597,80	0119,560	478,240	/
4-5	2,0	149,45	059,780	747,250	0179,340	567,910	/
5-6	3,0	149,45	089,670	0896,70	0269,010	627,690	/
6-7	5,0	149,45	149,450	1046,15	0418,460	627,690	/
7-8	6,5	149,45	194,285	1195,60	0612,745	582,855	/
8-9	6,5	149,45	194,285	1345,05	0807,030	538,020	/
9-10	5,5	149,45	164,395	1494,50	0971,425	523,075	/
10-11	4,5	149,45	134,505	1643,95	1105,930	538,020	/
11-12	5,5	149,45	164,395	1793,40	1270,325	523,075	/
12-13	7,0	149,45	209,230	1942,85	1479,555	463,295	/
13-14	7,0	149,45	209,230	2092,30	1688,785	403,515	/
14-15	5,5	149,45	164,395	2241,75	1853,180	388,570	/
15-16	4,5	149,45	134,505	2391,20	1987,685	403,515	/
16-17	5,0	149,45	149,450	2540,65	2137,135	403,515	/
17-18	6,5	149,45	194,285	2690,10	2331,420	358,680	/
18-19	6,5	149,45	194,285	2839,55	2525,705	313,845	/
19-20	5,0	149,45	149,450	2989,00	2675,155	313,845	/
20-21	4,5	000,00	134,505	2989,00	2809,660	179,340	/
21-22	3,0	000,00	089,670	2989,00	2899,330	089,670	/
22-23	2,0	000,00	059,780	2989,00	2959,110	029,890	/
23-24	1,0	000,00	029,890	2989,00	2989,000	000,000	/

Tableau B. 4 : Calcul de la capacité du réservoir Ain Cheraia

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	97,75	019,550	0097,75	0019,550	078,200	/
1-2	1,0	97,75	019,550	0195,50	0039,100	156,400	/
2-3	1,0	97,75	019,550	0293,25	0058,650	234,600	/
3-4	1,0	97,75	019,550	0391,00	0078,200	312,800	/
4-5	2,0	97,75	039,100	0488,75	0117,300	371,450	/
5-6	3,0	97,75	058,650	0586,50	0175,950	410,550	/
6-7	5,0	97,75	097,750	0684,25	0273,700	410,550	/
7-8	6,5	97,75	127,075	0782,00	0400,775	381,225	/
8-9	6,5	97,75	127,075	0879,75	0527,850	351,900	/
9-10	5,5	97,75	107,525	0977,50	0635,375	342,125	/
10-11	4,5	97,75	087,975	1075,25	0723,350	351,900	/
11-12	5,5	97,75	107,525	1173,00	0830,875	342,125	/
12-13	7,0	97,75	136,850	1270,75	0967,725	303,025	/
13-14	7,0	97,75	136,850	1368,50	1104,575	263,925	/
14-15	5,5	97,75	107,525	1466,25	1212,100	254,150	/
15-16	4,5	97,75	087,975	1564,00	1300,075	263,925	/
16-17	5,0	97,75	097,750	1661,75	1397,825	263,925	/
17-18	6,5	97,75	127,075	1759,50	1524,900	234,600	/
18-19	6,5	97,75	127,075	1857,25	1651,975	205,275	/
19-20	5,0	97,75	097,750	1955,00	1749,725	205,275	/
20-21	4,5	00,00	087,975	1955,00	1837,700	117,300	/
21-22	3,0	00,00	058,650	1955,00	1896,350	058,650	/
22-23	2,0	00,00	039,100	1955,00	1935,450	019,550	/
23-24	1,0	00,00	019,550	1955,00	1955,000	000,000	/

Tableau B. 5 : Calcul de la capacité du réservoir Ahmed Salem

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	141,25	028,250	0141,25	0028,250	113,000	/
1-2	1,0	141,25	028,250	0282,50	0056,500	226,000	/
2-3	1,0	141,25	028,250	0423,75	0084,750	339,000	/
3-4	1,0	141,25	028,250	0565,00	0113,000	452,000	/
4-5	2,0	141,25	056,500	0706,25	0169,500	536,750	/
5-6	3,0	141,25	084,750	0847,50	0254,250	593,250	/
6-7	5,0	141,25	141,250	0988,75	0395,500	593,250	/
7-8	6,5	141,25	183,625	1130,00	0579,125	550,875	/
8-9	6,5	141,25	183,625	1271,25	0762,750	508,500	/
9-10	5,5	141,25	155,375	1412,50	0918,125	494,375	/
10-11	4,5	141,25	127,125	1553,75	1045,250	508,500	/
11-12	5,5	141,25	155,375	1695,00	1200,625	494,375	/
12-13	7,0	141,25	197,750	1836,25	1398,375	437,875	/
13-14	7,0	141,25	197,750	1977,50	1596,125	381,375	/
14-15	5,5	141,25	155,375	2118,75	1751,500	367,250	/
15-16	4,5	141,25	127,125	2260,00	1878,625	381,375	/
16-17	5,0	141,25	141,250	2401,25	2019,875	381,375	/
17-18	6,5	141,25	183,625	2542,50	2203,500	339,000	/
18-19	6,5	141,25	183,625	2683,75	2387,125	296,625	/
19-20	5,0	141,25	141,250	2825,00	2528,375	296,625	/
20-21	4,5	000,00	127,125	2825,00	2655,500	169,500	/
21-22	3,0	000,00	084,750	2825,00	2740,250	084,750	/
22-23	2,0	000,00	056,500	2825,00	2796,750	028,250	/
23-24	1,0	000,00	028,250	2825,00	2825,000	000,000	/

Tableau B. 6 : Calcul de la capacité du réservoir El Meraia

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	125,35	025,070	0125,35	0025,070	100,280	/
1-2	1,0	125,35	025,070	0250,70	0050,140	200,560	/
2-3	1,0	125,35	025,070	0376,05	0075,210	300,840	/
3-4	1,0	125,35	025,070	0501,40	0100,280	401,120	/
4-5	2,0	125,35	050,140	0626,75	0150,420	476,330	/
5-6	3,0	125,35	075,210	0752,10	0225,630	526,470	/
6-7	5,0	125,35	125,350	0877,45	0350,980	526,470	/
7-8	6,5	125,35	162,955	1002,80	0513,935	488,865	/
8-9	6,5	125,35	162,955	1128,15	0676,890	451,260	/
9-10	5,5	125,35	137,885	1253,50	0814,775	438,725	/
10-11	4,5	125,35	112,815	1378,85	0927,590	451,260	/
11-12	5,5	125,35	137,885	1504,20	1065,475	438,725	/
12-13	7,0	125,35	175,490	1629,55	1240,965	388,585	/
13-14	7,0	125,35	175,490	1754,90	1416,455	338,445	/
14-15	5,5	125,35	137,885	1880,25	1554,340	325,910	/
15-16	4,5	125,35	112,815	2005,60	1667,155	338,445	/
16-17	5,0	125,35	125,350	2130,95	1792,505	338,445	/
17-18	6,5	125,35	162,955	2256,30	1955,460	300,840	/
18-19	6,5	125,35	162,955	2381,65	2118,415	263,235	/
19-20	5,0	125,35	125,350	2507,00	2243,765	263,235	/
20-21	4,5	000,00	112,815	2507,00	2356,580	150,420	/
21-22	3,0	000,00	075,210	2507,00	2431,790	075,210	/
22-23	2,0	000,00	050,140	2507,00	2481,930	025,070	/
23-24	1,0	000,00	025,070	2507,00	2507,000	000,000	/

Tableau B. 7 : Calcul de la capacité du réservoir Bouyaghil

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	96,250	019,250	0096,25	0019,250	077,000	/
1-2	1,0	96,250	019,250	0192,50	0038,500	154,000	/
2-3	1,0	96,250	019,250	0288,75	0057,750	231,000	/
3-4	1,0	96,250	019,250	0385,00	0077,000	308,000	/
4-5	2,0	96,250	038,500	0481,25	0115,500	365,750	/
5-6	3,0	96,250	057,750	0577,50	0173,250	404,250	/
6-7	5,0	96,250	096,250	0673,75	0269,500	404,250	/
7-8	6,5	96,250	125,125	0770,00	0394,625	375,375	/
8-9	6,5	96,250	125,125	0866,25	0519,750	346,500	/
9-10	5,5	96,250	105,875	0962,50	0625,625	336,875	/
10-11	4,5	96,250	086,625	1058,75	0712,250	346,500	/
11-12	5,5	96,25	105,875	1155,00	0818,125	336,875	/
12-13	7,0	96,25	134,750	1251,25	0952,875	298,375	/
13-14	7,0	96,25	134,750	1347,50	1087,625	259,875	/
14-15	5,5	96,25	105,875	1443,75	1193,500	250,250	/
15-16	4,5	96,25	086,625	1540,00	1280,125	259,875	/
16-17	5,0	96,25	096,250	1636,25	1376,375	259,875	/
17-18	6,5	96,25	125,125	1732,50	1501,500	231,000	/
18-19	6,5	96,25	125,125	1828,75	1626,625	202,125	/
19-20	5,0	96,25	096,250	1925,00	1722,875	202,125	/
20-21	4,5	00,00	086,625	1925,00	1809,500	115,500	/
21-22	3,0	00,00	057,750	1925,00	1867,250	057,750	/
22-23	2,0	00,00	038,500	1925,00	1905,750	019,250	/
23-24	1,0	00,00	019,250	1925,00	1925,000	000,000	/

Tableau B. 8 : Calcul de la capacité du réservoir Bin El Ouidane

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	124,05	024,810	0124,05	0024,810	099,240	/
1-2	1,0	124,05	024,810	0248,10	0049,620	198,480	/
2-3	1,0	124,05	024,810	0372,15	0074,430	297,720	/
3-4	1,0	124,05	024,810	0496,20	0099,240	396,960	/
4-5	2,0	124,05	049,620	0620,25	0148,860	471,390	/
5-6	3,0	124,05	074,430	0744,30	0223,290	521,010	/
6-7	5,0	124,05	124,050	0868,35	0347,340	521,010	/
7-8	6,5	124,05	161,265	0992,40	0508,605	483,795	/
8-9	6,5	124,05	161,265	1116,45	0669,870	446,580	/
9-10	5,5	124,05	136,455	1240,50	0806,325	434,175	/
10-11	4,5	124,05	111,645	1364,55	0917,970	446,580	/
11-12	5,5	124,05	136,455	1488,60	1054,425	434,175	/
12-13	7,0	124,05	173,670	1612,65	1228,095	384,555	/
13-14	7,0	124,05	173,670	1736,70	1401,765	334,935	/
14-15	5,5	124,05	136,455	1860,75	1538,220	322,530	/
15-16	4,5	124,05	111,645	1984,80	1649,865	334,935	/
16-17	5,0	124,05	124,050	2108,85	1773,915	334,935	/
17-18	6,5	124,05	161,265	2232,90	1935,180	297,720	/
18-19	6,5	124,05	161,265	2356,95	2096,445	260,505	/
19-20	5,0	124,05	124,050	2481,00	2220,495	260,505	/
20-21	4,5	000,00	111,645	2481,00	2332,140	148,860	/
21-22	3,0	000,00	074,430	2481,00	2406,570	074,430	/
22-23	2,0	000,00	049,620	2481,00	2456,190	024,810	/
23-24	1,0	000,00	024,810	2481,00	2481,000	000,000	/

Tableau B. 9 : Calcul de la capacité du réservoir Ain Rouibeh et Tahouna

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,000	96,200	019,240	0096,2	0019,24	076,96	/
1-2	1,000	96,200	019,240	0192,4	0038,48	153,92	/
2-3	1,000	96,200	019,240	0288,6	0057,72	230,88	/
3-4	1,000	96,200	019,240	0384,8	0076,96	307,84	/
4-5	2,000	96,200	038,480	0481,0	0115,44	365,56	/
5-6	3,000	96,200	057,720	0577,2	0173,16	404,04	/
6-7	5,000	96,200	096,200	0673,4	0269,36	404,04	/
7-8	6,500	96,200	125,060	0769,6	0394,42	375,18	/
8-9	6,500	96,200	125,060	0865,8	0519,48	346,32	/
9-10	5,500	96,200	105,820	0962,0	0625,30	336,70	/
10-11	4,500	96,200	086,580	1058,2	0711,88	346,32	/
11-12	5,500	96,200	105,820	1154,4	0817,70	336,70	/
12-13	7,000	96,200	134,680	1250,6	0952,38	298,22	/
13-14	7,000	96,200	134,680	1346,8	1087,06	259,74	/
14-15	5,500	96,200	105,820	1443,0	1192,88	250,12	/
15-16	4,500	96,200	086,580	1539,2	1279,46	259,74	/
16-17	5,000	96,200	096,200	1635,4	1375,66	259,74	/
17-18	6,500	96,200	125,060	1731,6	1500,72	230,88	/
18-19	6,500	96,200	125,060	1827,8	1625,78	202,02	/
19-20	5,000	96,200	096,200	1924,0	1721,98	202,02	/
20-21	4,500	00,000	086,580	1924,0	1808,56	115,44	/
21-22	3,000	00,000	057,720	1924,0	1866,28	057,72	/
22-23	2,000	00,000	038,480	1924,0	1904,76	019,24	/
23-24	1,000	00,000	019,240	1924,0	1924,00	000,00	/

Tableau B. 10 : Calcul de la capacité du réservoir Ain Kechra

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,50	275,95	082,785	0275,95	0082,785	193,165	/
1-2	1,50	275,95	082,785	0551,90	0165,570	386,330	/
2-3	1,50	275,95	082,785	0827,85	0248,355	579,495	/
3-4	1,50	275,95	082,785	1103,80	0331,140	772,660	/
4-5	2,50	275,95	137,975	1379,75	0469,115	910,635	/
5-6	3,50	275,95	193,165	1655,70	0662,280	993,420	/
6-7	4,50	275,95	248,355	1931,65	0910,635	1021,010	/
7-8	5,50	275,95	303,545	2207,60	1214,180	993,420	/
8-9	6,25	275,95	344,937	2483,55	1559,118	924,432	/
9-10	6,25	275,95	344,937	2759,50	1904,055	855,445	/
10-11	6,25	275,95	344,937	3035,45	2248,992	786,458	/
11-12	6,25	275,95	344,937	3311,40	2593,930	717,470	/
12-13	5,00	275,95	275,950	3587,35	2869,880	717,470	/
13-14	5,00	275,95	275,950	3863,30	3145,830	717,470	/
14-15	5,50	275,95	303,545	4139,25	3449,375	689,875	/
15-16	6,00	275,95	331,140	4415,20	3780,515	634,685	/
16-17	6,00	275,95	331,140	4691,15	4111,655	579,495	/
17-18	5,50	275,95	303,545	4967,10	4415,200	551,900	/
18-19	5,00	275,95	275,950	5243,05	4691,150	551,900	/
19-20	4,50	275,95	248,355	5519,00	4939,505	579,495	/
20-21	4,00	000,00	220,760	5519,00	5160,265	358,735	/
21-22	3,00	000,00	165,570	5519,00	5325,835	193,165	/
22-23	2,00	000,00	110,380	5519,00	5436,215	082,785	/
23-24	1,50	000,00	082,785	5519,00	5519,000	000,000	/

Tableau B. 11 : Calcul de la capacité du réservoir Boudoukha

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	160,85	32,170	0160,850	0032,170	128,680	/
1-2	1,0	160,85	32,170	0321,700	0064,340	257,360	/
2-3	1,0	160,85	32,170	0482,550	0096,510	386,040	/
3-4	1,0	160,85	32,170	0643,400	0128,680	514,720	/
4-5	2,0	160,85	64,340	0804,250	0193,020	611,230	/
5-6	3,0	160,85	96,510	0965,100	0289,530	675,570	/
6-7	5,0	160,85	160,850	1125,950	0450,380	675,570	/
7-8	6,5	160,85	209,105	1286,800	0659,485	627,315	/
8-9	6,5	160,85	209,105	1447,650	0868,590	579,060	/
9-10	5,5	160,85	176,935	1608,500	1045,525	562,975	/
10-11	4,5	160,85	144,765	1769,350	1190,290	579,060	/
11-12	5,5	160,85	176,935	1930,200	1367,225	562,975	/
12-13	7,0	160,85	225,190	2091,050	1592,415	498,635	/
13-14	7,0	160,85	225,190	2251,900	1817,605	434,295	/
14-15	5,5	160,85	176,935	2412,750	1994,540	418,210	/
15-16	4,5	160,85	144,765	2573,600	2139,305	434,295	/
16-17	5,0	160,85	160,850	2734,450	2300,155	434,295	/
17-18	6,5	160,85	209,105	2895,300	2509,260	386,040	/
18-19	6,5	160,85	209,105	3056,150	2718,365	337,785	/
19-20	5,0	160,85	160,850	3217,000	2879,215	337,785	/
20-21	4,5	000,00	144,765	3217,000	3023,980	193,020	/
21-22	3,0	000,00	096,510	3217,000	3120,490	096,510	/
22-23	2,0	000,00	064,340	3217,000	3184,830	032,170	/
23-24	1,0	000,00	032,170	3217,000	3217,000	000,000	/

Tableau B. 12 : Calcul de la capacité du réservoir Beni Oulbane

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,50	351,4	105,42	0351,4	0105,420	0245,98	/
1-2	1,50	351,4	105,42	0702,8	0210,840	0491,96	/
2-3	1,50	351,4	105,42	1054,2	0316,26	0737,94	/
3-4	1,50	351,4	105,42	1405,6	0421,68	0983,92	/
4-5	2,50	351,4	175,70	1757,0	0597,38	1159,62	/
5-6	3,50	351,4	245,98	2108,4	0843,36	1265,04	/
6-7	4,50	351,4	316,26	2459,8	1159,62	1300,18	/
7-8	5,50	351,4	386,54	2811,2	1546,16	1265,04	/
8-9	6,25	351,4	439,25	3162,6	1985,41	1177,19	/
9-10	6,25	351,4	439,25	3514,0	2424,66	1089,34	/
10-11	6,25	351,4	439,25	3865,4	2863,91	1001,49	/
11-12	6,25	351,4	439,25	4216,8	3303,16	0913,64	/
12-13	5,00	351,4	351,40	4568,2	3654,56	0913,64	/
13-14	5,00	351,4	351,40	4919,6	4005,96	0913,64	/
14-15	5,50	351,4	386,54	5271,0	4392,50	0878,50	/
15-16	6,00	351,4	421,68	5622,4	4814,18	0808,22	/
16-17	6,00	351,4	421,68	5973,8	5235,86	0737,94	/
17-18	5,50	351,4	386,54	6325,2	5622,40	0702,80	/
18-19	5,00	351,4	351,40	6676,6	5973,80	0702,80	/
19-20	4,50	351,4	316,26	7028,0	6290,06	0737,94	/
20-21	4,00	000,0	281,12	7028,0	6571,18	0456,82	/
21-22	3,00	000,0	210,84	7028,0	6782,02	0245,98	/
22-23	2,00	000,0	140,56	7028,0	6922,58	0105,42	/
23-24	1,50	000,0	105,42	7028,0	7028,00	0000,00	/

Tableau B. 13 : Calcul de la capacité du réservoir Guenguita

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	88	0017,6	0088	0017,6	070,400	/
1-2	1,0	88	0017,6	0176	0035,2	140,800	/
2-3	1,0	88	0017,6	0264	0052,8	211,200	/
3-4	1,0	88	0017,6	0352	0070,4	281,600	/
4-5	2,0	88	0035,2	0440	0105,6	334,400	/
5-6	3,0	88	0052,8	0528	0158,4	369,600	/
6-7	5,0	88	0088,0	0616	0246,4	369,600	/
7-8	6,5	88	0114,4	0704	0360,8	343,200	/
8-9	6,5	88	0114,4	0792	0475,2	316,800	/
9-10	5,5	88	0096,8	0880	0572,0	308,000	/
10-11	4,5	88	0079,2	0968	0651,2	316,800	/
11-12	5,5	88	0096,8	1056	0748,0	308,000	/
12_13	7,0	88	0123,2	1144	0871,2	272,800	/
13-14	7,0	88	0123,2	1232	0994,4	237,600	/
14-15	5,5	88	0096,8	1320	1091,2	228,800	/
15-16	4,5	88	0079,2	1408	1170,4	237,600	/
16-17	5,0	88	0088,0	1496	1258,4	237,600	/
17-18	6,5	88	0114,4	1584	1372,8	211,200	/
18-19	6,5	88	0114,4	1672	1487,2	184,800	/
19-20	5,0	88	0088,0	1760	1575,2	184,800	/
20-21	4,5	00	0079,2	1760	1654,4	105,600	/
21-22	3,0	00	0052,8	1760	1707,2	052,800	/
22-23	2,0	00	0035,2	1760	1742,4	017,600	/
23-24	1,0	00	0017,6	1760	1760,0	000,000	/

Tableau B. 14 : Calcul de la capacité du réservoir Souk Tlata

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport Cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	89,000	17,800	0089	0017,8	071,200	/
1-2	1,0	89,000	17,800	0178	0035,6	142,400	/
2-3	1,0	89,000	17,800	0267	0053,4	213,600	/
3-4	1,0	89,000	17,800	0356	0071,2	284,800	/
4-5	2,0	89,000	35,600	0445	0106,8	338,200	/
5-6	3,0	89,000	53,400	0534	0160,2	373,800	/
6-7	5,0	89,000	89,000	0623	0249,2	373,800	/
7-8	6,5	89,000	115,700	0712	0364,9	347,100	/
8-9	6,5	89,000	115,700	0801	0480,6	320,400	/
9-10	5,5	89,000	97,900	0890	0578,5	311,500	/
10-11	4,5	89,000	80,100	0979	0658,6	320,400	/
11-12	5,5	89,0	097,90	1068	0756,5	311,500	/
12-13	7,0	89,0	124,60	1157	0881,1	275,900	/
13-14	7,0	89,0	124,60	1246	1005,7	240,300	/
14-15	5,5	89,0	097,90	1335	1103,6	231,400	/
15-16	4,5	89,0	080,10	1424	1183,7	240,300	/
16-17	5,0	89,0	089,00	1513	1272,7	240,300	/
17-18	6,5	89,0	015,70	1602	1388,4	213,600	/
18-19	6,5	89,0	015,70	1691	1504,1	186,900	/
19-20	5,0	89,0	089,00	1780	1593,1	186,900	/
20-21	4,5	00,0	080,10	1780	1673,2	106,800	/
21-22	3,0	00,0	053,40	1780	1726,6	053,400	/
22-23	2,0	00,0	035,60	1780	1762,2	017,800	/
23-24	1,0	00,0	017,80	1780	1780,0	000,000	/

Tableau B. 15 : Calcul de la capacité du réservoir Rebaine

Heure	C_h	Apport (m^3)	Consommation (m^3)	Apport cumulé (m^3)	Consommation cumulée (m^3)	ΔV^+ (m^3)	ΔV^- (m^3)
0-1	1,0	87,95	017,590	0087,95	0017,590	070,360	/
1-2	1,0	87,95	017,590	0175,90	0035,180	140,720	/
2-3	1,0	87,95	017,590	0263,85	0052,770	211,080	/
3-4	1,0	87,95	017,590	0351,80	0070,360	281,440	/
4-5	2,0	87,95	035,180	0439,75	0105,540	334,210	/
5-6	3,0	87,95	052,770	0527,70	0158,310	369,390	/
6-7	5,0	87,95	087,950	0615,65	0246,260	369,390	/
7-8	6,5	87,95	114,335	0703,60	0360,595	343,005	/
8-9	6,5	87,95	114,335	0791,55	0474,930	316,620	/
9-10	5,5	87,95	096,745	0879,50	0571,675	307,825	/
10-11	4,5	87,95	079,155	0967,45	0650,830	316,620	/
11-12	5,5	87,95	096,745	1055,40	0747,575	307,825	/
12-13	7,0	87,95	123,130	1143,35	0870,705	272,645	/
13-14	7,0	87,95	123,130	1231,30	0993,835	237,465	/
14-15	5,5	87,95	096,745	1319,25	1090,580	228,670	/
15-16	4,5	87,95	079,155	1407,20	1169,735	237,465	/
16-17	5,0	87,95	087,950	1495,15	1257,685	237,465	/
17-18	6,5	87,95	114,335	1583,10	1372,020	211,080	/
18-19	6,5	87,95	114,335	1671,05	1486,355	184,695	/
19-20	5,0	87,950	087,950	1759,00	1574,305	184,695	/
20-21	4,5	00,000	079,155	1759,00	1653,460	105,540	/
21-22	3,0	00,000	052,770	1759,00	1706,230	052,770	/
22-23	2,0	00,000	035,180	1759,00	1741,410	017,590	/
23-24	1,0	00,000	017,590	1759,00	1759,000	000,000	/

Annexe C : Dimensionnement des conduites

Annexe C.1. Illustration de la nomenclature utilisée dans le dimensionnement des conduites

La figure D.1 ci-dessous permet d'éclaircir la nomenclature utilisée dans les tableaux de dimensionnements des conduites (Annexe D.1, Annexe D.2 et Annexe D.3):

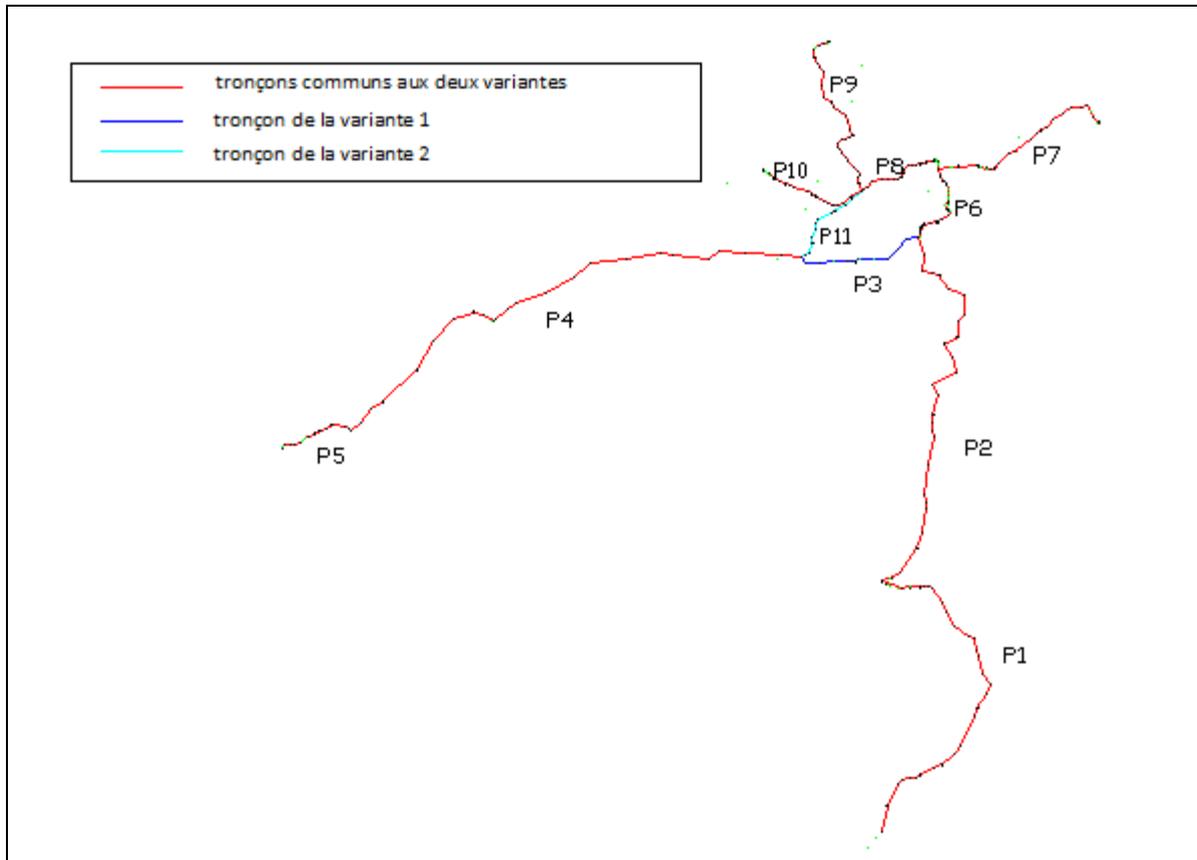


Figure C. 1 : Tracé en plan des variantes 1 et 2

Annexe C.2. Dimensionnement du couloir N°1 (Beni Oulbane)

Le dimensionnement de ce couloir est identique pour les 2 variantes

Tableau C.1 : Dimensionnement du tronçon P1 pour les variantes 1 et 2

Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain(m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N1 - N5	270,00	255	774,39	81,34	350	0,85	2,49	270,00	267,51	013,86
N5 - N9	255	123	901,23	81,34	350	0,85	2,90	267,51	264,61	142,96
N9 - N10	123	130	161,31	81,34	350	0,85	0,52	264,61	264,09	135,44
N10 - N13	130	147	1565,54	81,34	350	0,85	5,04	264,09	259,05	113,40
N13 - N17	147	174	1446,66	81,34	350	0,85	4,66	259,05	254,39	81,74
N17 - N18	174	165	661,64	81,34	350	0,85	2,13	254,39	252,26	88,61
N18 - N20	165	175	822,81	81,34	350	0,85	2,65	252,26	249,61	75,96
N20 - N23	175	192	2008,8	81,34	350	0,85	6,47	249,61	243,15	52,50
Refoulement										
num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)	
	Amont	Aval								
N23-N28	192	295	1943,41	81,34	250	1,65	40,01	103	143,1	
Gravitaire										
num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Cote amont	Cote aval						Amont	Aval	
N28 - N29	295	283	223,23	81,34	350	0,85	0,72	295	294,28	12,63
N29 - N31	283	245	491,81	81,34	350	0,85	1,58	294,28	292,70	49,05
N31 - N33	262	262	1811,68	81,34	350	0,85	5,83	292,68	286,85	26,20

Annexe C.3. Dimensionnement des couloirs de la variante 1

Annexe C.3.1. Dimensionnement du couloir N°2 (Tamalous et zones environnantes) pour la variante 1

Tableau C. 2 : Dimensionnement du tronçon P2 pour la variante 1

Gravitaire										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N1 - N37	270	176	0349,11	487,0	700	1,25	0,98	270,00	269,02	094,72
N37 - N38	176	122	1000,79	487,0	700	1,25	2,82	269,02	266,20	145,90
N38 - N40	122	111	1501,97	466,7	700	1,21	3,90	266,20	262,31	153,01
N40 - N41	111	102	0154,38	446,0	700	1,16	0,37	262,31	261,94	161,64
N41 - N42	102	113	0340,51	446,0	700	1,16	0,81	261,94	261,13	149,83
N42 - N44	113	100	2020,71	446,0	700	1,16	4,81	261,13	256,32	158,02
N44 - N45	100	090	0231,41	425,7	700	1,11	0,50	256,32	255,82	167,52
N45 - N46	090	105	0263,11	425,7	700	1,11	0,57	255,82	255,25	151,95
N46 - N50	105	085	2300,77	425,7	700	1,11	5,01	255,25	250,23	166,93
N50 - N51	085	092	0546,47	425,7	700	1,11	1,19	250,23	249,04	158,74
N51 - N53	092	082	1634,77	425,7	700	1,11	3,56	249,04	245,48	165,18
N54 - N54	082	069	0325,15	425,7	700	1,11	0,71	245,48	244,77	177,47
N55 - N55	069	058	1293,85	425,7	700	1,11	2,82	244,78	241,96	185,66
N57 - N57	058	073	0566,04	396,7	700	1,03	1,08	241,96	240,88	169,58
N58 - N58	073	117	0578,55	396,7	700	1,03	1,10	240,88	239,78	124,48
N60 - N62	117	053	1251,54	396,7	700	1,03	2,38	239,78	237,39	186,09

Tableau C. 3 : Dimensionnement du tronçon P6 pour la variante 1

Gravitaire										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N62 - N117	053	062	425,35	21,07	500	1,07	1,35	237,39	236,04	175,54
N117 - N118	062	068	82,82	21,07	500	1,07	0,26	236,04	235,77	169,27
N118 - N120	068	071	477,89	21,07	500	1,07	1,52	235,77	234,25	164,75
N120 - N123	071	124	614,2	21,07	500	1,07	1,96	234,25	232,25	109,79
N123 - N124	124	139	74,94	21,07	500	1,07	0,24	232,25	232,06	094,56
N124 - N126	139	136	208,71	21,07	500	1,07	0,66	232,06	231,39	096,89
N126 - N130	136	174	267,59	21,07	500	1,07	0,85	231,39	230,54	058,04
N130 - N134	174	099	410,72	18,33	500	0,93	1,00	230,54	229,54	132,04
N134 - N135	099	085	169,55	18,33	500	0,93	0,41	229,54	229,12	145,62
N135 - N137	085	091	132,22	18,33	500	0,93	0,32	229,12	228,80	0139,3
N137 - N141	091	083	549,91	18,33	500	0,93	1,34	228,8	227,45	145,95

Tableau C. 4 : Dimensionnement du tronçon P7 pour la variante 1

Refoulement									
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
	Amont	Aval							
N141 - N144	083	227	1359,47	22,6	150	1,27	33,23	144	177,23
N144 - N155	227	436	2798,35	22,6	150	1,27	68,41	209	277,41
N155 - N160	436	542	1704,91	22,6	150	1,27	41,68	106	147,68

Tableau C. 5 : Dimensionnement du tronçon P8 pour la variante 1

Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N141 - N165	083	098	0133,06	160,69	400	1,28	0,79	227,45	226,66	130,06
N165 - N167	098	127	0164,18	160,69	400	1,28	0,98	226,66	225,69	100,09
N167 - N168	127	134	0084,09	160,69	400	1,28	0,50	225,69	225,19	092,59
N168 - N169	134	136	0061,74	089,56	350	0,93	0,24	225,19	224,95	090,30
N169 - N170	136	126	0082,72	089,56	350	0,93	0,32	224,95	224,63	099,98
N170 - N171	126	125	0163,00	089,56	350	0,93	0,63	224,63	224,00	100,35
N171 - N185	125	051	1846,31	089,56	350	0,93	7,14	224,00	216,87	167,70
N185 - N186	051	052	0393,09	089,56	350	0,93	1,52	216,87	215,35	164,70
N186 - N189	052	046	0492,07	089,56	350	0,93	1,90	215,35	213,45	168,80

Tableau C. 6 : Dimensionnement du tronçon P9 pour la variante 1

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N189 - N191	83	44	500,23	67,28	300	0,95	2,46	213,45	210,98	168,28
N191 - N193	44	48	269,81	67,28	300	0,95	1,33	210,98	209,65	162,95
N193 - N198	48	42	987,71	67,28	300	0,95	4,87	209,65	204,79	164,09
N198 - N199	42	39	131,65	67,28	300	0,95	0,65	204,79	204,14	166,44
N199 - N201	39	39	312,55	67,28	300	0,95	1,54	204,14	202,60	164,90
N201 - N202	39	42	131,69	67,28	300	0,95	0,65	202,60	201,95	161,25
N202 - N203	42	36	153,41	67,28	300	0,95	0,76	201,95	201,19	166,49
N203 - N205	36	40	352,54	67,28	300	0,95	1,74	201,19	199,46	160,76
N205 - N208	40	42	781,89	67,28	300	0,95	3,85	199,46	195,60	154,90
N208 - N211	42	34	799,01	67,28	300	0,95	3,94	195,60	191,67	158,97
N211 - N213	34	37	869,35	32,69	200	1,04	8,59	191,67	183,07	147,27
N213 - N217	37	34	888,30	32,69	200	1,04	8,78	183,07	174,29	141,49

Tableau C. 7 : Dimensionnement du tronçon P10 pour la variante 1

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N189 - N224	046	042	465,75	22,27	200	0,71	2,22	213,45	211,24	170,43
N224 - N226	042	063	524,56	22,27	200	0,71	2,50	211,24	208,73	146,93
N226 - N228	063	043	194,63	22,27	200	0,71	0,93	208,73	207,81	166,01
N228 - N230	043	045	326,66	22,27	200	0,71	1,56	207,81	206,25	162,45
N230 - N236	045	134	1340,24	22,27	200	0,71	6,39	206,25	199,86	067,06
N236 - N237	134	131	132,47	22,27	200	0,71	0,63	199,86	199,23	069,43
N237 - N238	131	113	197,69	22,27	200	0,71	0,94	199,23	198,29	086,49
N238 - N244	113	169	611,33	22,27	200	0,71	2,91	198,29	195,37	027,57
N244 - N445	169	175	82,18	22,27	200	0,71	0,39	195,37	194,98	021,18

Annexe C.3.2. Dimensionnement du couloir N °3(Ain Kechra et zones environnantes) pour la variante 1

Tableau C. 8 : Dimensionnement du tronçon P3 pour la variante 1

Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N62 - N63	53	059	477,13	186	500	0,95	1,20	237,39	236,19	178,69
N63 - N64	59	054	0475,3	186	500	0,95	1,19	236,19	235,00	182,50
N64 - N65	54	069	450,28	186	500	0,95	1,13	235,00	233,87	166,37
N65 - N66	69	137	489,39	186	500	0,95	1,23	233,87	232,64	079,14
Refoulement										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)	
	Amont	Aval								
N66 - N68	137	234	719,49	186	350	1,93	12,82	97,00		109,82
Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						amont	aval	
N68 - N69	234	212	0079,90	186,00	500	0,95	0,20	234,00	233,80	023,30
N69 - N72	212	083	1157,81	152,1	400	1,21	6,19	233,80	227,80	146,00
N72 - N74	083	074	0735,08	152,1	400	1,21	3,93	227,80	223,67	151,07

Tableau C. 9 : Dimensionnement du tronçon P4 pour la variante 1

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N74 - N75	074	093	0721,74	152,1	400	1,21	3,86	223,67	219,81	128,21
N75 - N76	093	063	1296,64	152,1	400	1,21	6,94	219,81	212,87	151,27
N76 - N77	063	081	0901,49	152,1	400	1,21	4,82	212,87	208,05	128,45
N77 - N78	081	068	0439,02	152,1	400	1,21	2,35	208,05	205,70	139,10
N78 - N79	068	116	1251,35	152,1	400	1,21	6,70	205,70	199,00	084,40
N79 - N80	116	097	0461,01	123,4	400	0,98	1,66	199,00	197,34	101,74
N80 - N81	097	140	1196,92	123,4	400	0,98	4,30	197,34	193,04	054,44
N81 - N82	140	175	1235,16	101,1	400	0,80	3,04	193,04	190,00	016,40
N82 - N83	175	147	0764,16	101,1	400	0,80	1,88	190,00	188,12	042,52
Refoulement										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L(m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)	
	Amont	Aval								
N83-N86	147	212	2591,4	101,1	300	1,43	31,82	94	125,82	
Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique		Pression (m)
	Cote Amont	Cote Aval						Amont	Aval	
N86 - N89	212	150	1093,14	101,1	350	1,05	5,32	212	206,68	58,03
N89 - N90	150	172	330,64	101,1	350	1,05	1,61	206,68	205,07	34,42
Refoulement										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)	
	Amont	Aval								
N90 - N98	172	344	6154,29	101,1	300	1,43	75,58	172	247,58	
Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Cote Amont	Cote Aval						Amont	Aval	
N98 - N99	344	328	137,56	3,73	200	1,18	0,22	344	343,68	16,98

Tableau C. 10 : Dimensionnement du tronçon P5 pour la variante 1

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N99 - N101	328	313	0595,93	3,72	200	1,18	07,53	343,68	336,15	024,35
N101 - N106	313	215	1081,09	3,72	200	1,18	13,66	336,15	322,49	108,69
N106 - N107	215	194	0121,73	3,72	200	1,18	01,54	322,49	320,95	128,15
N107 - N108	194	192	0124,05	3,72	200	1,18	01,57	320,95	319,38	128,58
N108 - N109	192	204	0168,31	3,72	200	1,18	02,13	319,38	317,26	114,46
N109 - N111	204	214	0349,35	3,72	200	1,18	04,41	317,26	312,84	100,04
N111 - N112	214	206	0092,22	3,72	200	1,18	01,17	312,84	311,68	106,87
N112 - N113	206	190	0063,24	3,72	200	1,18	00,80	311,68	310,88	122,08

Annexe C.4. Dimensionnement des couloirs de la variante 2

Annexe C.4.1. Dimensionnement du couloir N°2(Tamalous et zones environnantes) pour la variante 2

Tableau C. 11 : Dimensionnement du tronçon P2 pour la variante 2

Gravitaire										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N1 - N37	270	176	0349,11	487,0	700	1,25	0,98	270,00	269,02	094,72
N37 - N38	176	122	1000,79	487,0	700	1,25	2,82	269,02	266,20	145,90
N38 - N40	122	111	1501,97	466,7	700	1,21	3,90	266,20	262,31	153,01
N40 - N41	111	102	0154,38	446,0	700	1,16	0,37	262,31	261,94	161,64
N41 - N42	102	113	0340,51	446,0	700	1,16	0,81	261,94	261,13	149,83
N42 - N44	113	100	2020,71	446,0	700	1,16	4,81	261,13	256,32	158,02
N44 - N45	100	090	0231,41	425,7	700	1,11	0,50	256,32	255,82	167,52
N45 - N46	090	105	0263,11	425,7	700	1,11	0,57	255,82	255,25	151,95
N46 - N50	105	085	2300,77	425,7	700	1,11	5,01	255,25	250,23	166,93
N50 - N51	085	092	0546,47	425,7	700	1,11	1,19	250,23	249,04	158,74
N51 - N53	092	082	1634,77	425,7	700	1,11	3,56	249,04	245,48	165,18
N54 - N54	082	069	0325,15	425,7	700	1,11	0,71	245,48	244,77	177,47
N55 - N55	069	058	1293,85	425,7	700	1,11	2,82	244,78	241,96	185,66
N57 - N57	058	073	0566,04	396,7	700	1,03	1,08	241,96	240,88	169,58
N58 - N58	073	117	0578,55	396,7	700	1,03	1,10	240,88	239,78	124,48
N60 - N62	117	053	1251,54	396,7	700	1,03	2,38	239,78	237,39	186,09

Tableau C. 12: Dimensionnement du tronçon P6 pour la variante 2

Gravitaire										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N62 - N117	053	062	425,35	396,68	700	1,03	0,81	237,39	236,58	176,28
N117 - N118	062	068	082,82	396,68	700	1,03	0,16	236,58	236,42	170,12
N118 - N120	068	071	477,89	396,68	700	1,03	0,91	236,42	235,51	166,21
N120 - N123	071	124	0614,2	396,68	700	1,03	1,17	235,51	234,34	112,04
N123 - N124	124	139	074,94	396,68	700	1,03	0,14	234,34	234,20	096,90
N124 - N126	139	136	208,71	396,68	700	1,03	0,40	234,20	233,80	099,50
N126 - N130	136	174	267,59	396,68	700	1,03	0,51	233,80	233,29	060,99
N130 - N134	174	099	410,72	369,32	700	0,96	0,68	233,29	232,61	135,31
N134 - N135	099	085	169,55	369,32	700	0,96	0,28	232,61	232,32	149,03
N135 - N137	085	091	132,22	369,32	700	0,96	0,22	232,32	232,10	142,80
N137 - N141	091	083	549,91	369,32	700	0,96	0,91	232,10	231,19	149,89

Tableau C. 13 : Dimensionnement du tronçon P7 pour la variante 2

Refoulement									
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)
	Amont	Aval							
N141 - N144	083	227	1359,47	22,6	150	1,27	33,23	144	177,23
N144 - N155	227	436	2798,35	22,6	150	1,27	68,41	209	277,41
N155 - N160	436	542	1704,91	22,6	150	1,27	41,68	106	147,68

Tableau C. 14 : Dimensionnement du tronçon P8 pour la variante 2

Gravitaire										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						amont	aval	
N141 - N165	083	098	0133,06	0346,7	600	1,23	0,43	231,19	230,75	134,35
N165 - N167	098	127	0164,18	0346,7	600	1,23	0,53	230,75	230,22	104,82
N167 - N168	127	134	0084,09	0346,7	600	1,23	0,27	230,22	229,95	097,55
N168 - N169	134	136	0061,74	275,56	600	0,98	0,13	229,95	229,82	095,42
N169 - N170	136	126	0082,72	275,56	600	0,98	0,17	229,82	229,65	105,25
N170 - N171	126	125	0163,00	275,56	600	0,98	0,34	229,65	229,31	105,91
N171 - N185	125	051	1846,31	275,56	600	0,98	3,86	229,31	225,44	176,04
N185 - N186	051	052	0393,09	275,56	600	0,98	0,82	225,44	224,62	174,22
N186 - N189	052	046	0492,07	275,56	600	0,98	1,03	224,62	223,59	179,19

Tableau C. 15 : Dimensionnement du tronçon P9 pour la variante 2

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N189 - N191	83	44	500,23	67,28	300	0,95	2,46	223,59	221,13	178,42
N191 - N193	44	48	269,81	67,28	300	0,95	1,33	221,13	219,80	173,10
N193 - N198	48	42	987,71	67,28	300	0,95	4,87	219,80	214,93	174,23
N198 - N199	42	39	131,65	67,28	300	0,95	0,65	214,93	214,28	176,58
N199 - N201	39	39	312,55	67,28	300	0,95	1,54	214,28	212,74	175,04
N201 - N202	39	42	131,69	67,28	300	0,95	0,65	212,74	212,09	171,39
N202 - N203	42	36	153,41	67,28	300	0,95	0,76	212,09	211,34	176,64
N203 - N205	36	40	352,54	67,28	300	0,95	1,74	211,34	209,60	170,9
N205 - N208	40	42	781,89	67,28	300	0,95	3,85	209,60	205,75	165,05
N208 - N211	42	34	799,01	67,28	300	0,95	3,94	205,75	201,81	169,11
N211 - N213	34	37	869,35	32,69	200	1,04	8,59	201,81	193,22	157,42
N213 - N217	37	34	888,3	32,69	200	1,04	8,78	193,22	151,64	151,64

Tableau C. 16 : Dimensionnement du tronçon P10 pour la variante 2

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N189 - N224	046	042	0465,75	22,27	200	0,71	2,22	223,59	221,37	180,57
N224 - N226	042	063	0524,56	22,27	200	0,71	2,50	221,37	218,87	157,07
N226 - N228	063	043	0194,63	22,27	200	0,71	0,93	218,87	217,94	176,14
N228 - N230	043	045	0326,66	22,27	200	0,71	1,56	217,94	216,38	172,58
N230 - N236	045	134	1340,24	22,27	200	0,71	6,39	216,38	209,99	077,19
N236 - N237	134	131	0132,47	22,27	200	0,71	0,63	209,99	209,36	079,56
N237 - N238	131	113	0197,69	22,27	200	0,71	0,94	209,36	208,42	096,62
N238 - N244	113	169	0611,33	22,27	200	0,71	2,91	208,42	205,51	037,71
N244 - N445	169	175	0082,18	22,27	200	0,71	0,39	205,51	205,11	031,31

Annexe C.4.1. Dimensionnement du couloir N°3(Ain kechra et zones environnantes) pour la variante 2

Tableau C. 17 : Dimensionnement du tronçon P11 pour la variante 2

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N189 - N246	046	246	416,51	186	500	0,95	1,05	223,59	222,54	185,04
N246 - N249	246	249	931,19	186	500	0,95	2,34	222,54	220,20	161,70
N249 - N250	249	250	488,56	186	500	0,95	1,23	220,20	218,97	159,47
N250 - N250	250	252	387,03	186	500	0,95	0,79	218,97	218,00	165,50
N252 - N255	252	255	856,52	186	500	0,95	2,15	218,00	215,85	143,35
N255 - N74	255	074	286,57	186	500	0,95	0,72	215,85	215,13	142,63

Tableau C. 18 : Dimensionnement du tronçon P4 pour la variante 2

Gravitaire										
Num Nœud	Cote Terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N74 - N75	074	093	0721,74	152,1	400	1,21	3,86	215,13	211,27	119,67
N75 - N76	093	063	1296,64	152,1	400	1,21	6,94	211,27	204,33	142,73
N76 - N77	063	081	0901,49	152,1	400	1,21	4,82	204,33	199,51	119,91
N77 - N78	081	068	0439,02	152,1	400	1,21	2,35	199,51	197,16	130,56
N78 - N79	068	116	1251,35	152,1	400	1,21	6,70	197,16	190,46	75,86
N79 - N80	116	097	0461,01	123,4	400	0,98	1,66	190,46	188,80	93,2
N80 - N81	097	140	1196,92	123,4	400	0,98	4,30	188,80	184,50	45,9
N81 - N82	140	175	1235,16	101,1	400	0,80	3,04	184,50	181,46	7,86
N82 - N83	175	147	0764,16	101,1	400	0,80	1,88	181,46	179,58	33,98
Refoulement										
Num Nœud	Cote terrain(m)		L(m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)	
	Amont	Aval								
N83-N86	147	212	2591,4	101,1	300	1,43	12,82	94	125,82	
Gravitaire										
Num nœud	cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N86 - N89	212	150	1093,14	101,1	350	1,05	5,32	212	206,68	58,03
N89 - N90	150,00	172	330,64	101,1	350	1,05	1,61	206,68	205,07	34,42
Refoulement										
Num nœud	Cote terrain (m)		L(m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Hg (m)	HMT (m)	
	Amont (m)	Aval (m)								
N90 - N98	172	344	6154,29	101,1	300	1,43	31,82	172	247,58	
Gravitaire										
Num nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	cote piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N98 - N99	344	328	137,56	3,73	200	1,18	0,22	344	343,68	16,98

Tableau C.19 : Dimensionnement du tronçon P5 pour la variante 2

Gravitaire										
Num Nœud	Cote terrain (m)		L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cote Piézométrique (m)		Pression (m)
	Amont	Aval						Amont	Aval	
N99 - N101	328	313	0595,93	3,72	200	1,18	07,53	343,68	336,15	024,35
N101 - N106	313	215	1081,09	3,72	200	1,18	13,66	336,15	322,49	108,69
N106 - N107	215	194	0121,73	3,72	200	1,18	01,54	322,49	320,95	128,15
N107 - N108	194	192	0124,05	3,72	200	1,18	01,57	320,95	319,38	128,58
N108 - N109	192	204	0168,31	3,72	200	1,18	02,13	319,38	317,26	114,46
N109 - N111	204	214	0349,35	3,72	200	1,18	04,41	317,26	312,84	100,04
N111 - N112	214	206	0092,22	3,72	200	1,18	01,17	312,84	311,68	106,87
N112 - N113	206	190	0063,24	3,72	200	1,18	00,80	311,68	310,88	122,08

Annexe C.5. Illustrations sur la nomenclature utilisée dans les tableaux récapitulatifs de dimensionnement

Tableau D. 20 : Correspondance entre les points de repère et les nœuds pour la variante 1

point	nœud
PR1	N38
PR2	N40
PR3	N44
PR4	N57
PR5	N62
PR6	N130
PR7	N141
PR8	N168
PR9	N189
PR10	N211
PR11	N69
PR12	N79
PR13	N81
PR14	N99
RES TAMPON 1	N1
SP2-1	N141
SP2-2	N144
SP2-3	N155
SP2-4	N245
SP1-1	N23
SP3-1-1	N66
SP3-2	N81
SP3-3	N83
SP3-4	N90

Tableau C. 21 : Correspondance entre les points de repère et les nœuds pour la variante 2

point	Nœud
PR1	N38
PR2	N40
PR3	N44
PR4	N57
PR5	N62
PR6	N130
PR7	N141
PR8	N168
PR9	N189
PR10	N211
PR11	N74
PR12	N79
PR13	N81
PR14	N99
RES TAMPON 1	N1
SP2-1	N141
SP2-2	N144
SP2-3	N155
SP2-4	N245
SP1-1	N23
SP3-2-1	N66
SP3-2	N81
SP3-3	N83
SP3-4	N90

Annexe C.6. Levé topographique

Tableau C. 22 : Points topographiques

Matricule	X	Y	Z
1	289188,04	4065171,7	270
2	289381,98	4065053,8	241
3	289498,50	4065005,5	250
4	289782,48	4064936,2	255
5	289923,60	4064929,6	255
6	290189,85	4064958,9	202
7	290568,93	4064959,5	140
8	290681,65	4064967,8	138
9	290822,55	4064978,1	123
10	290963,46	4064899,6	130
11	291323,25	4064445,7	130
12	291471,91	4064084,0	138
13	291767,70	4063567,2	147
14	292239,98	4063257,0	150
15	292471,88	4063167,7	154
16	292528,67	4062750,2	163
17	292607,13	4062553,5	174
18	292750,8	4061907,6	165
19	292976,28	4061559,7	167
20	292857,52	4061169,1	175
21	292546,56	4060711,5	175
22	292436,25	4060442,8	178
23	291933,39	4059391,9	192
24	291722,02	4059050,4	230
25	291283,33	4058694,2	250
26	291058,52	4058580,0	254
27	290573,29	4058339,1	284
28	290422,14	4058234,8	295
29	290198,98	4058229,0	283
30	289914,35	4058155,3	266
31	289751,8	4058042,6	245
32	289381,73	4057222,2	248
33	289210,83	4056326,7	262
34	288973,49	4056128,4	274
35	288724,51	4055786,7	287
36	289189,10	4065170,8	260
37	289518,53	4065284,2	176
38	289832,30	4065500,9	125

Matricule	X	Y	Z
39	290432,64	4066301,6	122
40	290610,05	4066913,8	119
41	290764,68	4067764,5	111
42	290747,84	4067917,9	102
43	290704,09	4068255,6	113
44	290846,32	4069305,8	100
45	291008,50	4070253,0	100
46	290993,06	4070483,9	090
47	290988,50	4070746,9	105
48	290996,71	4071070,7	098
49	291148,07	4071723,6	097
50	290991,10	4072102,4	099
51	291779,08	4072530,2	085
52	291645,90	4073060,2	092
53	291380,22	4073543,4	086
54	291848,21	4073784,6	085
55	291875,14	4074340,9	082
56	292076,22	4074596,4	069
57	292088,52	4075267,3	073
58	291507,23	4075490,9	080
59	291208,10	4075983,1	073
60	290939,16	4076063,8	095
61	290643,13	4076096,0	117
62	290688,52	4076706,6	073
63	290502,45	4077318,2	053
64	290530,85	4077449,4	056
65	290554,91	4077560,6	063
66	290580,41	4077678,5	064
67	290592,44	4077734,1	062
68	290667,20	4077769,8	068
69	290889,75	4077804,8	068
70	291139,28	4077844,0	071
71	291326,61	4077977,7	090
72	291510,40	4078103,9	111
73	291565,14	4078255,4	124
74	291505,06	4078300,2	139
75	291452,29	4078314,3	136
76	291366,15	4078442,0	136
77	291390,79	4078449,7	141
78	291513,74	4078411,8	157
79	291496,07	4078494,6	160

Matricule	X	Y	Z
80	291547,90	4078517,5	170
81	291546,58	4078504,5	172
82	291555,11	4078587,8	174
83	291554,96	4078671,8	165
84	291538,32	4078751,8	148
85	291512,39	4078876,6	120
86	291501,95	4078993,7	099
87	291472,65	4079160,7	085
88	291451,16	4079201,0	088
89	291398,37	4079269,6	091
90	291319,63	4079315,8	087
91	291257,01	4079409,7	085
92	291217,00	4079514,9	082
93	290849,07	4078929,4	080
94	291155,64	4079739,9	083
95	291146,93	4079872,6	098
96	291153,23	4079956,6	113
97	291121,08	4080029,8	127
98	291046,57	4080068,8	134
99	291131,67	4080015,1	137
100	291123,25	4080019,5	137
101	291008,15	4080020,5	136
102	290929,09	4079996,2	126
103	290768,30	4079969,4	125
104	290737,47	4079952,8	121
105	290644,44	4079927,9	117
106	290578,39	4079911,5	114
107	290514,45	4079885,8	107
108	290395,66	4079863,3	100
109	290264,53	4079837,7	092
110	290129,11	4079865,1	089
111	289976,12	4079721,4	081
112	289944,18	4079583,2	076
113	289871,54	4079434,6	067
114	289742,21	4079346,0	060
115	289609,36	4079355,0	058
116	289444,88	4079379,6	055
117	289233,09	4079371,3	051
118	288854,34	4079266,1	052
119	288694,25	4079074,2	050
120	288581,31	4078993,0	049

Matricule	X	Y	Z
121	288502,80	4078926,3	046
122	288392,06	4078854,7	041
123	288162,97	4078685,4	039
124	287909,36	4078446,4	047
125	287543,68	4078206,3	056
126	287411,45	4078146,2	060
127	286975,23	4077926,2	061
128	286888,08	4077798,2	059
129	286855,88	4077568,3	54
130	286731,55	4077338,4	058
131	286773,38	4077095,6	064
132	285564,12	4076551,7	069
133	286653,90	4076765,8	074
134	286548,90	4076679,8	075
135	286401,42	4076622,9	077
136	285685,61	4076662,9	093
137	284393,77	4076774,3	063
138	283492,65	4076800,2	081
139	283122,77	4076563,7	068
140	281875,83	4076668,6	116
141	281426,08	4076769,9	097
142	280250,08	4076547,1	140
143	279026,70	4076376,9	175
144	278432,56	4075896,4	147
145	277459,57	4075344,4	163
146	276388,13	4074992,3	192
147	276116,05	4074780,2	212
148	275687,26	4074433,9	174
149	275578,36	4074345,3	178
150	275234,26	4074552,2	160
151	274925,21	4074669,8	172
152	274219,35	4074398,2	168
153	273509,14	4073664,9	192
154	272952,26	4072633,5	195
155	271743,10	4071564,3	243
156	271714,37	4071449,8	240
157	271327,77	4071244,8	268
158	270969,40	4070777,8	286
159	270628,99	4070488,7	344
160	270629,34	4070488,2	344
161	270525,36	4070579,1	328

Matricule	X	Y	Z
162	270388,30	4070646,8	333
163	269949,18	4070705,9	313
164	269750,39	4070567,4	289
165	269526,80	4070507,1	267
166	269321,48	4070376,2	249
167	269109,96	4070244,9	223
168	269004,42	4070199,8	215
169	268927,86	4070105,1	194
170	268821,13	4070041,9	192
171	268660,73	4069990,9	204
172	268473,87	4069974,3	206
173	268312,26	4069981,0	214
174	268238,09	4069926,2	206
175	268196,69	4069878,4	190
176	293981,00	4080826,6	087
177	291632,57	4079767,2	142
178	291900,11	4079812,7	173
179	292510,33	4079827,0	227
180	292578,18	4079811,5	226
181	292639,06	4079796,8	243
182	292831,89	4079741,6	276
183	293008,55	4079685,0	309
184	293120,12	4079742,0	309
185	293298,20	4079894,9	339
186	293648,47	4080243,0	367
187	293884,05	4080318,9	363
188	294414,12	4080756,0	415
189	294620,35	4080951,9	436
190	294761,76	4081085,9	436
191	294999,15	4081194,1	464
192	295218,22	4081462,2	483
193	295535,36	4081664,2	487
194	295850,93	4081871,6	504
195	296194,25	4081896,0	542
196	296367,62	4081944,7	532
197	296513,90	4081766,4	506
198	296611,08	4081551,4	484
199	296751,55	4081304,8	459
200	296785,47	4081363,3	474
201	288503,67	4078920,0	046
202	288388,78	4079226,7	044

Matricule	X	Y	Z
203	288384,74	4079405,5	044
204	288406,40	4079528,4	047
205	288363,70	4079667,0	048
206	288225,510	4079796,2	047
207	286939,70	4079315,0	047
208	287980,10	4079981,0	044
209	287907,43	4080130,7	043
210	287821,45	4080304,6	043
211	287744,89	4080410,8	042
212	287655,02	4080507,0	039
213	287634,20	4080640,7	038
214	287777,78	4080744,6	039
215	287908,11	4080763,5	042
216	288054,37	4080809,8	036
217	288177,56	4080940,9	037
218	288105,32	4081097,7	040
219	287993,73	4081400,4	041
220	287946,82	4081620,9	042
221	287739,29	4081728,7	042
222	287541,65	4081891,3	040
223	287414,4	4082063,2	036
224	287160,38	4082272,6	034
225	287083,02	4082684,5	031
226	288176,35	4082096,6	033
227	287136,02	4083131,6	037
228	287039,67	4083298,7	034
229	286929,23	4083425,2	033
230	286840,57	4083658,4	031
231	286806,58	4083934,3	034
232	286874,41	4084014,6	052
233	287048,44	4084060,0	067
234	287187,12	4084121,6	072
235	287281,2	4084180,3	086
236	287333,25	4084214,7	098
237	288504,42	4083382,3	113
238	288506,65	4078926,3	044
239	288099,78	4078693,3	042
240	287839,6	4078490,9	057
241	287646,18	4078466,6	063
242	287544,95	4078464,5	054
243	287451,58	4078465,5	043

Matricule	X	Y	Z
244	287285,28	4078520,1	041
245	287148,23	4078585,1	045
246	286965,51	4078697,3	064
247	286864,56	4078756,4	072
248	286736,66	4078831,2	084
249	286586,08	4078921,2	095
250	0286530,4	4078297,6	106
251	286101,58	4079092,9	124
252	285940,42	4079150,8	134
253	285812,43	4079184,9	131
254	283770,85	4079195,4	126
255	285632,48	4079266,8	113
256	285483,16	4079351,2	119
257	285438,79	4079375,7	124
258	285374,11	4079418,5	130
259	285272,23	4079503,3	143
260	285221,10	4079545,5	152
261	285134,23	4079617,3	169
262	285070,83	4079669,6	175
263	290523,61	4077318,0	054
264	290027,63	4077271,3	059
265	289752,18	4076884,0	054
266	289429,26	4076570,1	069
267	288940,14	4076553,8	137
268	288455,66	4076561,3	201
269	288255,95	4076437,5	234
270	288177,19	4076451,0	212
271	288024,32	4076477,1	211
272	287528,96	4076445,9	140
273	287027,43	4076376,0	083
274	286533,72	4076429,1	079
275	286406,59	4076629,7	074