

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



جامعة عبد الرحمن ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الري

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AZERAR Daïkha
TAOUDIAT Kenza

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
REGION D'AIT R'ZINE INTEGREE DANS UN
SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE (SIG)**

Soutenu le **29 /06 /2025** devant le jury composé de :

- Président : Mr. SELLAOUI.A
- Promoteur (s) : Mr. HAMMOUCHE.A
- Examineur (s) : Mr. CHENAFI.A

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020^(*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : T.A.OUDJAT
Prénom : Kenzo
Matricule : 182033022198
Spécialité et/ou Option : Hydraulique Urbaine
Département : Hydraulique
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024/2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Alimentation en eau potable de la région D.A.I.T Rème
intégrée dans Mon Info Femme d'information géographique

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
.....

Signature de l'intéressé

^(*) Lu et approuvé



10 Janvier 2025

^(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bjaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 ^(*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : AZERAR.....
Prénom : Daikla.....
Matricule : 189033028147.....
Spécialité et/ou Option : ..Hydraulique... Mr. bame.....
Département : ..Hydraulique.....
Faculté : ..Technologie.....
Année universitaire : 2024./2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : ..Master.....

Intitulé : ..Alimentation en Eau potable de la région D'Aït R'gine
intégrée dans un système d'information géographique (SIG)

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.



Fait à Béjaïa le

Signature de l'intéressé

^(*) Lu et approuvé

.....
Agesser

شهادة المصادقة على
التسجيل : 2025

10 جويلية 2025

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-beyjaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Remerciements

Après les louanges à Dieu, l'Unique et l'Éternel, nous tenons à exprimer nos sincères remerciements au Tout-Puissant qui nous a accordé la santé, la volonté, la foi et la force nécessaires pour mener à bien ce travail et pour concrétiser notre rêve ainsi que celui de nos chers parents.

Nous remercions Monsieur Hammouche, notre encadreur, pour son accompagnement, ses conseils tout au long de ce travail.

Nous tenons à remercier sincèrement les membres du jury pour avoir accepté de lire et d'évaluer ce mémoire. Nous leur sommes reconnaissants pour le temps qu'ils y consacrent et pour l'intérêt qu'ils portent à notre travail.

Nos remerciements s'adressent également à Monsieur Oulbssir, chef du bureau d'études, pour son encadrement et les connaissances précieuses qu'il nous a transmises.

Nos remerciements tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Nos sincères remerciements vont aussi à Monsieur Amirouche, pour sa gentillesse, sa collaboration et son engagement dans le travail effectué au sein de l'APC d'Aït R'Zine

Merci

Dédicaces

*Je dédie ce travail à mes parents, mon père et ma mère, pour leur amour,
leur patience et les valeurs qu'ils m'ont transmises.*

*À mes frères Hicham, Yacine Hamza, pour leur aide, leur soutien et leur présence
dans ma vie.*

À ma sœur Cylia, pour son respect et sa place importante dans notre famille.

Et à toute la famille Taoudiat, pour leurs encouragements constants.

Merci à vous tous, du fond du cœur.



Taoudiat Kenza

Dédicaces

Je dédie ce travail, à ma famille, cette source inépuisable de force, d'amour et de stabilité. C'est en elle que j'ai puisé le courage de continuer dans les moments de doute, la patience de persévérer malgré les difficultés, et la foi en moi-même lorsque tout semblait incertain.

À mon père, un homme au grand cœur, dont les sacrifices silencieux, le travail acharné et la confiance qu'il m'a toujours témoignée ont été le socle sur lequel j'ai construit mon chemin. Merci de m'avoir appris, par l'exemple, la valeur de l'effort, la dignité dans le silence, et la puissance de croire en ses enfants.

Ma chère Maman Nul mot ne parviendra jamais à exprimer l'amour que je te porte. Ton amour, ta patience, ton encouragement et tes prières ont été pour moi le gage de la réussite. J'espère que ce travail soit pour toi le fruit de tes efforts et n témoignage de ma profonde affection.

À mes frères, NourEddine et Lounnes,

À mes sœurs, Yassilia, Fatiha, Lydia et Milissa,

Merci pour votre présence, vos mots réconfortants, vos attentions, et même vos silences pleins de soutien. Chacun de vous a, à sa manière, contribué à apaiser mes doutes, à alléger mes fatigues et à nourrir ma volonté d'aller jusqu'au bout.



Azerar Daikha

Liste des Tableaux

Tableaux	Titre	Page
Tableau I.1	Les ressources en eau de la commune Ait R'zine	05
Tableau I.2	Caractéristique et répartition des réservoirs d'eau dans la région	06
Tableau I.3	RGPH 2022	07
Tableau I.4	Estimation de la population future	08
Tableau I.5	Évaluation des besoins domestique de la 1er chaîne d'adduction	10
Tableau I.6	Évaluation des besoins domestique de la 2eme chaîne d'adduction	10
Tableau I.7	Évaluation des besoins domestique de la 3eme chaîne d'adduction	10
Tableau I.8	Évaluation des besoins destiné aux équipements de la 1er chaîne	11
Tableau I.9	Évaluation des besoins destiné aux équipements de la 2eme chaîne	11
Tableau I.10	Évaluation des besoins destiné aux équipements de la 3eme chaîne	12
Tableau I.11	Évaluation des besoins industriels	13
Tableau I.12	Consommation journalier moyenne et moyenne majoré	14
Tableau I.13	Les consommations journalières maximales et minimales	15
Tableau I.14	Les valeurs de β_{\min}	17
Tableau I.15	Consommation minimale horaire	17
Tableau I.16	Les valeurs de β_{\max}	18
Tableau I.17	Consommation maximale horaire	18
Tableau II.1	Dimensionnement du Réservoir Djadida	25
Tableau II.11	Synthèse des réservoirs existants et projetés selon les prévisions de 2050	36
Tableau III.1	Calcul de la HMT	48
Tableau III.2	Calcul des frais d'exploitation	48
Tableau III.3	Calcul des frais d'amortissement	48
Tableau III.4	Calcul du bilan	49
Tableau III.5	Calcul de la HMT	49
Tableau III.6	Calcul des frais d'exploitation	49
Tableau III.7	Calcul des frais d'amortissement	50
Tableau III.8	Calcul du bilan	50
Tableau III.9	Calcul des pertes de charge totales	51
Tableau III.10	Calcul de la HMT	51
Tableau III.11	Calcul des frais d'exploitation	52
Tableau III.12	Calcul des frais d'amortissement	52
Tableau III.13	Calcul du bilan	52
Tableau III.14	Calcul de la HMT	53
Tableau III.15	Calcul des frais d'exploitation	53
Tableau III.16	Calcul des frais d'amortissement	53
Tableau III.17	Calcul du bilan	53
Tableau III.18	Calcul de la HMT	54
Tableau III.19	Calcul des frais d'exploitation	54
Tableau III.20	Calcul des frais d'amortissement	54
Tableau III.21	Calcul du bilan	55

Tableaux	Titre	Page
Tableau III.22	Calcul des pertes de charge totales	55
Tableau III.23	Calcul de la HMT	56
Tableau III.24	Calcul des frais d'exploitation	56
Tableau III.25	Calcul des frais d'amortissement	57
Tableau III.26	Calcul du bilan	57
Tableau III.27	Calcul des pertes de charge totales	58
Tableau III.28	Calcul de la HMT	58
Tableau III.29	Calcul des frais d'exploitation	59
Tableau III.30	Calcul des frais d'amortissement	59
Tableau III.31	Calcul du bilan	59
Tableau III.32	Calcul des pertes de charge totales	60
Tableau III.33	Calcul des pertes de charge totales	61
Tableau III.34	Calcul de la HMT	61
Tableau III.35	Calcul des frais d'exploitation	62
Tableau III.36	Calcul des frais d'amortissement	62
Tableau III.37	Calcul du bilan	62
Tableau III.38	Calcul des pertes de charge totales	63
Tableau III.39	Calcul de la HMT	63
Tableau III.40	Calcul des frais d'exploitation	64
Tableau III.41	Calcul des frais d'amortissement	64
Tableau III.42	Calcul du bilan	64
Tableau III.43	Calcul de la HMT	65
Tableau III.44	Calcul des frais d'exploitation	65
Tableau III.45	Calcul des frais d'amortissement	65
Tableau III.46	Calcul du bilan	65
Tableau III.47	Tableau récapitulatif des résultats	66
Tableau IV.1	Tableau récapitulatif des pompes	85
Tableau V.1	Caractéristiques des tronçons	90
Tableau V.2	Valeurs de coup de bélier pour les différents tronçons	91

Liste des Figures

Figures	Titre	Page
Figure I.1	Localisation de la région d' Aït R'zine (Google Earth)	03
Figure I.2	Carte hypsométrique de la zone d'étude (Global Mapper)	04
Figure II.1	Schéma général d'un réservoir	21
Figure II.2	Conduite de distribution dans un réservoir	22
Figure II.3	Conduite trop-plein et de vidange dans un réservoir	22
Figure II.4	Emplacement de conduite by-pass entre deux conduites d'adduction et de distribution	23
Figure III.1	Schéma simplifié du tracé de l'adduction de la chaîne 01	45
Figure III.2	Schéma simplifié du tracé de l'adduction de la chaîne 02	46
Figure III.3	Schéma simplifié du tracé de l'adduction de la chaîne 03	47
Figure IV.1	Les courbes caractéristiques des pompes	70
Figure IV.2	Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	70
Figure IV.3	Les courbes caractéristiques de la pompe du Taawint-Essouk	75
Figure IV.4	Les courbes caractéristiques de la pompe du Taawint Ivounachen	76
Figure IV.5	Les courbes caractéristiques de la pompe d'Aourir	77
Figure IV.6	Les courbes caractéristiques de la pompe Ouzwaghene	78
Figure IV.7	Les courbes caractéristiques de la pompe du Thala Teskouma	80
Figure IV.8	Les courbes caractéristiques de la pompe d'Iamourene	81
Figure IV.9	Les courbes caractéristiques de la pompe de Taourirth Ouabla	82
Figure V.1	Représentation du phénomène du coup de bélier	86
Figure VI.1	la simulation des chaînes d'adduction	99
Figure VI.2	Résultat de la vectorisation des chaînes d'adduction	100
Figure VI.3	Table Forages	101
Figure VI.4	Table Réservoirs	101
Figure VI.5	Table Nœud	102
Figure VI.6	Table Conduites	102

Liste des symboles et abréviations

Symboles	Signification
A	Amortissement annuel
a	La célérité de l'onde (m/s)
B_L	Le bilan en DA
B	la valeur de coup de bélier (m)
B_{max}	La valeur de coup de bélier (m)
C_p	Cote piézométrique
C	Coefficient de perte de charge dans la tuyère
C'	Coefficient de perte de charge dans un diagraphe
CTN	Cote terrain naturel en m
CTP	Cote trop plein (m)
D	Diamètre de tuyau (m)
D_n	Diamètre normalisé (m)
D_{min}	diamètre minimal (m)
D_{max}	Diamètre maximal (m)
d	Diamètre de tuyère (m)
dot	La dotation moyenne journalière des consommateurs (l/j/hab)
E	Énergie consommé par la pompe (KWH)
e	Épaisseur de la conduite (mm)
g	Accélération de la pesanteur m^2/s
H_a	Hauteur d'aspiration (m)
H_g	Hauteur géométrique (m)
HMT	Hauteur manométrique total (m)
H_0	pression absolue de la conduite
i	Taux d'annuité (%)
Δh_{asp}	Perte de charge d'aspiration
K	Coefficient de rugosité équivalent de la paroi
$K_{max.j}$	coefficient d'irrégularité maximal
$K_{min.j}$	Coefficient d'irrégularité minimal
$K_{max.h}$	Coefficient de la consommation maximum horaire
$K_{min.h}$	Coefficient de la consommation minimum horaire coefficient
L	Longueur de conduite
m	de rognage
N	Vitesse de rotation (tr/ min)
Ni	Nombre de consommateur
n	Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement
$NPSH_d$	Charge nette minimal disponible à l'aspiration (m)
$NPSH_r$	Charge nette minimal le requise à l'aspiration (m)
P	Population de l'horizon considéré
P_0	Population de l'horizon de référence
P_a	Puissance absorbé par la pompe en (KW)
P_e	Prix unitaire du en DA

Symboles	Signification
P_u	Le prix unitaire de la conduite DA /ml
$P_{\%}$	Résidu maximal dans le réservoir (%)
Q	Débit refouler dans la conduite
$Q_{max.h}$	Débit maximal horaire
$Q_{min.h}$	Débit minimal horaire
$Q_{max.j}$	Débit maximal de jour le plus chargé de l'année
$Q_{min.j}$	Débit minimal de jour le moins chargé de l'année
Q_{moy}	Consommation moyenne journalière des consommateur
$Q_{moy.maj}$	Débit moyenne majorée
Re	Nombre de Reynolds
r	Pourcentage de rognage
S	Section de conduite
T_p	Nombre d'heure de pompage
t	Taux d'accroissement
U_0	Volume d'air initial
U_{max}	Volume max d'air dans la cloche
U_{min}	Volume min d'air dans la cloche
V	Vitesse d'écoulement
V_f	Vitesse final choisie
V_{inc}	Volume d'incendie
V_{max}	Volume maximum de stockage
V_t	Volume totale de réservoir
Z	Pression dans réservoir d'air
Z_0	Pression absolue
α	Coefficient de vieillissement
α_{max}	Coefficient qui dépend de niveau de vie et du confort
β_{max}	Coefficient qui dépend de nombre d'habitant

Sommaire	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction générale	01
Chapitre I. Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I.1. Introduction	03
I.2. Caractéristique de la zone d'étude	03
I.2.1. Situation géographique	03
I.2.2. Situation hydrographique	04
I.2.3. Situation topographique	04
I.2.4. Situation climatique	04
I.2.5. Situation hydraulique	05
I.2.5.1. Ressource en eau	05
I.2.5.2. Systèmes d'alimentation en eau potable	05
I.2.5.3. Ouvrages de stockage	05
I.2.6. Situation démographique	07
I.3. Estimation des besoins en eau	07
I.3.1. Évaluation de la population future	08
I.3.1.1. Taux d'accroissement	08
I.3.1.2. Horizon de calcul	08
I.3.2. Catégories des besoins	09
I.3.2.1. Besoins domestiques pour l'horizon 2050	09
I.3.2.2. Les besoins par équipement	11
I.3.2.3. Les Besoins industriels	12
I.3.3. Majoration de la consommation moyenne journalière	13
I.3.3.1. Variation de la consommation journalière	14
I.3.3.2. Variation de la consommation horaire	15
I.4. Conclusion	19
Chapitre II. Réservoirs	
II.1. Définition d'un réservoir	20
II.2. Le rôle d'un réservoir	20
II.3. Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude	21
II.4. Choix de type du réservoir	21
II.5. Equipements des réservoirs	21
II.5.1. Conduite d'adduction	21
II.5.2. Conduite de distribution	21
II.5.3. Conduite de Trop-plein	22
II.5.4. Conduite de vidange	22
II.5.6. Conduite de by-pass	22
II.5.7. Matérialisation de la réserve d'incendie	23
II.6. Capacité du réservoir	23
II.6.1. Détermination de la valeur de P (%)	23
II.6.2. Volume total du réservoir	24

Sommaire	
II.7. Dimensionnement des réservoirs	24
II.7.1. Dimensionnement des bâches d'eau de la station de reprise Aourir	24
II.7.2. Dimensionnement du réservoir Djadida	24
II.7.3. Dimensionnement de la bâche d'eau de la station de reprise Tawint	26
II.7.4. Dimensionnement du réservoir Ivounachen	26
II.7.5. Dimensionnement du réservoir Essouk	27
II.7.6. Dimensionnement du réservoir Ainour	28
II.7.7. Dimensionnement des bâches d'eau des stations de reprises Ouzwaghen et Tala Teskouma	29
II.7.8. Dimensionnement du réservoir Timedouchine	29
II.7.9. Dimensionnement des bâches d'eau de la station de reprise Ouizrane	30
II.7.10. Dimensionnement du réservoir Ouizrane	30
II.7.11. Dimensionnement du réservoir Tighilt Bouanda	31
II.7.12. Dimensionnement des bâches d'eau de la station de reprise Guenzet	32
II.7.13. Dimensionnement du réservoir Guenzet	32
II.7.14. Dimensionnement de la bâche d'eau de la station de reprise Ghadi	33
II.7.15. Dimensionnement du réservoir Taourirt Ouabla	33
II.7.16. Dimensionnement de la bâche d'eau de la station de reprise Iamourene	34
II.7.17. Dimensionnement du réservoir Handis	34
II.8. Conclusion	35
Chapitre III. Adduction	
III.1. Introduction	37
III.2. Type d'adduction	37
III.3. Critères de choix pour le tracé d'un réseau d'adduction	37
III.3.1. Critères Topographiques et Techniques	37
III.3.2. Critères Économiques et Pratiques	38
III.3.3. Critères de Sécurité et d'Optimisation	38
III.4. Choix des types de conduites	39
III.5. Dimensionnement des Conduites	39
III.5.1. Objectifs du dimensionnement	39
III.5.2. Méthodologie de dimensionnement	39
III.5.3. Calcul de la vitesse	41
III.5.4. Calcul des pertes de charges	41
III.5.4.1. Les pertes de charges linéaires (H_L)	41
III.5.4.2. Pertes de charge singulières (H_S)	42
III.5.4.3. Perte de charge total (H_{Tot})	42
III.5.5. La hauteur manométrique totale (HMT)	42
III.5.6. La puissance de la pompe	43
III.5.7. Énergie consommée par la pompe	43
III.5.8. Détermination des Frais d'exploitation	43
III.5.9. Détermination des Frais d'amortissement	44
III.5.10. Calcul du bilan	44
III.5.11. Prix des conduites	44

Sommaire	
III.5.12. Tracés des chaînes d'adduction de la région	44
III.6.Calcul du diamètre économique de l'adduction	48
III.6.1. Le tronçon station de reprise Taawint - Réservoir Essouk	48
III.6.2. Le tronçon station de reprise Taawint - Réservoirs Ivounachen	49
III.6.3. Le tronçon Réservoirs Ivounachen - Station de reprise Aourir	50
III.6.4. Le tronçon station de reprise Aourir - réservoir Djadida	51
III.6.5. Le tronçon station de reprise Ouzwaghen - station de reprise Thala Teskouma	52
III.6.6. Le tronçon station de reprise Thala Teskouma - réservoir Timedouchine	54
III.6.7. Le tronçon réservoir Timedouchine - réservoir Ainour	55
III.6.8. Le tronçon station de reprise Iamourene - réservoir Handis	56
III.6.9. Le tronçon réservoir Handis-station de reprise Ghadi	57
III.6.10. Le tronçon station de reprise Ghadi - réservoirs Taourirt Ouabla	58
III.6.11. Le tronçon réservoirs Taourirt Ouabla - Quatre chemins	59
III.6.12. Le tronçon Quatre chemins - station de reprise Guenzet	60
III.6.13. Le tronçon station de reprise Guenzet-réservoir Guenzet	61
III.6.14. Le tronçon quatre chemins-station de reprise Ouizrane	62
III.6.15. Le tronçon station de reprise Ouizrane - réservoir Ouizrane	63
III.6.16. Le tronçon station de reprise Ouizrane-réservoir Tighilt Bouanda	64
III.Conclusion	65
Chapitre IV. Pompes et stations de pompage	
III.1. Introduction	67
IV.2. Classification des pompes	67
IV.2.1. Pompes volumétriques	67
IV.2.2. Pompes centrifuges	67
IV.3. Choix de la pompe	68
IV.4. Les caractéristiques de la pompe	68
IV.4.1. Hauteur manométrique	68
IV.4.2. La vitesse de rotation	68
IV.4.3. La puissance	68
IV.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe	69
IV.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile	69
IV.4.4. Le rendement	69
IV.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	69
IV.5.1. La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$	69
IV.5.2. La courbe puissance absorbée-débit	69
IV.5.3. La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$	69
IV.6. Le point de fonctionnement d'une pompe	70
IV.6.1. Modification du temps de pompage	71
IV.6.2. Le vannage	71
IV.6.3. Rognage de la roue	72
IV.6.4. Variation de la rotation	72
IV.7. Étude de la cavitation	73

Sommaire	
IV.8. Choix des pompes du projet	74
IV.8.1. Station de reprise Taawint (Tançons SR. Taawint - Réservoir Essouk)	74
IV.8.2. Station de reprise Taawint (Tançons SR. Taawint – Réservoir Ivounachene)	75
IV.8.3. Station de reprise Aourir (Tançons SR. Aourir- Réservoir Djadida)	77
IV.8.4. Station de reprise Ouzwaghen (Tançons SR. Ouzwaghen –SR.Thala Teskouma)	78
IV.8.5. Station de reprise Thala Teskouma (Tançons SR.Thala Teskouma - Réservoir Timedouchine)	79
IV.8.6. Station de reprise Iamourene (Tançons SR. Iamourene - Réservoir Handis)	80
IV.7.7. Station de reprise Ghadi (Tançons SR. Ghadi – Réservoir Taourirt Ouabla)	81
IV.7.8. Station de reprise Guenzet (Tançons SR. Guenzet –Réservoir Guenzet)	82
IV.7.9. Station de reprise Ouizrane (Tançons SR. Ouizrane – Réservoir Ouizrane)	83
IV.8. Conclusion	84
Chapitre V. Coup de bélier	
V.1. Introduction	86
V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier	87
V.2.1. Les volants d’inerties (protection contre la dépression)	87
V.2.2. Cheminée d’équilibre	87
V.2.3. Les Soupapes de décharge	87
V.2.4. Les ventouses (protection contre la dépression et la surpression)	87
V.2.5. Réservoir d’air	88
V.3. Valeurs numérique du coup de bélier	88
V.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	90
V.4.1. Caractéristiques des tronçons	90
V.4.2. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	91
V.5. Dimensionnement du réservoir d’air	92
V.5.1. Calcul des pertes de charge dans la tuyère	92
V.5.2. Variation du volume d’air dans le réservoir	94
V.5.3. Pression dans le réservoir d’air	95
V.5. Dimensions du réservoir d’air	95
V.6. Conclusion	96
Chapitre VI. SIG et logiciels utilisé	
VI.1. Introduction	97
VI.2. Présentation Des Logiciels Utilisés	97
VI.2.1. Globale Mapper	97
VI.2.2. AutoCAD + Covadis	97
VI.2.3. EPANET	97
VI.2.4. EpaCAD	98
VI.3.1. Google Earth	98
VI.3.2. Global Mapper	98
VI.3.3. AutoCAD / Covadis	98
VI.3.3. EPANET	98
VI.3.4. QGIS	99
VI.3.4.1. Structure de la table forages	99

Sommaire	
VI.3.4.2. Structure de la table réservoir	100
VI.3.4.3. Structure de la table nœud	100
VI.3.4.3. Structure de la table Conduites	100
VI.4. Conclusion	102
Conclusion générale	103
Bibliographie	
Annexes	

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

L'eau potable est indispensable à la vie, à la santé et au développement des populations. Pourtant, d'ici 2050, il est prévu à prêt de 4 milliards de personnes dans le monde n'ayant pas accès à l'eau, ce qui montre l'ampleur du défi à relever. [1]

En Algérie, cette problématique se manifeste déjà à travers un accès limité à l'eau, principalement en raison du manque d'infrastructures hydrauliques et de la dégradation des réseaux existants, souvent non conformes aux normes.

Face à cette situation, il devient essentiel de bien concevoir les réseaux d'alimentation en eau dès le départ et de gérer chaque étape du projet de manière rigoureuse, afin de garantir une distribution efficace et durable de cette ressource vitale .

Dans le premier chapitre de notre étude, nous avons procédé à une analyse détaillée des ressources en eau disponibles au niveau de la commune d'Ait R'Zine. Cette analyse a permis d'identifier 04 forages comme principales sources potentielles d'approvisionnement répartis selon les trois chaînes d'adduction prévues dans le projet. La chaîne d'adduction n°1 est alimentée par 02 forages avec des débit respectifs de 18 l/s et 10 l/s. La chaîne n°2 est alimentée par un forage de 16 l/s, tandis que la chaîne n°3 dispose d'un forage de 30 l/s. cette organisation a été établie en fonction de la capacité des forages et des besoins en eau des zones desservies. Par ailleurs, on va estimer les besoins en eau potable de chaque villages pour répondre aux besoins actuels et futurs de la population, afin de garantir une couverture adéquate à long terme.

Dans le but de vérifier si les réservoirs du stockages actuelles seront capables de satisfaire la demande à long terme , le chapitre trois est consacré au redimensionnement des réservoirs, en s'appuyant sur les estimations de la demande future en eau. L'objectif est d'évaluer la pertinence du dimensionnement actuel et, si nécessaire, de proposer des ajustements afin d'assurer une alimentation fiable et durable de la région dans les années à venir.

Le troisième chapitre est dédié aux calculs des diamètres des conduites pour les chaînes d'adduction. On va présenter de manière détaillée la méthode de dimensionnement, en tenant compte des critères techniques et des exigences de débit pour garantir un approvisionnement optimal en eau.

Le quatrième chapitre traite du choix des pompes adaptées aux stations de pompage, en tenant compte des besoins spécifiques de chaque site. Tandis que le cinquième chapitre, quant à lui, se concentre sur l'étude du phénomène de coup de bélier ainsi que sur les différentes méthodes de protection à mettre en place pour éviter ses effets néfastes.

Dans le dernier chapitre, nous allons intégrer le réseau d'adduction de la commune d'Ait R'Zine dans un système d'information géographique (SIG) afin de faciliter sa visualisation, son analyse et sa gestion à l'aide du logiciel QGIS.

CHAPITRE I

Présentation du site et estimation des
besoins en eau

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1. Introduction

L'analyse des caractéristiques d'un site joue un rôle fondamental dans la compréhension des enjeux liés à l'alimentation en eau potable. Elle permet d'identifier les ressources disponibles, les contraintes naturelles, ainsi que les besoins spécifiques du milieu. Ces informations sont indispensables pour concevoir un réseau d'alimentation en eau potable adapté et performant. En effet, la qualité et l'efficacité de ce réseau reposent en grande partie sur une estimation précise des besoins en eau de la population desservie, estimation qui dépend directement des données recueillies lors de l'étude du site. Ce chapitre a pour objectif de déterminer les quantités d'eau nécessaires pour satisfaire les besoins des populations en tenant compte de la démographie, des habitudes de consommation, des activités économiques locales.

I.2. Caractéristique de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

Aït R'zine est l'une des plus vastes communes de la wilaya de Béjaïa. Elle regroupe quinze villages, couvre une superficie d'environ 74,56 km² avec une densité de 217,95 hab/km² et s'élève à une altitude de 375 mètres. Elle fait partie de la daïra d'Ighil Ali et se trouve à environ 80 kilomètres du chef-lieu de la wilaya. [1]



Figure (I.1) : Localisation de la région d' Aït R'zine (Google Earth)

La commune d'Aït R'zine est limitée :

- Au nord par Akbou et Bouhamza;
- A l'est par Tamokra;
- A l'ouest par Tazmalt et Boudjellil;
- Au sud par Ighil Ali.

I.2.2. Situation hydrographique

La zone d'étude, située près de Oued Soummam, bénéficie principalement de l'alimentation en eau par des forages et des réservoirs. Bien que le Oued Soummam soit un cours d'eau important pour la région, la gestion des ressources en eau de cette zone repose en grande partie sur l'exploitation des nappes phréatiques et le stockage de l'eau dans des réservoirs. Les forages permettent de pomper l'eau souterraine afin de satisfaire les besoins en eau potable et en irrigation pour l'agriculture locale.

I.2.3. Situation topographique

La région d'Aït R'zine présente un relief varié caractérisé par des montagnes, des vallées et des zones de faible altitude. L'altitude y varie de 140 mètres à plus de 875 mètres, avec des zones basses situées dans les vallées et des sommets atteignant des hauteurs considérables. Les variations d'altitude de la région sont représentées dans la figure (I.2) ci-dessous :

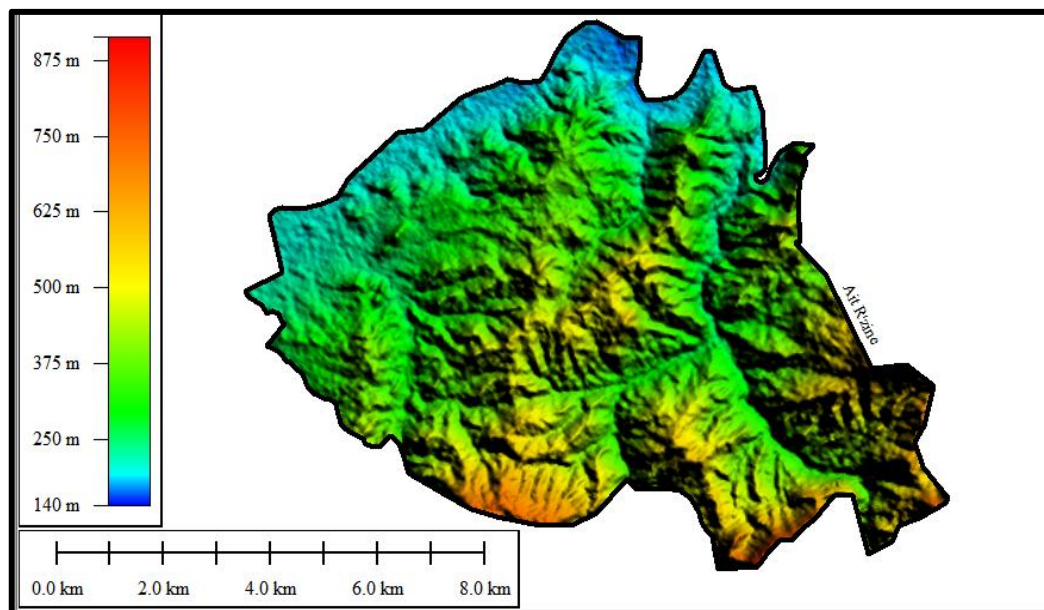


Figure (I.2) : Carte hypsométrique de la zone d'étude (Global Mapper)

I.2.4. Situation climatique [1]

La région d'Aït R'zine est caractérisée par un climat méditerranéen à été chaud, marqué par des étés longs, secs et très chauds, et des hivers doux et relativement humides, favorisant une végétation typique comme l'olivier.

I.2.5. Situation hydraulique

La situation hydraulique de la région correspond à l'analyse des ressources en eau disponibles ainsi que les modes de leur gestion et d'exploitation.

I.2.5.1. Ressource en eau

Les ressources en eau de la région sont limitées aux eaux souterraines, exploitées à travers quatre forages. Ces forages représentent la principale solution pour satisfaire les besoins en eau potable et pour les autres usages. Ces ressources sont représenté dans le tableau (I.1) ci-après :

Tableau (I.1) : Les ressources en eau de la commune Ait R'zine

	Source	Nombre	Nom	Q total (l/s)
Aït R'zine	Forage	04	Aftis	18
			Azouz	10
			Ath Lahdir	16
			Bozroual (Azaghar)	30

I.2.5.2. Systèmes d'alimentation en eau potable

La commune d'Aït R'zine dispose d'un système d'alimentation en eau potable structuré autour de trois chaînes d'adduction, alimentées par différents forages, ces chaînes assurent une distribution de l'eau à la population locale.

- ✓ La première chaîne provient des forages Aftis et Azouz.
- ✓ La deuxième chaîne, nommée Tighilt Bouchekfa, est alimentée par le forage Ath Lahdir.
- ✓ La troisième chaîne, appelée Adwar, provient du forage Bozroual (Azaghar).

Ce système permet de répondre efficacement aux besoins en eau de la région, assurant ainsi une couverture stable et adaptée aux exigences locales.

I.2.5.3. Ouvrages de stockage

Ces ouvrages correspondent aux réservoirs d'eau qui sont répartis à travers les divers villages de la commune, et sont mentionné dans le tableau (I.2) :

Tableau (I.2) : Caractéristique et répartition des réservoirs d'eau dans la région

Nom	Lieu	Capacité (m3)	Zones desservies	Observation	La chaîne de refoulement
Essouk	Guendouze	2×75	- Guendouze (le chef-lieu)	Semi-enterré	01
Ivounachene	Guendouze	2×300	- le chef-lieu - Iouegranene - Ichou	Semi-enterré	01
Djadida	Djadida	200	- Aourir - Djadida	Semi-enterré	01
Timdouchine	Tighilt Oumeggag	150	- Timdouchine	Semi-enterré	02
Ainour	Tighilt Oumeggag	150	- Bouchekfa - Tighilt Oumeggag	Semi-enterré	02
Handis	Handis	300	- Ichoukar - Handis	Semi-enterré	03
Taurirt Ouabla	Taurirt Ouabla	2×300	- Tighilt Ouabla - Tizi Alouane - Timdouchine	Semi-enterré	03
Guenzet	Guenzet	100	- Guenzet	Semi-enterré	03
Ouizrane	Ouizrane	100	- Ouizrane	Semi-enterré	03
Tighilt Bouanda	Ouizrane	30	- Tighilt Bouanda	Semi-enterré	03
Total	07	2380	15	/	03

I.2.6. Situation démographique

D'après les données issues du dernier recensement effectuée en 2022, durant la période marquée par la Covid-19, la population de la région a été estimée à environ 16250 habitants répartis sur plusieurs villages comme indiqué dans le tableau (I.3) :[2]

Tableau (I.3) : RGPH 2022

chaîne	Village	Nombre d'habitant
Numéro 01	Le chef lieu	4000
	Iouegranene	400
	Aourir	800
	Djadida	600
	Ichou	400
Numéro 02	Tizi tegrarth	650
	Bouchakfa	1300
	Tighilt oumegal	1200
Numéro 03	Iamourene	150
	Handis	1100
	Ichoukar	450
	Taourirth Ouabla	2500
	Tizi alouane	1100
	Guenzet	800
	Ouizran	800

I.3. Estimation des besoins en eau

L'évaluation des besoins en eau d'une agglomération nécessite l'établissement d'une norme spécifique pour chaque catégorie d'usagers. Cette dotation unitaire, exprimée comme le rapport entre le volume journalier requis et l'unité de référence (habitant, élève, lit hospitalier, etc.), constitue la base de calcul.

I.3.1. Évaluation de la population future

Pour prédire la population future, on a utilisé la méthode de la croissance géométrique qui peut être exprimée par la formule suivante :

$$P = P_0 \times (1 + \tau)^n \quad (\text{I.1})$$

Avec :

P : la population à l'horizon d'étude (2050)

P0 : population de l'année de référence (2022)

τ : taux d'accroissement démographique moyen

n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude

1.3.1.1. Taux d'accroissement

Le taux de croissance annuel moyen de la population représente l'augmentation moyenne, en pourcentage, de la population d'une agglomération sur une période donnée.

Dans notre cas : le taux d'accroissement de l'aire d'étude est de 1.2%

1.3.1.2. Horizon de calcul

Nous avons pris en compte la période allant de 2022 à 2050. Les résultats de l'évolution de la population à différents horizons sont montrés dans le tableau (I.4).

Application numérique

On prend par exemple : le village Handis

Population en 2025 :

$$P_{2025} = P_{2022} \times (1 + \tau)^n = 1100 \times (1 + 0,012)^3 = 1141 \text{ hab}$$

Population future à l'horizon 25 ans (2050)

$$P_{2050} = P_{2022} \times (1 + \tau)^n = 1100 \times (1 + 0,012)^{28} = 1537 \text{ hab}$$

Tableau (I.4) : Estimation de la population future

Chaine	Villages	Population		
		2022	2025	2050
01	Guendouze	4000	4146	5587
	Iougranene	400	450	559
	Aourir	800	830	1118
	Djadida	600	622	838
	Ichou	400	450	559

Tableau (I.4) : Estimation de la population future (suite et fin)

Chaine	Villages	Population		
		2022	2025	2050
02	Tizi Tegrarth	650	674	908
	Bouhekfa	1300	1348	1816
	Tighilt Oumeggag	1200	1244	1676
03	Handis	1100	1141	1537
	Ichoukar	450	467	629
	Taourirth Ouabla	2500	2592	3492
	Tizi Alouane	1100	1141	1537
	Guenzet	800	830	1118
	Quizran	800	830	1118
	Iamourene	150	156	210
Total	15	16250	16842	22694

I.3.2. Catégories des besoins

I.3.2.1. Besoins domestiques pour l'horizon 2050

Les besoins en eau domestique dépendent de la croissance démographique et du mode de vie.

La consommation moyenne journalière se détermine à partir de la norme unitaire moyenne journalière (dotation) et le nombre d'habitant.

Dans notre cas on prend la dotation pour : **2050 : dot = 150 l/j/hab**

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \quad (\text{I.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyenne journalier en m³/j

dot : La dotation moyenne en l/j/hab

N : nombre d'habitant

Les besoins domestique pour chaque chaîne d'adduction sont représentée dans les tableaux (I.5), (I.6) et (I.7) :

✧ **La première chaîne d'adduction**

Tableau (I.5) : Évaluation des besoins domestique de la 1ère chaîne d'adduction

Village	Nombre d'habitant	La dotation l/j/hab	Consommation m^3/j
Guendouze	5587	150	838.05
Iougranene	559	150	83.85
Aourir	1118	150	167.7
Djadida	838	150	125.7
Ichou	559	150	83.85
		Total	1299.15

✧ **La deuxième chaîne d'adduction**

Tableau (I.6) : Évaluation des besoins domestique de la 2eme chaîne d'adduction

Village	Nombre d'habitant	La dotation l/j/hab	Consommation m^3/j
Tizi Tegrarth	908	150	136.2
Bouchakfa	1816	150	272.4
Tighilt Oumeggag	1676	150	251.4
		Total	660

✧ **La troisième chaîne d'adduction**

Tableau (I.7) : Évaluation des besoins domestique de la 3eme chaîne d'adduction

Village	Nombre d'habitant	La dotation l/j/hab	Consommation m^3/j
Iamourene	210	150	31.5
Handis	1537	150	230.55
Ichoukar	629	150	94.35
Taourirth Ouabla	3492	150	523.8
Tizi Alouane	1537	150	230.55
Guenzet	1118	150	167.7
Ouzran	1118	150	167.7
		Total	1446.15

I.3.2.2. Les besoins par équipement

Les tableaux (I.8), (I.9) et (I.10) représentent les besoins destinés aux équipements pour chaque chaîne d'adduction :

✧ **La chaîne d'adduction 01****Tableau (I.8) : Évaluation des besoins destinés aux équipements de la 1^{er} chaîne**

Villages	Type d'équipement	Désignation	unité	quantité	Dotation [l/j/cons]	Qmoy j [m3 /j]
Guendouze	administratifs	Poste APC	Employé	5	6	0.03
			Employé	238	15	3.57
	scolaire	3 Écoles primaire	Elève	862	10	8.62
		2 CEM	Elève	496	10	4.96
		1 Lycée	Elève	620	10	6.2
	Sanitaire	Centre de santé	m ²	100	5	0.5
	socioculturels	Aire de jeux	Person	50	5	0.25
		Bibliothèque	m ²	438	5	2.19
		2 Mosquées	Person	500	5	2.5
Aourir	scolaire	École primaire	Elève	128	10	1.28
	socioculturels	Salle d'activité	Person	25	5	0.125
Djadida	socioculturels	Mosquée	Person	100	5	0.5
Iouegranene	socioculturels	2 Mosquées	Person	100	5	0.5
Ichou	/	/	/	/	/	/

✧ **La chaîne d'adduction 02****Tableau (I.9) : Évaluation des besoins destinés aux équipements de la 2^{ème} chaîne**

Villages	Type d'équipement	Désignation	unité	quantité	Dotation [l/j/cons]	Qmoy j [m3/j]
Tighilt Oumeggag	scolaire	1 CEM	élève	279	10	2.79
Boucekfa	socioculturels	Aire de jeux	Person	50	5	0.25
		Salle d'activité	Person	25	5	0.125
Tizi Tegrarth	Scolaire	École primaire	Elève	77	10	0.77

✧ La chaîne d'adduction 03

Tableau (I.10) : Évaluation des besoins destinés aux équipements de la 3ème chaîne

Villages	Type d'équipement	Désignation	unité	quantité	Dotation [l/j/cons]	Qmoy j [m3/j]
Taourirth Ouabla	administratifs	Poste	Employé	6	6	0.036
	scolaire	2 Écoles primaire 1 CEM	Elève Elève	311 345	10 10	3.11 3.45
	Sanitaire	Salle de soins	m ²	80	5	0.4
	socioculturels	Aire de jeux Salle d'activité Mosquée	Person Person Person	50 35 250	5 5 5	0.25 0.175 1.25
Tizi Alouane	administratifs	Poste	Employé	5	6	0.03
	scolaire	École primaire	Elève	173	10	1.73
	Sanitaire	Salle de soins	m ²	407	5	2.035
	socioculturels	Aire de jeux Maison de jeune	Person Person	50 25	5 5	0.25 0.125
Handis	scolaire	École primaire	Elève	87	10	0.87
	socioculturels	Aire de jeux	Person	50	5	0.25
		Salle d'activité Mosquée	Person Person	25 200	5 5	0.125 1
Guenzet	scolaire	École primaire	Elève	133	10	1.33
	socioculturels	Aire de jeux Salle d'activité	Person person	50 25	5 5	0.25 0.125
Ouizrane	scolaire	École primaire	Elève	94	10	0.94
	Sanitaire	Salle de soins	m ²	1329	5	6.645
	socioculturels	Aire de jeux	Person	50	5	0.25
		Salle d'activité Mosquée	person Person	25 100	5 5	0.125 0.5
Ichoukar	scolaire	École primaire	Elève	53	10	0.53
Iamouren	/	/	/	/	/	/

I.3.2.3. Les Besoins industriels

Les huileries traitent généralement environ 1.2 tonne de graines par jour. Pour l'ensemble du processus, elles nécessitent en moyenne 1000 litres d'eau par tonne de graines transformée.

Cette consommation d'eau couvre les étapes suivantes :

- ◆ Le lavage des graines,
- ◆ L'extraction de l'huile,
- ◆ Le refroidissement des équipements,
- ◆ Le nettoyage du matériel de production.

Les besoins industriels des huileries situées dans les villages de la commune sont indiqué dans le tableau (I.11) :

Tableau (I.11) : Évaluation des besoins industriels

Villages	Nombre d'huilerie	Quantité des grains	Consommation [m3 / J]
Guendouze	2	2.4	2.4
Djadida	1	1.2	1.2
Bouчекfa	1	1.2	1.2
Iamourene	1	1.2	1.2
Handis	1	1.2	1.2
Taourirt Ouabla	4	4.8	4.8
Tizi Alouane	2	2.4	2.4
Guenzet	4	4.8	4.8
Ouizrane	3	3.6	3.6

I.3.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les pertes d'eau au niveau des réseaux d'adduction et de distribution sont principalement causées par plusieurs facteurs, tels que le type de conduites, la nature du terrain, la vétusté des installations, la qualité de l'entretien et les accidents éventuels. Ainsi, pour estimer le volume d'eau à fournir afin de satisfaire la demande des différents secteurs, un taux de perte de 20 % est généralement pris en compte dans les calculs.

$$Q_{\text{moy.j}} = Q_{\text{domestique}} + Q_{\text{par équipement}} + Q_{\text{industriel}} \quad (\text{I.3})$$

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \quad (I.4)$$

Tableau (I.12): Consommation journalier moyenne et moyenne majoré

chaîne	Village	$Q_{moy.j}$	$Q_{maj.j}$
01	Guendouze	869.3	1043.2
	Iouegranene	84.4	101.3
	Aourir	169.1	203
	Djedida	127.4	152.9
	Ichou	83.9	100.7
02	Tizi Tegrarth	137	164.4
	Bouhekfa	274	328.8
	Tighilt Oumeggag	254.2	305
03	Handis	234	280.8
	Ichoukar	94.9	113.9
	Taourirth Ouabla	537.3	644.8
	Tizi Alouane	237.5	285
	Guenzet	174.2	209
	Ouizran	179.8	215.8
	Iamourene	31.5	37.8

I.3.3.1. Variation de la consommation journalière

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (I.5)$$

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (I.6)$$

À partir de ces deux formules, on obtient respectivement :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (I.7)$$

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (I.8)$$

Avec :

Q_{moy.j} : Débit de consommation moyen journalier (m³/j) ;

Q_{min.j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m³/j) ;

Q_{max.j} : Débit maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j) ;

K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération sa valeur est comprise entre [0,7 à 0,9]. Dans notre étude, on prend K_{min.j} = 0,8 ;

K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération sa valeur est comprise entre [1,1 à 1,3].

Pour notre cas on prend K_{max.j} = 1,2.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau (I.13): Les consommations journalières maximales et minimales

Chaine	Village	<i>Q_{min. j}</i>	<i>Q_{max. j}</i>
01	Le chef lieu	834,5	1251,75
	Iouegranene	80,98	121,46
	Aourir	162,34	243,51
	Djedida	122,30	183,46
	Ichou	80,5	120,74
02	Tizi Tegrarth	131,5	197,24
	Boucekfa	263,016	394,52
	Tighilt Oumeggag	244,022	366,03
03	Handis	224,64	336,95
	Ichoukar	91,09	136,63
	Taourirth Ouabla	515,78	773,67
	Tizi Alouane	227,64	341,45
	Guenzet	167,2	250,8
	Ouizran	172,57	258,85
	Iamourene	31,39	47,09

1.3.3.2. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier connaît des fluctuations au cours des 24 heures de la journée. Ces variations sont représentées par les coefficients horaires $K_{min.h}$ et $K_{max.h}$, correspondant respectivement aux coefficients de variation horaire minimale et maximale. Ces coefficients permettent de caractériser les écarts de consommation en fonction des heures de la journée.

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \quad (I.9)$$

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times K_{max.h} \quad (I.10)$$

$$K_{max.h} = \alpha_{max.h} \times \beta_{max.h} \quad (I.11)$$

❖ Débit minimal horaire $Q_{min.h}$

Ce débit correspond à la consommation horaire la plus faible de la journée. Il est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution et s'obtient à partir de la formule suivante :

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h} \times K_{min.h} \quad (I.12)$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: Consommation moyenne horaire (m³/h).

$K_{min.h}$: Coefficient de variation minimale horaire.

Calcul du $K_{min.h}$:

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (I.13)$$

Où :

α_{min} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération, sa valeur varie de [0.4 à 1.4]. Pour notre étude on prend : $\alpha_{min} = 0.5$.

β_{min} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, et sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (I.14): Les valeurs de β_{min}

Population $\times 10^3$	<1.0	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	1000
β_{min}	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.85	1

Tableau (I.15): Consommation minimale horaire

chaîne	village	Nb habitant	α_{min}	β_{min}	K_{min}	$Q_{moy.j}$	$Q_{moy.h}$	$Q_{min.h}$
01	Le chef-lieu	5587	0.5	0,37	0,185	1043.2	43,46	8,04
	Iouegranene	559		0,1	0,05	101.3	4,22	0,211
	Aourir	1118		0,1	0,05	203	8,46	0,423
	Djedida	838		0,1	0,05	152.9	6,37	0,319
	Ichou	559		0,1	0,05	100.7	4,19	0,21
02	Tizi Tegrarth	908	0.5	0,1	0,05	164.4	6,85	0,343
	Bouhekfa	1816		0,13	0,065	328.8	13,7	0,891
	Tighilt Oumeggag	1676		0,12	0,06	305	12,71	0,763
03	Handis	1537	0.5	0,11	0,055	280.8	11,7	0,644
	Ichoukar	629		0,1	0,05	113.9	4,74	0,237
	Taourirth Ouabla	3492		0,24	0,12	644.8	26,86	3,223
	Tizi Alouane	1537		0,11	0,055	285	11,86	0,652
	Guenzet	1118		0,1	0,05	209	8,71	0,436
	Ouizran	1118		0,1	0,05	215.8	8,99	0,45
	Iamourene	210		0,1	0,05	37.8	1,64	0,0821
total	15	22702	/	/	/	1002	166.08	16,502

❖ **Débit maximal horaire (Débit de pointe)**➤ **Calcul du $K_{max.h}$**

Ce coefficient nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée.

La valeur de $K_{max.h}$ est déterminée par la formule suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.13)$$

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

Nous prendrons dans notre cas : $\alpha_{\max} = 1.2$

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Le tableau ci-dessous présente les valeurs maximales des paramètres α , β et K_{\max} , ainsi que les débits de pointe correspondants

Tableau (I.16): Les valeurs de β_{\max}

Population $\times 10^3$	<1.0	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Tableau (I.17): Consommation maximale horaire

chaîne	village	Nb habitant	α_{\max}	β_{\max}	K_{\max}	$Q_{\text{moy},j}$	$Q_{\text{moy},h}$	$Q_{\text{max},h}$
01	Le chef-lieu	5587	1.3	1,42	1,846	1043.2	43,46	80,239
	Iouegranene	559		2	2,6	101.3	4,22	10,974
	Aourir	1118		1,95	2,535	203	8,46	21,442
	Djedida	838		2	2,6	152.9	6,37	16,564
	Ichou	559		1,12	1,456	100.7	4,19	6,109
02	Tizi Tegrarth	908	1.3	2	2,6	164.4	6,85	17,810
	Bouhekfa	1816		1,74	2,262	328.8	13,7	30,989
	Tighilt Oumeggag	1676		1,76	2,288	305	12,71	29,077
03	Handis	1537	1.3	1,79	2,327	280.8	11,7	27,226
	Ichoukar	629		2	2,6	113.9	4,74	12,339
	Taourirth Ouabla	3492		1,53	1,989	644.8	26,86	53,438
	Tizi Alouane	1537		1,79	2,327	285	11,86	27,633
	Guenzet	1118		1,95	2,535	209	8,71	22,076
	Ouizran	1118		1,95	2,535	215.8	8,99	22,794
	Iamourene	210		2	2,6	37.8	1,64	4,095
TOTAL	15	22702	/	/	/	1002	166.08	382,805

I.4. Conclusion :

Ce chapitre a permis de collecter les données nécessaires sur la zone d'étude et d'évaluer les besoins en eau de la population.

D'après les résultats de l'estimation des besoins en eau potable pour les trois chaînes d'adduction à l'horizon 2050, en intégrant toutes les catégories de consommation, montre que les débits nécessaires sont bien couverts par les forages existants. Les forages Aftis et Azouz (28 L/s), Ath Lahdir (16 L/s) et Azaghar (30 L/s) assurent chacun l'alimentation de leur réseau sans risque de déficit, garantissant ainsi un approvisionnement stable et suffisant pour les années à venir. Ces informations seront essentielles pour la suite de notre étude et serviront de base pour le développement du projet.

CHAPITRE II

Réservoirs

Chapitre II : Réservoirs**II.1. Définition d'un réservoir**

Le réservoir d'eau est une construction de stockage destinée à entreposer l'eau, et placée en général sur un sommet géographique pour permettre de la distribuer sous-pression. L'entreposage de l'eau dans un réservoir joue un rôle de tampon entre le débit consommé et celui approvisionné.

Ils se distinguent en fonction de :

- ✓ Leur position par rapport au sol (réservoirs enterrés, semi-enterrés, au sol, sur tour)
- ✓ Les matériaux employés (réservoirs en béton armé, métalliques, en Stratifié Verre résine) ;
- ✓ Leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués) ;
- ✓ Leur forme (parallélépipédique, cylindrique, conique, sphérique) ;
- ✓ Leur fonction (stockage, reprise pour hauteur de refoulement importante, brise charge pour distribution étagée.

II.2. Le rôle d'un réservoir [3]

Un réservoir d'eau joue un rôle essentiel dans un système d'alimentation en eau potable.

- ✓ Il assure une production continue, indépendamment des variations instantanées de la demande;
- ✓ Il permet également la mise en pression du réseau pour garantir une distribution efficace.
- ✓ le réservoir constitue une réserve stratégique permettant de :
 - Répondre aux pics de consommation périodiques (journaliers, hebdomadaires ou saisonniers) ;
 - Faire face aux situations d'urgence comme les incendies, les pannes ou les interruptions de production ;
 - Assurer la continuité de service dans un système interconnecté, même lors de la mise en arrêt temporaire d'un autre réservoir.

II.3. Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude

Les choix d'implantation doivent tenir compte de plusieurs critères, notamment la possibilité d'assurer une alimentation gravitaire de l'agglomération, la disponibilité d'un terrain constructible, ainsi que la proximité des stations de reprise pour faciliter leur intégration.

II.4. Choix de type du réservoir

La topographie accidentée de la région rend les réservoirs circulaires semi-enterrés particulièrement adaptés, car ils offrent une solution à la fois technique et économique.

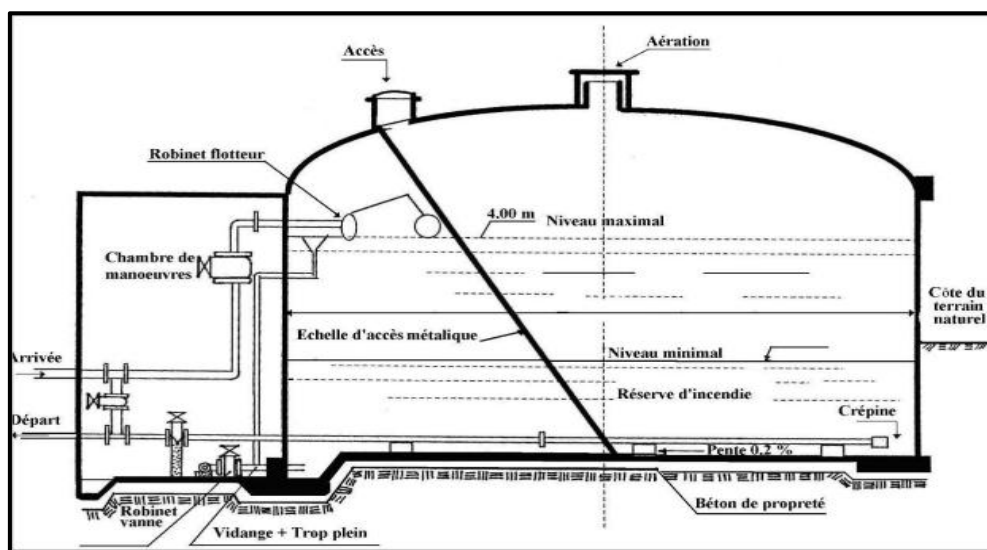


Figure (II.1): Schéma général d'un réservoir.

II.5. Equipements des réservoirs

II.5.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction doit pouvoir être obturée à l'arrivée dans le réservoir lorsque le niveau maximal est atteint : par un robinet flotteur en cas d'alimentation gravitaire, ou par un dispositif d'arrêt du moteur en cas de refoulement.

L'adduction se fait par surverse ou en pipe, soit avec une extrémité noyée, soit en chute libre.

II.5.2. Conduite de distribution

Pour éviter l'aspiration des boues et sables décantés, le départ de la conduite doit être situé à 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier. En cas de baisse du niveau d'eau, une hauteur minimale

de 0,5 m doit être maintenue au-dessus de la conduite. Afin d'assurer un bon brassage, le départ sera placé à l'opposé de l'arrivée, et équipé d'un robinet vanne.

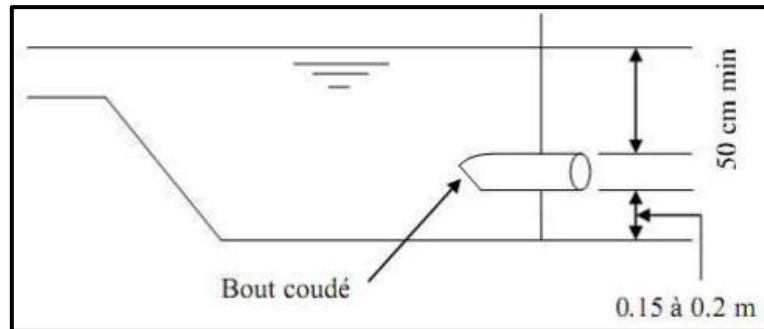


Figure II.2 : Conduite de distribution dans un réservoir.

II.5.3. Conduite de Trop-plein

Il a pour rôle de limiter le niveau de l'eau en évacuant tout débit excédentaire.

II.5.4. Conduite de vidange

Indispensable pour les opérations d'entretien telles que le nettoyage ou les réparations, elle démarre au point bas du réservoir, se raccorde à la conduite de trop-plein et est munie d'un robinet-vanne.

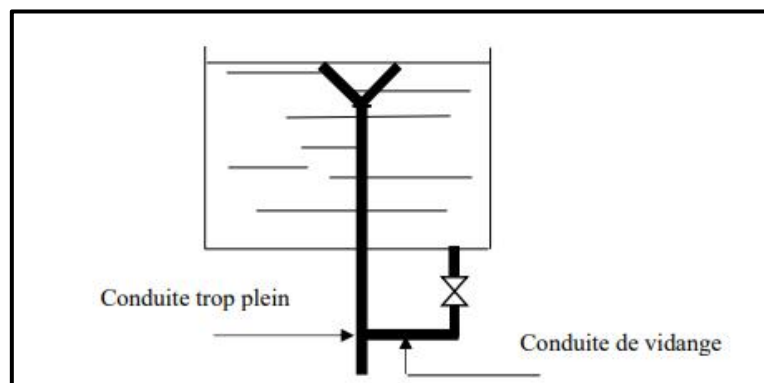


Figure II.3 : Conduite trop-plein et de vidange dans un réservoir.

II.5.5. Conduite de by-pass

En cas d'arrêt des réservoirs pour entretien ou réparation, une connexion entre les deux conduites d'adduction et de distribution permet d'assurer la continuité du service. En régime normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée ; en mode by-pass, on ferme 1 et 2 et on ouvre 3.

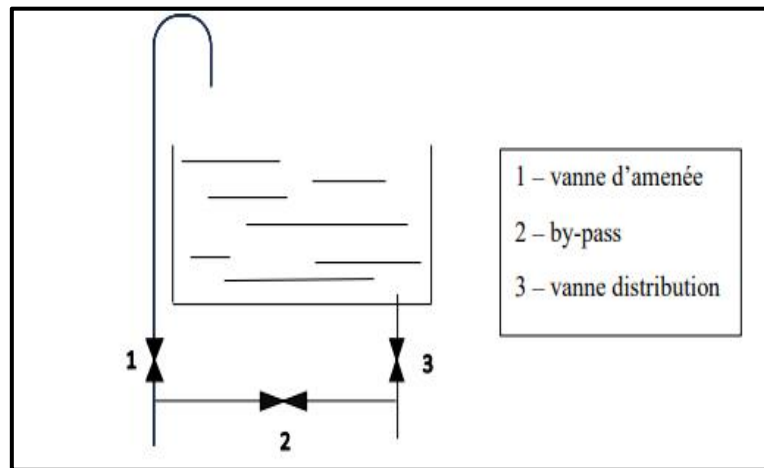


Figure II.4 : Emplacement de conduite by-pass entre deux conduites d'adduction et de distribution.

II.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour préserver la réserve d'eau destinée à la lutte contre l'incendie, un dispositif à siphon est utilisé : il se désamorce lorsque le niveau minimal est atteint, empêchant ainsi toute utilisation en temps normal. En fonctionnement courant, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 fermée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne 2 pour accéder à la réserve.

II.6. Capacité du réservoir

II.6.1. Détermination de la valeur de P (%)

✧ Coefficient horaire de pointe ($K_{max.h}$)

On dispose, pour chaque zone, du coefficient de variation horaire $K_{max.h}$;

Le tableau de l'annexe répartit le débit journalier maximal sur les 24 heures.

✧ Répartition de l'apport d'eau

Adduction gravitaire : apport réparti sur 24 h;

Adduction par refoulement : apport limité à 20 h de pompage.

✧ Bilan horaire entrant / sortant

À chaque heure, on calcule $\Delta V = \text{apport} - \text{consommation}$

ΔV positif : surplus mis en réserve;

ΔV négatif : déficit puisé dans la réserve.

✧ Calcul du cumul horaire :

On additionne successivement les ΔV : le cumul le plus élevé représente le volume de stockage requis (P_{max}).

II.6.2. Volume total du réservoir

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_{res} + V_{inc} \quad (II.1)$$

Avec :

V_t : Volume total ;

V_{res} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;

V_{inc} : Reserve d'incendie;

$V_{inc} = 120 m^3$.

II.7. Dimensionnement des réservoirs

✧ La première chaîne d'adduction

II.7.1. Dimensionnement des bâches d'eau de la station de reprise Aourir :

La station de reprise Tawint refoule vers le réservoir Djadida avec un débit :

$$Q_{max,j} = 426.97 m^3 / j$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min :

$$V_{sr} = Q_{max,h} * 0,5h = (426.97 * 0,5) / 20 = 10.67 m^3$$

La capacité de la bâche de la station de reprise Djadida est de : $50 m^3$

II.7.2. Dimensionnement du réservoir Djadida

Le réservoir assurera l'alimentation en eau des villages de Djadida (838 hab) et Aourir (1118 hab) par gravité, avec un débit :

$$Q_{max,j} = 426.97 m^3 / j$$

$$\text{Djadida : } Q_{max,j} = 183.46 m^3 / j$$

$$\text{Aourir : } Q_{max,j} = 243.51 m^3 / j$$

Les deux villages comptent environ 1956 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec : $\alpha_{max} = 1,3$

$\beta_{max} = 1,71$ (dépendant du nombre d'habitants)

$$K_{max} = 1,3 \times 1,71 = 2,223$$

Tableau (II.1): Dimensionnement du Réservoir Djadida

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0 - 1	5	0,6	4,4	0	13,2
1 - 2	5	0,6	4,4	0	17,6
2 - 3	5	1,2	3,8	0	21,4
3 - 4	5	2	3	0	24,4
4 - 5	5	3,5	1,5	0	25,9
5 - 6	5	3,5	1,5	0	27,4
6 - 7	5	4,5	0,5	0	27,9
7 - 8	5	10,2	0	-5,2	22,7
8 - 9	5	8,8	0	-3,8	18,9
9 - 10	5	6,5	0	-1,5	17,4
10 - 11	5	4,1	0,9	0	18,3
11 - 12	5	4,1	0,9	0	19,2
12 - 13	5	3,5	1,5	0	20,7
13 - 14	5	3,5	1,5	0	22,2
14 - 15	5	4,7	0,3	0	22,5
15 - 16	5	6,2	0	-1,2	21,3
16 - 17	5	10,4	0	-5,4	15,9
17 - 18	5	9,4	0	-4,4	11,5
18 - 19	0	7,3	0	-7,3	4,2
19 - 20	0	1,6	0	-1,6	2,6
20 - 21	0	1,6	0	-1,6	1
21 - 22	0	1	0	-1	0
22 - 23	5	0,6	4,4	0	4,4
23 - 24	5	0,6	4,4	0	8,8
Total	100	100	33	-33	

On aura donc :

$$P \% = |V_{max}| = 27,9 \%$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 27,9 \times \frac{426,97}{100} = 119,12 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 119,12 + 120 = 239,12 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 200 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau des villages.

La capacité du réservoir Djadida est de 250 m³ (200+50).

Les réservoir existant : $V = 200 \text{ m}^3$

Le réservoir à projeter : $V = 50 \text{ m}^3$

II.7.3. Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Tawint

La station de reprise Tawint refoule vers le réservoir Essouk avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 384.18 \text{ m}^3/\text{j}$$

Et vers le réservoirs Ivounachen avec un débit : $Q_{\max,j} = 1536.74 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\max,j} = 1920.92 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min :

$$V_{sr} = Q_{\max,j} \cdot h \cdot 0,5 = (1920.92 \cdot 0,5) / 20 = 48.02 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de la station de reprise Tawint est de : 50 m^3

II.7.4. Dimensionnement du réservoir Ivounachen

Le réservoir assurera l'alimentation en eau de 03 villages par gravité, avec un débit :

Guendouze (chef-lieu) : La population du village de Guendouze est estimée à 5 244 habitants. Le réservoir Ivounachen assure l'alimentation de 69,3 % de cette population, ce qui correspond également à 69,3 % du débit journalier maximal requis pour le village de Guendouze : $Q_{\max,j} = 867.57 \text{ m}^3/\text{j}$

Iouegranene (559 hab) : $Q_{\max,j} = 121.46 \text{ m}^3/\text{j}$

Ichou (559 hab) : $Q_{\max,j} = 120.74 \text{ m}^3/\text{j}$

Les trois villages comptent environ 4990 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

avec : $\alpha_{\max} = 1,3$

$$\beta_{\max} = 1,45 \text{ (valeur dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{\max} = 1,3 \times 1,45 = 1,885$$

Il assure le refoulement vers le réservoir Djadida avec un débit de : $Q_{\max,j} = 426.97 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\max,j} = 1536,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{\max}| = 20,375 \% \text{ (voir annexe (2))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100} = 20,375 \times \frac{1536,74}{100} = 313,10 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 313,10 + 120 = 433,10 \text{ m}^3$$

Les deux réservoirs de 300 m^3 déjà construits permettent de satisfaire sans difficulté les besoins en eau des villages.

II.7.5. Dimensionnement du réservoir Essouk

Le réservoir assurera l'alimentation de 30,7% de la population du village Guendouze (le chef-lieu) par gravité, avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 384.18 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le village compte environ 1715 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

avec : $\alpha_{\max} = 1,3$

$$\beta_{\max} = 1,76 \text{ (dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{\max} = 1,3 \times 1,76 = 2,288$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{\max}| = 27 \% \text{ (voir annexe (3))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100} = 27 \times \frac{384.18}{100} = 103,73 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 103.73 + 120 = 223.73 \text{ m}^3$$

Les deux réservoirs de 75 m^3 déjà construits ne suffisent pas à couvrir les besoins en eau du village.

La capacité du réservoir Essouk est de 200 m^3 ($75+75+75$).

Les réservoir existant : $V=2 \times 75 \text{ m}^3$

Le réservoir à projeter : $V= 75 \text{ m}^3$

✧ La deuxième chaîne d'adduction

II.7.6. Dimensionnement du réservoir Ainour

Le réservoir assurera l'alimentation en eau des villages de Bouchekfa et Tighilt Oumeggag par gravité, avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 561,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

Bouchekfa (1816 hab) : $Q_{\max,j} = 394,52 \text{ m}^3/\text{j}$

Tighilt Oumeggag : La population du village de Tighilt Oumeggag est estimée à 1676 habitants.

Le réservoir Ainour assure l'alimentation de 45,5 % de cette population, ce qui correspond également à 45,5 % du débit journalier maximal requis pour le village de Tighilt Oumeggag :

$$Q_{\max,j} = 166.64 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les deux villages comptent environ 2579 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad , \quad \text{avec : } \alpha_{\max} = 1,3$$

$$\beta_{\max} = 1,59 \text{ (dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{\max} = 1,3 \times 1,59 = 2,067.$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{\max}| = 20,828 \% \text{ (voir annexe (4))}$$

$$V_{\text{res}} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100} = 20,828 \times \frac{561,16}{100} = 116,88 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 116,88 + 120 = 236,88 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 150 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau du village.

La capacité du réservoir Ainour est de 250 m³ (150+100).

Le réservoir existant : $V= 150 \text{ m}^3$

Le réservoir à projeter : $V= 100 \text{ m}^3$

II.7.7. Dimensionnement des bâches d'eau des stations de reprises Ouzwaghen et Tala Teskouma

Le pompage est assuré en deux phases : d'abord de la station de reprise Ouzwaghen vers la station de reprise Tala Teskouma puis jusqu'aux réservoir Timedouchine, selon un débit précis :

$$Q_{\max,j} = 1126,58 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min :

$$V_{sr} = Q_{\max} \cdot h \cdot 0,5 = (1126,58 \cdot 0,5) / 20 = 28,02 \text{ m}^3$$

La capacité de la bâche de la station de reprise Ouzwaghen est de : 50 m^3

La capacité de la bâche de la station de reprise Tala Teskouma est de : 50 m^3

II.7.8. Dimensionnement du réservoir Timedouchine

Le réservoir assurera l'alimentation du réservoir Ainour par gravité, avec un débit : $Q_{\max,j} = 561,16 \text{ m}^3/\text{j}$

Le réservoir alimente 41,5 % du village de Tighilt Oumeggag, par gravité. La population totale de Tighilt Oumeggag est estimée à 1 676 habitants, Ce qui correspond également à 41,5 % du débit journalier maximal requis pour le village de Tighilt Oumeggag.

$$Q_{\max,j} = 151,79 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le village compte environ 695 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} ,$$

$$\text{Avec : } \alpha_{\max} = 1,3$$

$$\beta_{\max} = 2 \text{ (dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{\max} = 1,3 \times 2 = 2,6$$

$$Q_{\max,j} = 712,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{\max}| = 23,558 \% \text{ (voir annexe (5))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 23,558 \times \frac{712,95}{100} = 167,96 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 167,96 + 120 = 287,96 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 150 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau du village.

La capacité du réservoir Timedouchine est de 250 m³ (150+150).

Le réservoir existant : V= 150 m³

Le réservoir à projeter : V= 150 m³

✧ La troisième chaîne d'adduction

II.7.9. Dimensionnement des bâches d'eau de la station de reprise Ouizrane

La station de reprise Ouizrane refoule vers le réservoir Ouizrane avec un débit :

$$Q_{max,j} = 219,72 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Et vers le réservoir Tighilt n Bouanda avec un débit :

$$Q_{max,j} = 38,9 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{max,j} = 258,62 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min :

$$V_{sr} = Q_{max,h} * 0,5 \text{ h}$$

$$V_{sr} = (258,62 * 0,5) / 20$$

$$V_{sr} = 6,47 \text{ m}^3$$

La capacité de la bâche de la station de reprise Ouizrane est de : 30 m³

II.7.10. Dimensionnement du réservoir Ouizrane

Le réservoir assurera l'alimentation de 85% de la population du village Ouizrane par gravité, avec un débit :

$$Q_{max,j} = 219,72 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Le village compte environ 950 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

$$\alpha_{max} = 1,3$$

$$\beta_{max} = 2 \text{ (dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{max} = 1,3 \times 2 = 2,6$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{max}| = 27,9 \% \text{ (voir annexe (6))}$$

$$V_{res} = P \% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 27,9 \times \frac{219,72}{100} = 61,30 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 61,30 + 120 = 181,30 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 100 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau du village Ouizrane.

La capacité du réservoir Ouizrane est de 200 m³ (100+100).

Le réservoir existant : V= 100 m³

Le réservoir à projeter : V= 100 m³

II.7.11. Dimensionnement du réservoir Tighilt Bouanda

Le réservoir alimente 15 % du quartier Tighilt Bouanda, situé dans le village Ouizrane , par gravité. La population totale de Ouizrane est estimée à 1118 habitants, Ce qui correspond également à 15 % du débit journalier maximal requis pour le village de Tighilt Oumeggat .

$$Q_{max,j} = 38,9 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le village compte environ 168 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par : $K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$

avec : $\alpha_{max} = 1,3$

$$\beta_{max} = 2 \text{ (valeur dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{max} = 1,3 \times 2 = 2,6$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{max}| = 27,9 \% \text{ (voir annexe (7))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 27,9 \times \frac{38,9}{100} = 10,85 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 10,85 + 120 = 130,85 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 30 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau du Tighilt n Bouanda.

La capacité du réservoir Tighilt n Bouanda est de 130 m³ (30+100).

Le réservoir existant : V= 30 m³

Le réservoir à projeter : V= 100 m³

II.7.12. Dimensionnement des bâches d'eau de la station de reprise Guenzet

La station de reprise Guenzet refoule vers le réservoir Guenzet avec un débit :

$$Q_{max,j} = 250,8 \text{ m}^3 / j$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min :

$$V_{sr} = Q_{max,h} \times 0,5h = (250,8 \times 0,5) / 20 = 6,27 \text{ m}^3$$

La capacité de la bâche de la station de reprise Guenzet est de : m³

II.7.13. Dimensionnement du réservoir Guenzet

Le réservoir assurera l'alimentation en eau du village Guenzet (1118 hab) par gravité, avec un débit :

$$Q_{max,j} = 250,8 \text{ m}^3 / j$$

Le village compte environ 1118 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} , \quad \text{avec : } \alpha_{max} = 1,3$$

$$\beta_{max} = 1,95 \text{ (dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{max} = 1,3 \times 1,95 = 2,535$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{max}| = 27,9 \% \text{ (voir annexe (8))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 27,9 \times \frac{250,8}{100} = 69,97 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 69,97 + 120 = 189,97 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 100 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau du village Guenzet.

La capacité du réservoir Guenzet est de 200 m³ (100+100).

Le réservoir existant : V= 100 m³

Le réservoir à projeter : V= 100 m³

II.7.14. Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Ghadi

La station de reprise Ghadi refoule vers les deux réservoirs Taourirt Ouabla avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 1695,41 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min.

$$V_{sr} = Q_{\max,h} * 0,5h = (1695,41 * 0,5) / 20 = 42,39 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de la station de reprise Taourirt Ouabla est de : 50 m³

II.7.15. Dimensionnement du réservoir Taourirt Ouabla

Le réservoir assurera l'alimentation en eau de 03 villages par gravité, avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 1146.83 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Taourirt Ouabla (3492 hab) : } Q_{\max,j} = 773,67 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Tizi Alouane (1537 hab) : } Q_{\max,j} = 341,45 \text{ m}^3/\text{j}$$

Timedouchine : Le réservoir alimente 13% village de Tighilt Oumeggag, par gravité. La population totale de Tighilt Oumeggag est estimée à 1 676 habitants, Ce qui correspond également à 13% du débit journalier maximal requis pour le village de Tighilt Oumeggag

$$Q_{\max,j} = 31,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les trois villages comptent environ 5247 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec :

$$\alpha_{\max} = 1,3$$

$$\beta_{max} = 1,44 \text{ (valeur dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{max} = 1,3 \times 1,44 = 1,872$$

Il assure le refoulement vers trois réservoirs Ouizrane, Tighilt n Bouanda et Guenzet avec un débit : $Q_{max,j} = 548,55 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\text{Ouizrane : } Q_{max,j} = 258,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Tighilt n Bouanda : } Q_{max,j} = 38,9 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Guenzet : } Q_{max,j} = 250,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{max,j} = 1695,41 \text{ m}^3/\text{j}$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{max}| = 17,689 \% \text{ (voir annexe (9))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 17,689 \times \frac{1695,41}{100} = 299,9 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 299,9 + 120 = 419,9 \text{ m}^3$$

Les deux réservoirs de 300 m^3 déjà construits permettent de satisfaire sans difficulté les besoins en eau des villages.

II.7.16. Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Iamourene

La station de reprise Iamourene refoule vers le réservoir Handis et le village Iamourene avec un débit :

$$\text{Réservoir Handis : } Q_{max,j} = 2168,99 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Village Iamourene : } Q_{max,j} = 47,09 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 min :

$$V_{sr} = Q_{max} \cdot h \cdot 0,5h = (2216,08 \cdot 0,5) / 20 = 55,40, \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de la station de reprise Handis est de : 75 m^3

II.7.17. Dimensionnement du réservoir Handis

Le réservoir assurera l'alimentation en eau des villages de Handis et Ichoukar par gravité, avec un débit :

$$Q_{max,j} = 473.58 \text{ m}^3/\text{j}$$

Handis (1537 hab) : $Q_{max,j} = 336,95 \text{ m}^3/\text{j}$

Ichoukar (629 hab) : $Q_{max,j} = 136,63 \text{ m}^3/\text{j}$

Les deux villages comptent environ 2166 habitants.

Le coefficient journalier de pointe est défini par :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

avec :

$$\alpha_{max} = 1,3$$

$$\beta_{max} = 1,67 \text{ (valeur dépendant du nombre d'habitants)}$$

$$K_{max} = 1,3 \times 1,67 = 2,171$$

Il assure le refoulement vers le réservoir Taourirt Ouabla avec un débit de :

$$Q_{max,j} = 1695,41 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{max,j} = 2168,99 \text{ m}^3/\text{j}$$

On aura donc :

$$P \% = |V_{max}| = 12,273 \% \text{ (voir annexe (10))}$$

$$V_{res} = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 12,273 \times \frac{2168,99}{100} = 266,2 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 266,2 + 120 = 386,2 \text{ m}^3$$

Le réservoir de 300 m³ déjà construit ne suffit pas à couvrir les besoins en eau des villages .

La capacité du réservoir Handis est de 400 m³ (300+100).

Le réservoir existant : V= 300 m³

Le réservoir à projeter : V= 100 m³

II.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs nécessaires pour assurer une alimentation en eaux potable fiable et continue dans la zone d'étude.

Le tableau suivant présente l'ensemble des réservoirs existants et projetés, suite au dimensionnement effectué, afin de satisfaire les besoins de stockage estimés à l'horizon 2050.

Tableau II.11 : Synthèse des réservoirs existants et projetés selon les prévisions de 2050

La chaîne d'adduction	Les réservoirs	La capacité du réservoir existant (m^3)	Le volume de stockage du réservoir prévu pour 2050 (m^3)	La capacité du réservoir projeté (m^3)
01	Djadida	200	239,12	50
	Ivounachen	2×300	433,10	/
	Essouk	2×75	223,73	75
02	Ainour	150	236,88	100
	Timedouchine	150	287,96	150
03	Ouizrane	100	181,30	100
	Tighilt n Bouanda	30	130,85	100
	Guenzet	100	189,97	100
	Taourirt Ouabla	2×300	419,9	/
	Handis	300	386,2	100

CHAPITRE III

Adduction

Chapitre III : Adduction**III.1. Introduction**

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques et moyens utilisés pour capter, transporter et acheminer l'eau depuis sa source (nappe, rivière, station de pompage ou de traitement) jusqu'aux lieux de stockage ou de consommation (habitations, industries, agriculture).

III.2. Type d'adduction

- ❖ **Adduction gravitaire** : l'écoulement de l'eau sous des pressions élevée dû à la différence de niveaux hydrauliques, où l'altitude de la source est plus élevée que celle du point de consommation. Cela permet à l'eau de se déplacer naturellement par gravité, sans avoir besoin de pompes, d'où le principe du château d'eau.
- ❖ **Adduction par refoulement** : Ce mode d'adduction fonctionne sous pression, à l'aide d'une pompe et de machines hydromécaniques. Il est utilisé lorsque l'altitude du plan d'eau du point de départ de la conduite est inférieure à la cote piézométrique du plan d'eau du point d'arrivée.
- ❖ **Adduction mixte** : Ce mode d'adduction combine l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement. La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire, et inversement, grâce à un raccordement entre ces deux types de conduites, appelé réservoir tampon.

III.3. Critères de choix pour le tracé d'un réseau d'adduction

Le tracé d'un réseau d'adduction d'eau doit répondre à plusieurs critères essentiels, qui prennent en compte à la fois des considérations techniques, économiques et environnementales. L'objectif est d'assurer un acheminement efficace, durable et rentable de l'eau, tout en minimisant les coûts d'investissement et en facilitant la maintenance à long terme.

III.3.1. Critères Topographiques et Techniques

- ❖ **Topographie du terrain** : Le profil tracé doit être simple et court pour limiter les coûts de terrassement et d'installation de la conduite, en minimisant les variations de profondeur.

- ❖ **Profil du tracé :** Le tracé doit faciliter l'évacuation de l'air, car toute accumulation d'air dans la conduite pourrait causer des ruptures de la veine liquide, réduisant ainsi l'efficacité du système.
- ❖ **Courbes ouvertes :** Le tracé doit être conçu avec des courbes larges pour éviter les virages serrés, qui augmenteraient la résistance hydraulique et compliqueraient la maintenance.
- ❖ **Contre-pentes à éviter :** Il faut éviter autant que possible les contre-pentes, car elles peuvent provoquer des accumulations d'air difficiles à évacuer et rendre l'exploitation du réseau plus complexe.

III.3.2. Critères Économiques et Pratiques

- ❖ **Réduction des coûts :** Le tracé doit être optimisé pour minimiser les coûts d'investissement tout en respectant les contraintes techniques, en adoptant une trajectoire directe et un profil uniforme pour éviter l'ajout d'équipements complexes.
- ❖ **Maintenance et accessibilité :** Il est crucial de prendre en compte l'accès pour la maintenance et les réparations. Le tracé doit permettre des interventions faciles, et il est conseillé d'installer des robinets de sectionnement sur les longues sections (plusieurs kilomètres) pour faciliter d'éventuelles réparations.
- ❖ **Contraintes environnementales :** Il convient de considérer les infrastructures existantes (routes, bâtiments, etc.) pour réduire l'impact environnemental et limiter les nuisances lors des travaux d'installation.

III.3.3. Critères de Sécurité et d'Optimisation

Le tracé doit garantir la sécurité de l'approvisionnement en eau en évitant les zones exposées à des risques environnementaux (inondations, glissements de terrain,... etc).

Pour les zones difficiles d'accès, il doit anticiper les obstacles spécifiques tels que les variations de terrain ou les zones urbaines denses, tout en tenant compte des coûts de construction supplémentaires.

III.4. Choix des types de conduites

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide doit prendre en compte à la fois des aspects techniques et économiques. Ce choix est déterminé par plusieurs critères, tels que :

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Les revêtements ;
- La disponibilité ;
- Prix unitaire ;
- Type de sol ;
- le coût de transport qui reste un paramètre important.

Dans le cadre de ce projet, plusieurs types de matériaux ont été retenus pour les conduites, en fonction des besoins spécifiques de chaque section du tracé. Ainsi, des conduites en PEHD seront utilisées à certains endroits, tandis que d'autres zones nécessiteront l'emploi de conduites en acier ou en fonte, selon les contraintes techniques, le type de sol, et les conditions d'exploitation.

III.5. Dimensionnement des Conduites

III.5.1. Objectifs du dimensionnement

- Garantir un débit suffisant
- Maintenir une pression correcte
- Minimiser les pertes de charge
- Optimiser les coûts d'installation et d'entretien

III.5.2. Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement sera selon le type d'adduction

❖ L'adduction par refoulement

Lorsqu'on conçoit un système de pompage pour transporter de l'eau, deux éléments sont étroitement liés : La conduite de refoulement et la station de pompage.

Ces deux éléments interagissent économiquement :

Si le diamètre de la conduite est petit, l'eau rencontre plus de résistance, donc la pompe doit fournir plus d'énergie, ce qui augmente les coûts d'exploitation.

Si le diamètre est grand, l'eau circule plus facilement, donc la pompe consomme moins d'énergie. Mais une conduite de grand diamètre coûte plus cher à l'achat et à l'installation.

Il faut donc trouver un équilibre entre ces deux coûts (investissement initial et coût d'exploitation). Ce point d'équilibre s'appelle le diamètre économique. C'est celui qui permet d'avoir le coût total (installation + fonctionnement) le plus bas sur la durée de vie de l'installation.

On a 2 formules pour calculer le diamètre économique : [4]

$$\text{Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre.

Q : Débit véhiculé en m^3 .

On choisira le diamètre le plus économique entre eux.

❖ L'adduction par gravité

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{III.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

D_{min} : diamètre minimal de la conduite en(m) ;

D_{max} : diamètre maximal de la conduite en (m) ;

V_{max} : vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;

V_{min} : vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.

III.5.3. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³ /s) ;

D : Diamètre de la conduite en (m).

III.5.4. Calcul des pertes de charges

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

III.5.4.1. Les pertes de charges linéaires (H_L)

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH :

$$H_L = \lambda * L * \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

H_L : pertes de charge linéaires (m) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

❖ Calcul du coefficient des pertes de charges λ

On calcule λ selon le régime d'écoulement :

- **Régime turbulent rugueux** : à l'aide de la formule de NIKURADZI

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 * \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.7})$$

- **Régime transitoire** : Il est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.8})$$

Avec :

K : rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

R_e : nombre de REYNOLDS :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.00221t^2} \quad (\text{III.10})$$

Pour : $T = 10^\circ$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.5.4.2. Pertes de charge singulières (H_S)

La perte de charge singulière est une perte de pression localisée causée par des obstacles ou des changements brusques dans une conduite (coudes, vannes, rétrécissements, etc.), Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$H_S = 0,15 \times H_L \quad (\text{III.11})$$

III.5.4.3. Perte de charge total (H_{Tot})

Elle est la somme de la perte de charge linière et singulière

$$H_{Tot} = H_L + H_S \quad (\text{III.12})$$

III.5.5. La hauteur manométrique totale (HMT)

$$\text{HMT} = H_g + H_a + H_r \quad (\text{III.13})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

H_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;

H_r : pertes de charge au refoulement (m).

III.5.6. La puissance de la pompe

$$Pa = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (III.14)$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : Rendement de la pompe (65÷90)%.

III.5.7. Énergie consommée par la pompe

Elle est fixée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \quad (III.15)$$

Avec :

E : énergie consommée (kW/an) ;

P : Puissance de pompage en (KW, h) ;

t : Nombre d'heures de pompage (24 h pour les forages, 20 h pour la station pompage).

III.5.8. Détermination des Frais d'exploitation

Le coût de l'énergie consommé par la pompe sera :

$$F_{exp} = E \times P_e \quad (III.16)$$

Avec :

E : Énergie consommée par la pompe (K.W.h) ;

P_e : Prix de l'unité de l'énergie, fixé à 4,67DA.

III.5.9. Détermination des Frais d'amortissement :

Ils se déterminent par l'expression suivante :

$$F_{am} = P_r \times A \text{ (DA)} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

P_r : prix de revient de chaque conduite en (DA/ml) ;

A : l'annuité

$$A = \left[\frac{i}{(i+1)^n - 1} \right] + i \quad (\text{III.18})$$

III.5.10. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{III.19})$$

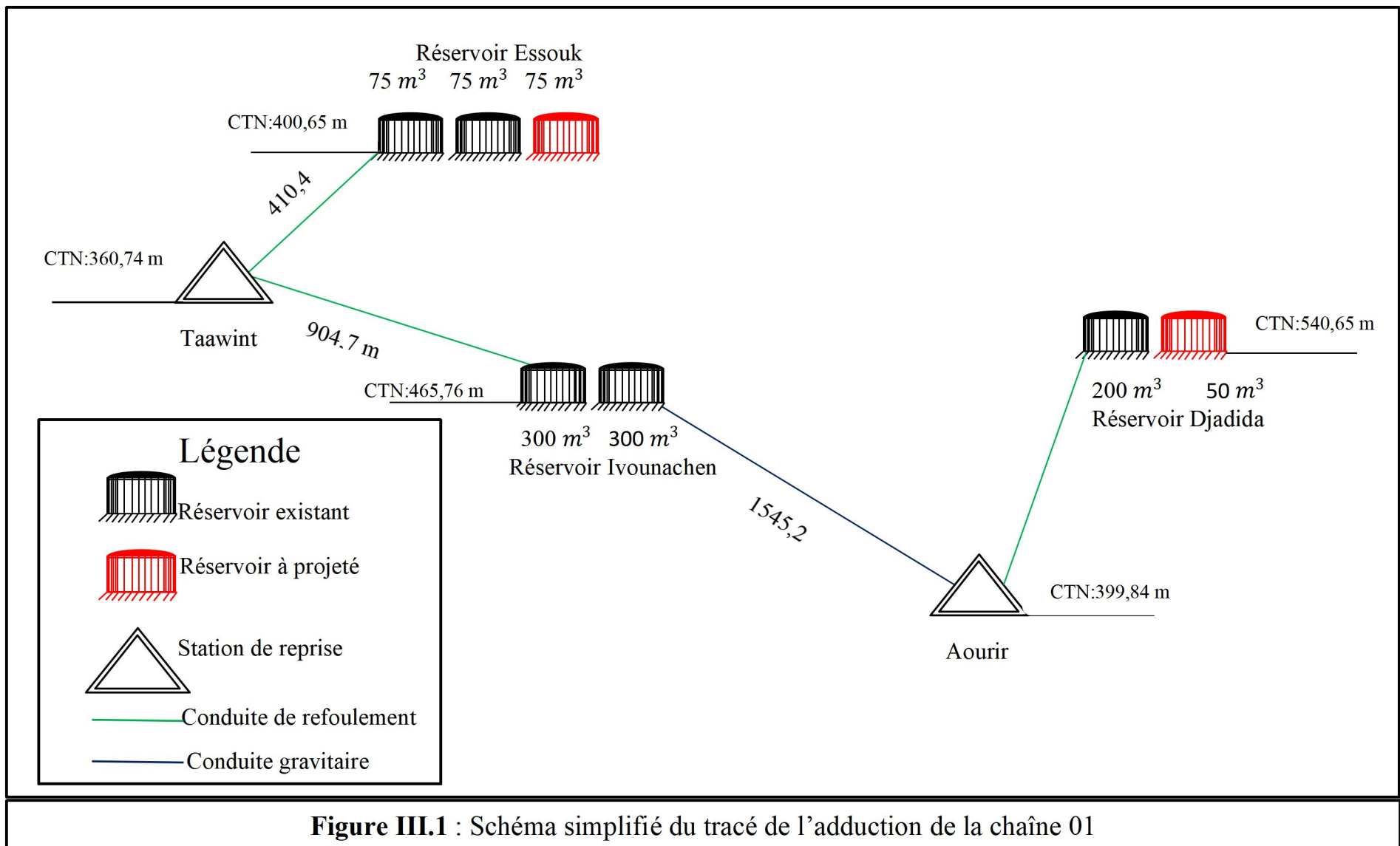
III.5.11. Prix des conduites

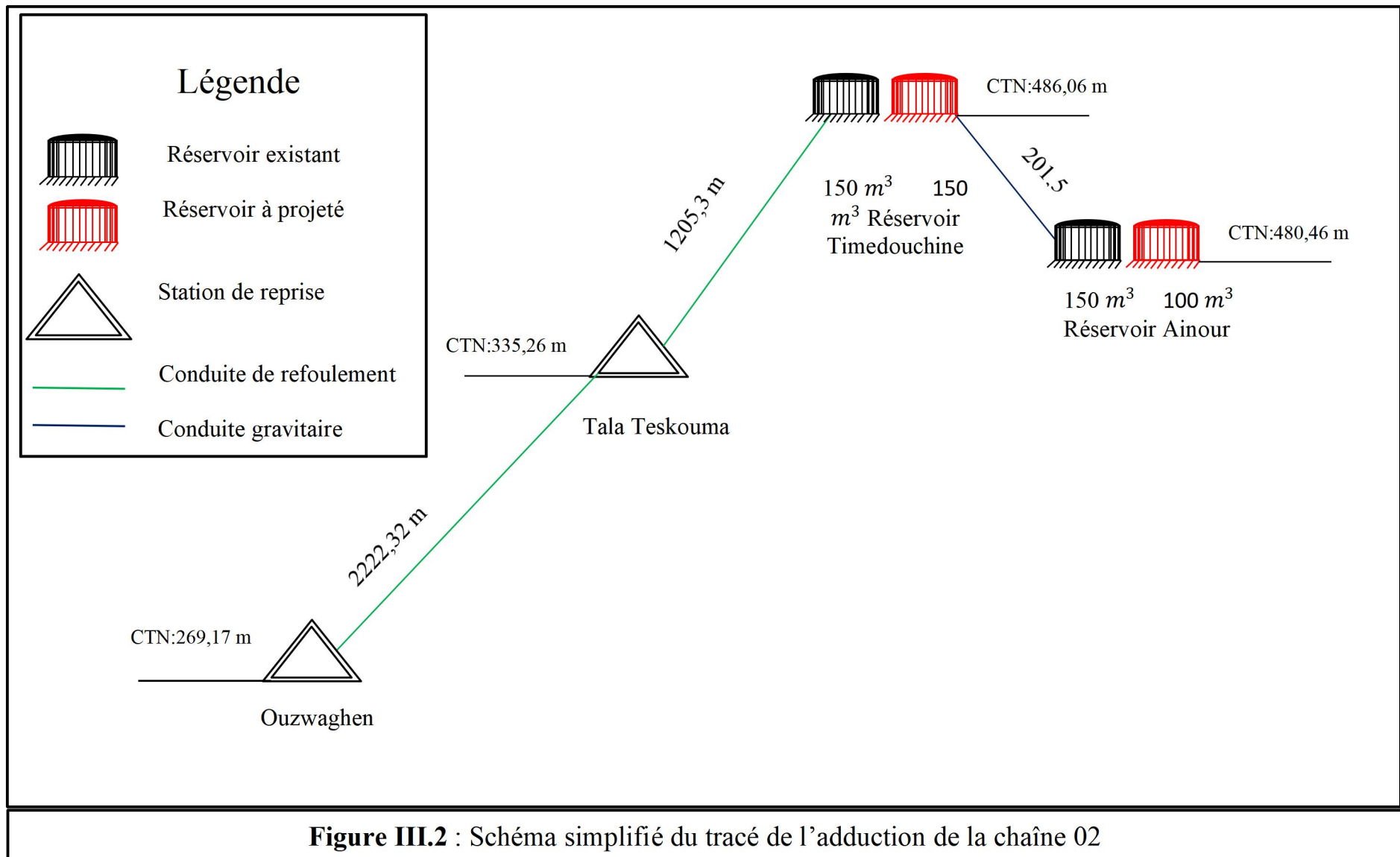
Le coût des conduites inclut les frais de transport et de pose, calculés par mètre linéaire.

III.5.12. Tracés des chaînes d'adduction de la région

Les tracés des chaînes d'adduction sont représentés de manière détaillée dans les figures (III.1), (III.2), (III.3). Ces illustrations permettent de visualiser l'ensemble du parcours suivi par les conduites, depuis la source jusqu'aux points de stockage.

Cette représentation graphique facilite la compréhension de l'implantation du système d'adduction et permet d'identifier les principales contraintes liées au tracé.





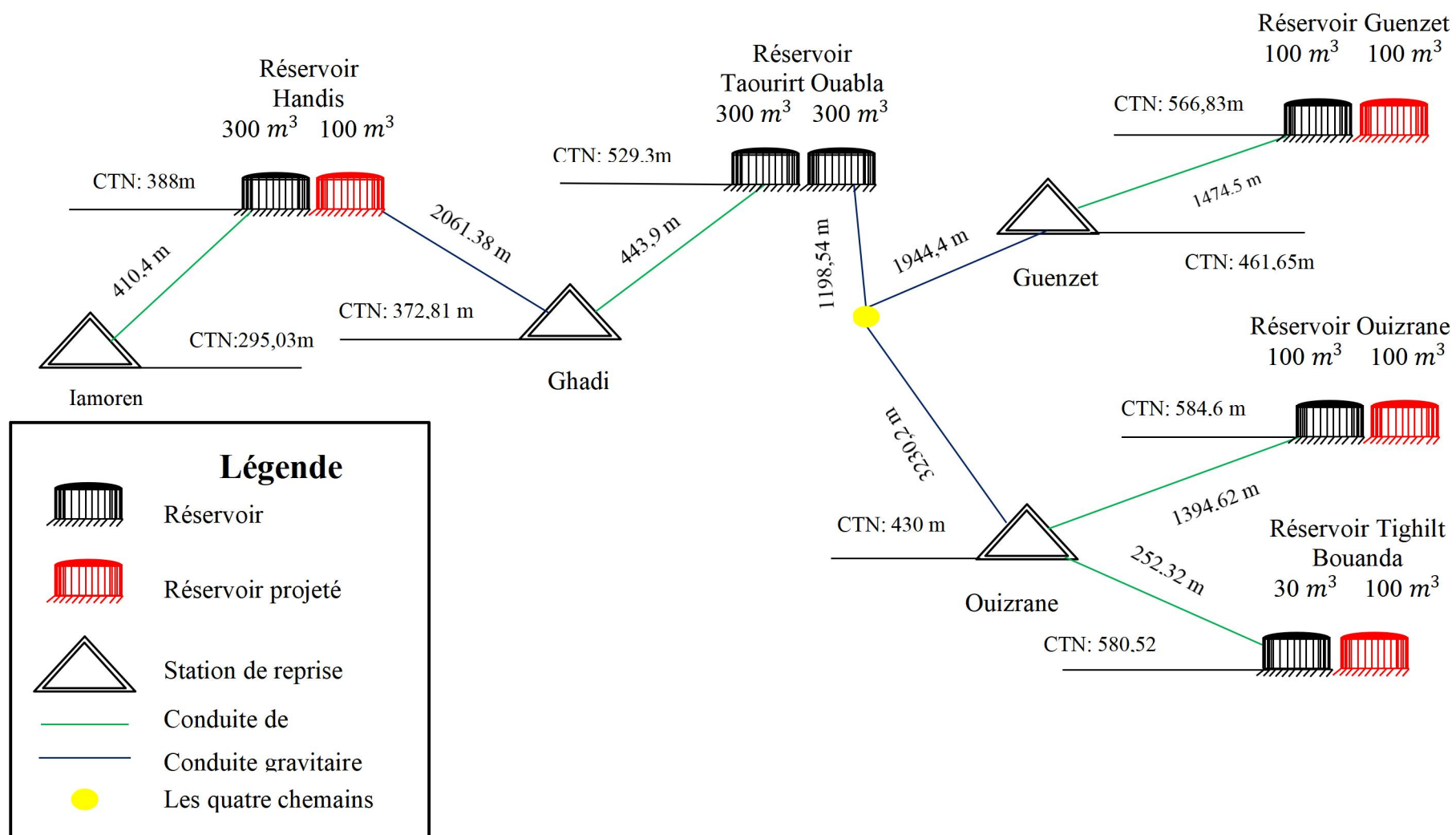


Figure III.3 :Schéma simplifier de tracé de l'adduction de la chaîne 03

III.6. Calcul du diamètre économique de l'adduction

✧ Chaîne numéro 01

III.6.1. Le tronçon station de reprise Taawint - Réservoir Essouk

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0053 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 410,38 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 404,65 - 360,74 = 43,91 \text{ m}$

D'après les formules de :

- BONNIN : $D1 = 0,073 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,109 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **80, 100, 125 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.1) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
410,38	0,08	1,055	84394,90	0,025	0,054	15,646	17,993	61,903
410,38	0,1	0,675	67515,92	0,020	0,049	4,699	5,404	49,314
410,38	0,125	0,432	54012,74	0,016	0,045	1,417	1,629	45,539

Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,08	4,291	31326,924	4,67	146296,73
0,1	3,419	24956,224	4,67	116545,57
0,125	3,157	23045,751	4,67	107623,66

Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,08	3027,42	410,38	1242392,62	0,0937	116412,19
0,1	3720,85	410,38	1526962,42	0,0937	143076,38
0,125	4544,45	410,38	1864951,39	0,0937	174745,95

Tableau (III.4) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
80	146296,73	116412,19	262708,92
100	116545,57	143076,38	259621,95
125	107623,66	174745,95	282369,60

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.4), le diamètre de 100 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 259621,95 DA et une vitesse d'écoulement de 0,675 m/s.

III.6.2. Le tronçon station de reprise Taawint - Réservoirs Ivounachen

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0213 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 904,66 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 469,76 - 360,74 = 109,02 \text{ m}$

D'après les formules de :

- BONNIN : $D1 = 0,146 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,219 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **150, 200, 250 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.5) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
904,66	0,15	1,206	180891,72	0,013	0,042	18,981	21,828	130,848
904,66	0,2	0,678	135668,79	0,010	0,038	4,078	4,690	113,710
904,66	0,25	0,434	108535,03	0,008	0,036	1,241	1,427	110,447

Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,15	36,455	266120,498	4,67	1242782,72
0,2	31,680	231263,674	4,67	1080001,36
0,25	30,771	224628,680	4,67	1049015,93

Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,15	5261,96	904,66	4760284,73	0,0937	446038,68
0,2	7178,08	904,66	6493721,85	0,0937	608461,74
0,25	9113,13	904,66	8244284,19	0,0937	772489,43

Tableau (III.8) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
150	1242782,72	446038,68	1688821,40
200	1080001,36	608461,74	1688463,09
250	1049015,93	772489,43	1821505,36

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.8), le diamètre de 200 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 1688463,09 DA et une vitesse d'écoulement de 0,678 m/s.

III.6.3. Le tronçon Réservoirs Ivounachen - Station de reprise Aourir

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0049 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1545,18 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 403,84 - 465.74 = 61,9 \text{ m}$

Calcul des diamètres :

- $D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} = 0,065 \text{ m}$
- $D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} = 0,111 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **80, 100, 125 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.9) : Calcul des pertes de charge totales

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}
1545,18	0,08	0,975	78025,48	0,025	0,054	50,354	57,908
1545,18	0,1	0,624	62420,38	0,020	0,049	15,124	17,393
1545,18	0,125	0,399	49936,31	0,016	0,045	4,559	5,243

Pour que l'eau puisse atteindre la station de reprise Aourir, il est nécessaire que la hauteur totale (H_{Tot}) soit inférieure ou égale à la hauteur géométrique (H_g). Le diamètre de 100 mm est retenu, car cette condition est satisfaite et la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables $0,5 < V < 1,5$.

Remarque : Les pertes de charge sont très faible par rapport à la hauteur géométrique disponibles, l'installation d'une vanne est nécessaire pour limiter la vitesse de l'eau et assurer un bon fonctionnement du réseau.

III.6.4. Le tronçon station de reprise Aourir - réservoir Djadida

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0059 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1189,8 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 544,65 - 399,84 = 136,81 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,077 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,115 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **80, 100, 125 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.10) : Calcul de la Hmt

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
1189,8	0,08	1,174	93949,04	0,025	0,054	56,214	64,646	201,456
1189,8	0,1	0,752	75159,24	0,020	0,049	16,884	19,417	156,227
1189,8	0,125	0,481	60127,39	0,016	0,045	5,090	5,853	142,663

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,08	15,547	113491,410	4,67	530004,88
0,1	12,056	88011,181	4,67	411012,22
0,125	11,010	80370,059	4,67	375328,17

Tableau (III.12) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,08	3027,42	1189,8	3602024,32	0,0937	337509,68
0,1	3720,85	1189,8	4427067,33	0,0937	414816,21
0,125	4544,45	1189,8	5406986,61	0,0937	506634,65

Tableau (III.13) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
80	530004,88	337509,68	867514,563
100	411012,22	414816,21	825828,426
125	375328,17	506634,65	881962,820

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.13), le diamètre de 100 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 825828,426 DA et une vitesse d'écoulement de 0,752 m/s.

✧ Chaîne numéro 02

III.6.5. Le tronçon station de reprise Ouzwaghen - station de reprise Thala Teskouma

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0156 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 2222,32 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 339,26 - 269,17 = 70,09 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,125 \text{ m}$

- BRESS : $D_2 = 0,187 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **125, 150, 200 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.14) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
2222,32	0,125	1,272	158980,89	0,016	0,045	66,461	76,430	146,520
2222,32	0,150	0,883	132484,08	0,013	0,042	25,011	28,763	98,853
2222,32	0,2	0,497	99363,06	0,010	0,038	5,373	6,179	76,269

Tableau (III.15) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,125	29,897	218248,984	4,67	1019222,75
0,15	20,171	147246,243	4,67	687639,96
0,2	15,563	113607,172	4,67	530545,49

Tableau (III.16) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,125	4544,45	2222,32	10099222,12	0,0937	946297,11
0,15	5261,96	2222,32	11693758,95	0,0937	1095705,21
0,2	7178,08	2222,32	15951990,75	0,0937	1494701,53

Tableau (III.17) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
125	1019222,75	946297,11	1965519,87
150	687639,96	1095705,21	1783345,17
200	530545,49	1494701,53	2025247,02

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.17), le diamètre de 150 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 1783345,17 DA et une vitesse d'écoulement de 0,883 m/s.

III.6.6. Le tronçon station de reprise Thala Teskouma - réservoir Timedouchine

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0099 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1205,3 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 490,06 - 335,26 = 154,8 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,099 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,149 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **100, 125, 150 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.18) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
1205,3	0,1	1,261	126114,65	0,020	0,049	48,158	55,381	210,181
1205,3	0,125	0,807	100891,72	0,016	0,045	14,517	16,695	171,495
1205,3	0,15	0,561	84076,43	0,013	0,042	5,463	6,283	161,083

Tableau (III.19) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,1	27,217	198682,573	4,67	927847,62
0,125	22,207	162112,326	4,67	757064,56
0,15	20,859	152270,051	4,67	711101,14

Tableau (III.20) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,1	3720,85	1205,3	4484740,51	0,0937	420220,19
0,125	4544,45	1205,3	5477425,59	0,0937	513234,78
0,15	5261,96	1205,3	6342240,39	0,0937	594267,92

Tableau (III.21) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
100	927847,62	420220,19	1348067,80
125	757064,56	513234,78	1270299,34
150	711101,14	594267,92	1305369,06

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.21), le diamètre de 125 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 1270299,34 DA et une vitesse d'écoulement de 0,807 m/s.

III.6.7. Le tronçon réservoir Timedouchine - réservoir Ainour

Le réservoir Timedouchine alimente le réservoir Ainour par gravité

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0065 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 201,54 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 484,46 - 486,06 = 1,6 \text{ m}$

Calcul des diamètres avec les formule (III.3) et (III.4) :

- $D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} = 0,074 \text{ m}$
- $D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} = 0,129 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **80, 100, 125, 150 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.22) : Calcul des pertes de charge totales

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}
201,54	0,08	1,294	103503,18	0,025	0,054	11,557	13,291
201,54	0,1	0,828	82802,55	0,020	0,049	3,471	3,992
201,54	0,125	0,530	66242,04	0,016	0,045	1,046	1,203
201,54	0,150	0,368	55201,70	0,013	0,042	0,394	0,453

Pour que l'eau puisse atteindre le réservoir Ainour, il est nécessaire que la hauteur totale (H_{Tot}) soit inférieure ou égale à la hauteur géométrique (H_g). Le diamètre de 125 mm est retenu, car cette condition est satisfaite et la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables $0,5 < V < 1,5$.

✧ **Chaîne numéro 03**

III.6.8. Le tronçon station de reprise lamourene - réservoir Handis

Les données :

- Le débit : $Q = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 767,25 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 392 - 295,03 = 96,97 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,173 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,26 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **200, 250 , 300 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.23) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	Λ	H_L	H_{Tot}	HMT
767,25	0,2	0,701	140127,39	0,010	0,038	3,690	4,243	101,213
767,25	0,25	0,448	112101,91	0,008	0,036	1,123	1,291	98,261
767,25	0,3	0,311	93418,26	0,007	0,034	0,426	0,490	97,460

Tableau (III.24) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,2	29,125	212612,935	4,67	992902,408
0,25	28,276	206412,513	4,67	963946,434
0,3	28,045	204728,165	4,67	956080,531

Tableau (III.25) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,2	7178,08	767,25	5507381,88	0,0937	516041,68
0,25	9113,13	767,25	6992048,99	0,0937	655154,99
0,3	11901,48	767,25	9131410,53	0,0937	855613,17

Tableau (III.26) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
200	992902,408	516041,68	1508944,090
250	963946,434	655154,99	1619101,425
300	956080,531	855613,17	1811693,697

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.26), le diamètre de 200 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 1508944,090 DA et une vitesse d'écoulement de 0,955 m/s.

III.6.9. Le tronçon réservoir Handis-station de reprise Ghadi

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0196 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 2061,38 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 376,81 - 388 = 11,19 \text{ m}$

Calcul des diamètres :

- $D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = 0,129 \text{ m}$
- $D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = 0,223 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **150, 200, 250 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.27) : Calcul des pertes de charge totales

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}
2061,38	0,15	1,110	166454,35	0,013	0,042	36,622	42,116
2061,38	0,2	0,624	124840,76	0,010	0,038	7,868	9,048
2061,38	0,25	0,399	99872,61	0,008	0,036	2,395	2,754

Pour que l'eau puisse atteindre la station de reprise Ghadi, il est nécessaire que la hauteur totale (H_{Tot}) soit inférieure ou égale à la hauteur géométrique (H_g). Le diamètre de 200 mm est retenu, car cette condition est satisfaite et la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables $0,5 < V < 1,5$.

III.6.10. Le tronçon station de reprise Ghadi - réservoirs Taourirt Ouabla

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0235 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 443,9 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 533,3 - 372,81 = 160,49 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,153 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,3 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **150, 200 , 250, 300 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.28) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
443,9	0,15	1,331	199575,37	0,013	0,042	11,337	13,038	173,528
443,9	0,2	0,748	149681,53	0,010	0,038	2,436	2,801	163,291
443,9	0,25	0,479	119745,22	0,008	0,036	0,741	0,852	161,342
443,9	0,3	0,333	99787,69	0,007	0,034	0,281	0,323	160,813

Tableau (III.29) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,15	53,339	389373,985	4,67	1818376,511
0,2	50,192	366404,443	4,67	1711108,748
0,25	49,593	362032,192	4,67	1690690,336
0,3	49,431	360844,468	4,67	1685143,665

Tableau (III.30) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,15	5261,96	443,9	2335784,04	0,0937	218862,96
0,2	7178,08	443,9	3186349,71	0,0937	298560,97
0,25	9113,13	443,9	4045318,41	0,0937	379046,33
0,3	11901,48	443,9	5283066,97	0,0937	495023,38

Tableau (III.31) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
150	1818376,511	218862,96	2037239,476
200	1711108,748	298560,97	2009669,716
250	1690690,336	379046,33	2069736,671
300	1685143,665	495023,38	2180167,040

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.31), le diamètre de 200 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 2009669,716 DA et une vitesse d'écoulement de 0,748 m/s.

III.6.11. Le tronçon réservoirs Taourirt Ouabla - Quatre chemins

Les données :

- Le débit : $Q = 0,011 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1198,54 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = C_{\text{quatre chemins}} - \text{CR} = 510,61 - 529,3 = 15,69 \text{ m}$

Calcul des diamètres avec les formules (III.3) et (III.4) :

- $D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = 0,105 \text{ m}$

- $D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = 0,157 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **100, 125, 150 ,200 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.32) : Calcul des pertes de charge totales

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}
1198,54	0,1	1,401	140127,39	0,020	0,049	59,120	67,988
1198,54	0,125	0,897	112101,91	0,016	0,045	17,822	20,495
1198,54	0,15	0,623	93418,26	0,013	0,042	6,707	7,713
1198,54	0,2	0,350	70063,69	0,010	0,038	1,441	1,657

Pour que l'eau puisse atteindre les quatre chemins, il est nécessaire que la hauteur totale (H_{Tot}) soit inférieure ou égale à la hauteur géométrique (H_g). Le diamètre de 150 mm est retenu, car cette condition est satisfaite et la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables $0,5 < V < 1,5$.

III.6.12. Le tronçon Quatre chemins - station de reprise Guenzet

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0029 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1944,4 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - C_{\text{quatre chemins}} = 465,65 - 510,61 = 44,96 \text{ m}$

Calcul des diamètres :

- $D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = 0,049 \text{ m}$

- $D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = 0,086 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **60, 80, 100 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.33) : Calcul des pertes de charge totales

L(m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}
1944,4	0,06	1,026	61571,13	0,0002	0,013	23,400	25,740
1944,4	0,08	0,577	46178,34	0,0001	0,013	5,247	5,772
1944,4	0,1	0,369	36942,68	0,0001	0,012	1,647	1,812

Pour que l'eau puisse atteindre la station de reprise Guenzet, il est nécessaire que la hauteur totale (H_{Tot}) soit inférieure ou égale à la hauteur géométrique (H_g). Le diamètre de 80 mm est retenu, car cette condition est satisfaite et la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables $0,5 < V < 1,5$.

III.6.13. Le tronçon station de reprise Guenzet-réservoir Guenzet

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0035 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1474,5 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 570,83 - 461,65 = 109,18 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,059 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,089 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **60, 80, 100 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.34) : Calcul de la HMT

L(m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
1474,5	0,06	1,238	74309,98	0,033	0,061	116,268	133,708	242,888
1474,5	0,08	0,697	55732,48	0,025	0,054	24,516	28,193	137,373
1474,5	0,1	0,446	44585,99	0,020	0,049	7,363	8,468	117,648

Tableau (III.35) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,06	11,119	81171,639	4,67	379071,554
0,08	6,289	45909,314	4,67	214396,497
0,1	5,386	39317,238	4,67	183611,501

Tableau (III.36) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,06	2553,68	1474,5	3765401,16	0,0937	352818,09
0,08	3027,42	1474,5	4463930,79	0,0937	418270,32
0,1	3720,85	1474,5	5486393,33	0,0937	514075,05

Tableau (III.37) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
60	379071,554	352818,09	731889,643
80	214396,497	418270,32	632666,812
100	183611,501	514075,05	697686,555

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.37), le diamètre de la conduite 80 mm avec un coût de 697686,555 DA et une vitesse d'écoulement de 0,697 m/s.

III.6.14. Le tronçon quatre chemins-station de reprise Ouizrane

Les données :

- Le débit : $Q = 0,003 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 3230,2 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - C_{\text{quatre chemins}} = 434 - 510,61 = 72,61 \text{ m}$

Calcul des diamètres avec les formules (III.3) et (III.4) :

- $D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} = 0,05 \text{ m}$
- $D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} = 0,087 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **60, 80 ,100 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.38) : Calcul des pertes de charge totales

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}
3230,2	0,06	1,062	63694,27	0,033	0,061	187,133	215,203
3230,2	0,08	0,597	47770,70	0,025	0,054	39,458	45,377
3230,2	0,1	0,382	38216,56	0,020	0,049	11,851	13,629

Pour que l'eau puisse atteindre la station de reprise Ouizrane, il est nécessaire que la hauteur totale (H_{Tot}) soit inférieure ou égale à la hauteur géométrique (H_g). Le diamètre de 80 mm est retenu, car cette condition est satisfaite et la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables $0,5 < V < 1,5$.

III.6.15. Le tronçon station de reprise Ouizrane - réservoir Ouizrane

Les données :

- Le débit : $Q = 0,0031 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 1394,62 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 588,6 - 430 = 158,6 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,056 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,084 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **60, 80 ,100 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.39) : Calcul de la HMT

L (m)	D (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
1394,62	0,06	1,097	65817,41	0,033	0,061	86,269	99,210	257,810
1394,62	0,08	0,617	49363,06	0,025	0,054	18,191	20,919	179,519
1394,62	0,1	0,395	39490,45	0,020	0,049	5,464	6,283	164,883

Tableau (III.40) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,06	10,454	76311,839	4,67	356376,288
0,08	7,279	53137,732	4,67	248153,209
0,1	6,686	48805,474	4,67	227921,566

Tableau (III.41) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,06	2553,68	1394,62	3561413,20	0,0937	333704,42
0,08	3027,42	1394,62	4222100,48	0,0937	395610,82
0,1	3720,85	1394,62	5189171,83	0,0937	486225,40

Tableau (III.42) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
60	356376,288	333704,42	690080,705
80	248153,209	395610,82	643764,024
100	227921,566	486225,40	714146,966

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.42), le diamètre de 80 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 643764,024 DA et une vitesse d'écoulement de 0,617 m/s.

III.6.16. Le tronçon station de reprise Ouizrane-réservoir Tighilt Bouanda

Les données :

- Le débit : $Q = 0,00054 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur du tronçon : $L = 252,32 \text{ m}$
- hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP} - \text{CR} = 584,52 - 430 = 154,52 \text{ m}$

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- BONNIN : $D1 = 0,023 \text{ m}$
- BRESS : $D2 = 0,035 \text{ m}$

Les diamètres normalisés : **32, 40 (mm)**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau (III.43) : Calcul de la HMT

L(m)	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	R_e	K/D	λ	H_L	H_{Tot}	HMT
252,32	0,032	0,03	0,764	22929,94	0,0003	0,016	3,888	4,471	158,991
252,32	0,04	0,037	0,502	18591,84	0,0003	0,015	1,303	1,499	156,019

Tableau (III.44) : Calcul des frais d'exploitation

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	P_e (DA/k.W.H)	F_{exp}
0,032	0,0282	1,123	8197,817	4,67	38283,804
0,04	0,031	1,102	8044,542	4,67	37568,010

Tableau (III.45) : Calcul des frais d'amortissement

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	P_u (DA/ml)	L (m)	P_r (DA)	A	F_{am} (DA)
0,032	0,0282	197,22	252,32	49762,55	0,0937	4662,75
0,04	0,031	284,3	252,32	71734,58	0,0937	6721,53

Tableau (III.46) : Calcul du bilan

DN	F_{exp}	F_{am}	Bilan (DA)
32	38283,804	4662,75	42946,555
40	37568,010	6721,53	44289,539

Selon les résultats présentés dans le tableau (III.46), le diamètre de 32 mm représente la solution la plus économique, avec un coût minimal de 42946,555 DA et une vitesse d'écoulement de 0,764 m/s.

III.7. Conclusion

Le dimensionnement des diamètres des conduites des chaînes d'adduction de la région d'étude a été réalisé afin de répondre aux besoins en eau. L'objectif principal était de déterminer le diamètre économique des conduites, c'est-à-dire celui qui permet d'assurer un équilibre optimal entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation.

À travers cette approche, nous avons pris en compte à la fois les critères hydrauliques (le débit, la vitesse, les pertes de charge) et les contraintes économiques (le coût des matériaux, le coût de pompage et la durée de vie du réseau). Le diamètre choisi permet donc de trouver un bon équilibre entre l'efficacité du système et le coût global sur le long terme).

Les résultats des diamètres déterminés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.47) : Tableau récapitulatif des résultats

La chaîne d'adduction	Trançon	Type d'adduction	Longueur (m)	Diamètre calculé	Matériau
01	SR.Taawint-Réservoir Essouk	Refoulement	410,38	100	Fonte
	SR.Taawint-Réservoirs Ivounachen	Refoulement	904,66	200	Fonte
	Réservoirs Ivounachen-SR. Aourir	Gravité	1545,18	100	Fonte
	SR.Aourir-Réservoir Djadida	Refoulement	1189,8	100	Fonte
02	SR.Ouzwaghen-SR.Thala Teskouma	Refoulement	2222,32	150	Fonte
	SR.Thala Teskouma-Réservoir Timedouchine	Refoulement	1205,3	125	Fonte
	Réservoir Timedouchine - Réservoir Ainour	Gravité	201,54	125	Fonte
03	SR.Iamourene-Réservoir Handis	Refoulement	767,25	200	Fonte
	Réservoir Handis-SR.Ghadi	Gravité	2061,38	200	Fonte
	SR.Ghadi - Réservoirs Taourirt Ouabla	Refoulement	443,9	200	Fonte
	Réservoirs Taourirt Ouabla-Quatre chemins	Gravité	1198,54	150	Fonte
	Quatre chemins - SR.Guenzet	Gravité	1944,4	80	Fonte
	SR.Guenzet-Réservoir Guenzet	Refoulement	1474,5	80	Fonte
	Quatre chemins - SR.Ouizrane	Gravité	3230,2	80	Fonte
	SR.Ouizrane-Réservoir Ouizrane	Refoulement	1394,62	80	Fonte
	Ouizrane-Réservoir Tighilt Bouanda	Refoulement	252,32	32	PEHD

CHAPITRE IV

Pompes et stations de pompage

Chapitre IV : Pompes et stations de pompage**IV.1. Introduction**

Une pompe, appelée « pompa » en italien, est une machine hydraulique utilisée pour déplacer un liquide d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression. Dans les systèmes d'adduction par refoulement, elle joue un rôle essentiel en permettant le transport de l'eau depuis un point bas, comme un captage ou une station de pompage, jusqu'à un point situé à une altitude supérieure, tel qu'un réservoir. Pour accomplir cette élévation, la pompe crée une différence de pression entre l'aspiration et le refoulement grâce à un organe actif (comme un piston ou une roue). Sur le plan physique, elle convertit l'énergie mécanique reçue, souvent d'un moteur, en énergie hydraulique, assurant ainsi la mise en mouvement du fluide sous pression jusqu'au point souhaité.

IV.2. Classification des pompes :

De par leur principe de fonctionnement, il existe deux types de pompe :

IV.2.1. Pompes volumétriques : elles assurent le déplacement du fluide en transportant un volume déterminé (V_0) à chaque cycle ou rotation. Leur principe repose sur la variation d'un volume fermé occupé par le liquide : l'aspiration et le refoulement se font par l'alternance de phases qui modifient ce volume.

On distingue principalement deux catégories de pompes volumétriques : les pompes alternatives et les pompes rotatives.

Ces pompes se caractérisent généralement par une capacité à générer de fortes pressions, mais elles offrent des débits relativement faibles. De ce fait, elles sont peu adaptées aux exigences des réseaux d'adduction d'eau potable, qui nécessitent plutôt des débits importants à pression modérée.

IV.2.2. Pompes centrifuges : Les pompes centrifuges sont des dispositifs qui génèrent un courant hydraulique. Leur principe de fonctionnement repose sur l'admission axiale du fluide dans une roue, entraînée par un moteur électrique. L'eau est ensuite déviée par les aubes de la roue, subissant une augmentation de vitesse et de pression sous l'effet des forces centrifuges. Une fois le fluide sorti de la roue, il est dirigé vers la volute, où sa vitesse diminue et sa pression augmente, grâce à la conversion de l'énergie cinétique en énergie de pression.

IV.3. Choix de la pompe

Le choix de la pompe dépend de :

- Type de pompe ;
- Le débit à refouler ;
- La hauteur d'élévation de l'eau (HMT) ;
- Le rendement de la pompe (η) ;
- Le coût.

IV.4. Les caractéristiques de la pompe

Caractéristique d'un réseau hydraulique

Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

IV.4.1. Hauteur manométrique

Elle est la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit : [3] :

$$HMT = H_g + \Delta h_{asp} + \Delta h_{ref} \quad (IV.1)$$

Avec :

HMT : La hauteur manométrique totale en (m) ;

H_g : La hauteur géométrique en (m) ;

Δh_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

Δh_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

IV.4.2. La vitesse de rotation

Elle exprime le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

IV.4.3. La puissance

On distingue deux types de puissance :

IV.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe

la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = g \times \text{HMT} \times Q \times \eta \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

Q : débit refoulé par la pompe ;

η : Rendement de la pompe en %.

IV.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u

$$P_u = P_h = g \times \text{HMT} \times Q \quad (\text{IV.3})$$

IV.4.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{IV.4})$$

IV.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (Figure (IV.1)) [DUPONT,A :Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979] :

IV.5.1. La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$: Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

IV.5.2. La courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$: C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

IV.5.3. La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$: Cette courbe représente la variation du rendement (η) de la pompe en fonction du débit. Elle atteint un maximum pour une valeur

donnée du débit, correspondant au point de fonctionnement optimal de la pompe. La courbe passe par l'origine, puisque à $\eta = 0$, le rendement « η » est nul.

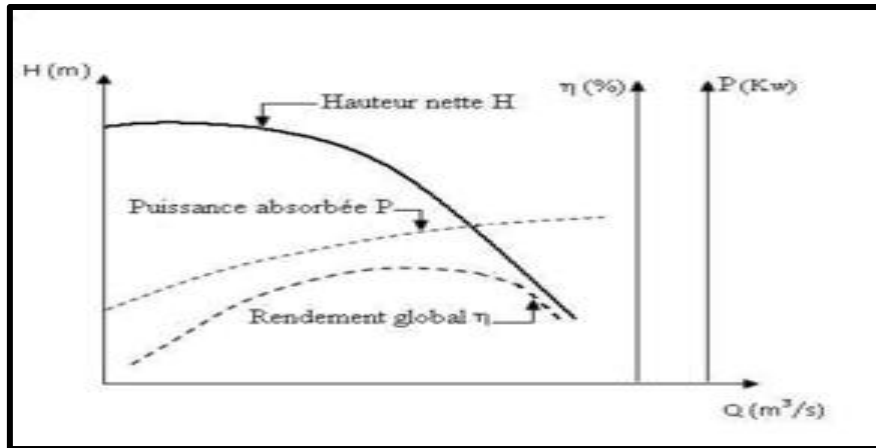


Figure (IV.1) : Les courbes caractéristiques des pompes

IV.6. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement est déterminé par l'intersection entre la courbe de fonctionnement de la pompe « $H_p = F(Q)$ » et la courbe des pertes de charge de la conduite « $H_c = F(Q)$ ».

Comme elle le présente la figure ci-après :

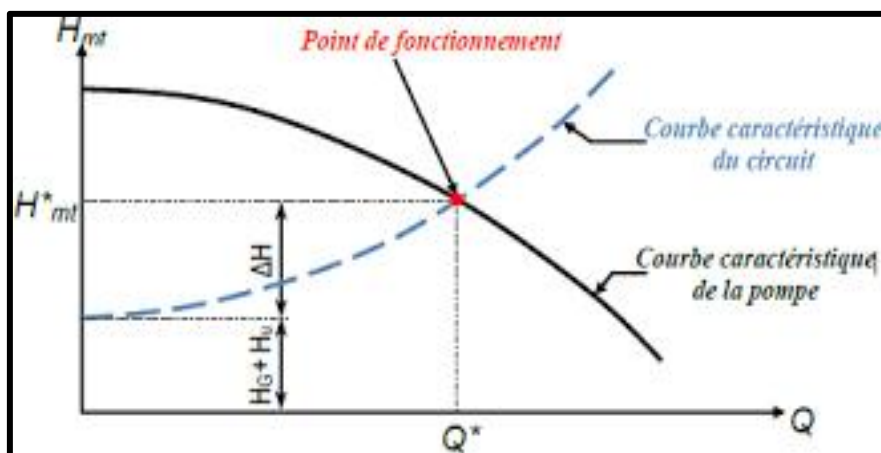


Figure (IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Si le point de fonctionnement recherché correspond à celui de la pompe, celle-ci fonctionne dans des conditions optimales, assurant ainsi son rendement maximal.

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, il devient nécessaire d'effectuer des modifications, telles que :

IV.6.1. Modification du temps de pompage

Dans cette approche, on garde le point de fonctionnement P, et on modifie la durée de pompage afin d'obtenir le volume désiré. Ce temps se détermine selon la formule suivante :

$$T' = \frac{Q}{Q'} \times T \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

T : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

T' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q' : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement T;

Q : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³ /h).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H'}{\eta} \quad (\text{IV.6})$$

IV.6.2. Le vannage

Consiste à réduire l'ouverture de la vanne au refoulement afin d'augmenter les pertes de charge dans la conduite, afin d'obtenir le débit Q_1 .

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

h : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;

H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;

H₁ : La hauteur manométrique du point désiré (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{IV.8})$$

IV.6.3. Rognage de la roue

Le rognage s'effectue sans modifier la vitesse de rotation N . On trace une droite reliant l'origine au point P_1 (point de fonctionnement souhaité); cette droite coupe la courbe caractéristique initiale de la pompe en un point $P_2(Q_2, H_2)$, qui représente le point homologue du point de fonctionnement désiré.

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} = \frac{D_1}{D_2} \quad (\text{IV.9})$$

Ainsi, le diamètre modifié sera déterminé par la relation suivante :

$$D_2 = m \times D_1 \quad (\text{IV.10})$$

Le coefficient de rognage sera alors donné par la relation suivante :

$$r = 1 - m \quad [\%] \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

m : coefficient de rognage ;

r : le pourcentage de rognage.

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{IV.12})$$

Remarque : On ne peut pas réduire (rogner) le diamètre de la roue d'une pompe de plus de 20 %, car cela risquerait de nuire à son bon fonctionnement. La limite exacte dépend du type de pompe et de ses caractéristiques techniques.

IV.6.4. Variation de la rotation

On trace une courbe iso-rendement de la forme $H = aQ^2$, ce qui correspond à une courbe parabolique, qui passe par l'origine et le point $P_1(Q_1, H_1)$ et coupe la courbe caractéristique $H = f(Q)$ en point $P_3(Q_3, H_3)$ qu'est l'homologue de $M(Q_M, H_M)$. La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N_1 = N \times \frac{Q_M}{Q_B} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

N_1 : la nouvelle vitesse de rotation (Tr/min).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (IV.14)$$

IV.7. Étude de la cavitation

La cavitation

La cavitation est un phénomène qui survient lorsque la pression du liquide pompé chute localement en dessous de la pression de vapeur. Cela provoque la formation de bulles de vapeur, qui implosent ensuite brutalement lorsqu'elles se condensent dans des zones de pression plus élevée. Ce phénomène se produit généralement à l'intérieur de la roue de la pompe, où la pression est la plus faible. L'implosion des bulles génère des surpressions très localisées pouvant atteindre plusieurs centaines de bars, ce qui cause des vibrations, du bruit et peut endommager les composants mécaniques [5]

La cavitation entraîne de graves conséquences :

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

Il est nécessaire de respecter la condition suivante afin d'éviter tout risque de cavitation.

$$NPSH_d > NPSH_r$$

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

Avec :

$NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible ;

$NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise.

a. Pour l'aspiration en charge

$$\text{NPSH}_d = \frac{P}{\omega} + (H_a - J_a - J_v) \quad (\text{IV.15})$$

b. Pour l'aspiration en dépression

$$\text{NPSH}_d = \frac{P}{\omega} + H_a + J_a + J_v \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

$\frac{P}{\omega}$: Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration = $(10.33 - 0.0012 \times C_a)$;

H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;

J_v : Tension de vapeur est égale 0,24 m pour une température 20°C ;

C_a : La côte du plan d'aspiration.

IV.8. Choix des pompes du projet

✧ La première chaîne d'adduction

IV.8.1. Station de reprise Taawint (Tançons SR. Taawint - Réservoir Essouk)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 5,3 \text{ l/s}$
- $\text{HMT} = 61,903 \text{ m}$
- $H_g = 43,91 \text{ m}$

- À partir du logiciel des pompes, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (HMU50-1/ 6A).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$

- Rendement : $\eta = 70,2 \%$

- $\text{NPSH}_r = 1,63 \text{ m}$

- Puissance moteur : $P_a = 4,57 \text{ KW}$

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 5,3 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 61,9 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 5,3 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 61,9 \text{ m})$

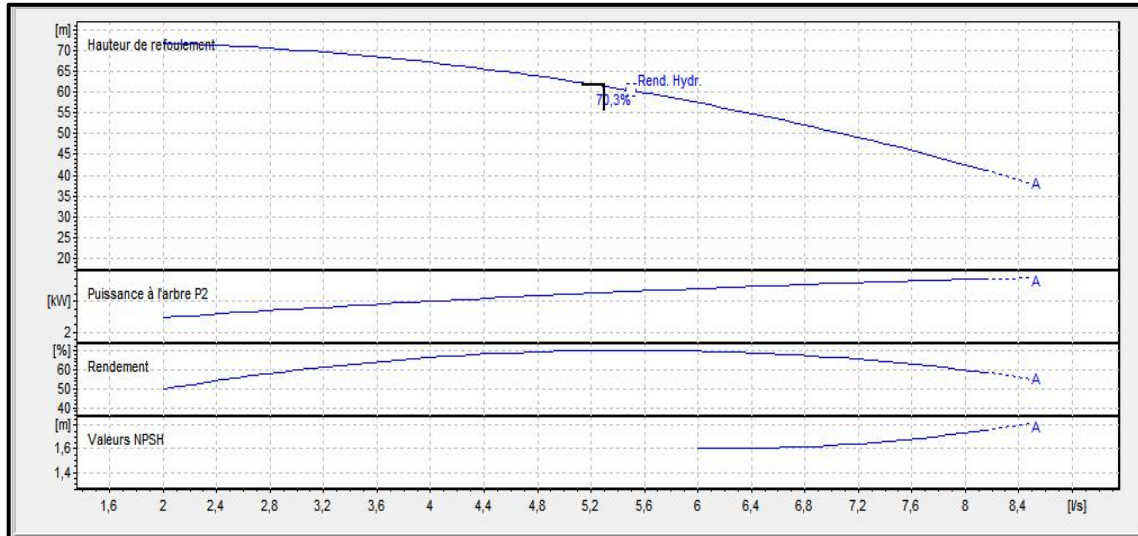


Figure IV.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe du Taawint-Essouk

Étude de la cavitation

$$\text{NPSH}_r = 1,63 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'aspiration} = 2,5 \text{ m}$$

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times C_a$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times 360,74 = 9,90 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,90 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 12,16 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.2. Station de reprise Taawint (Tançons SR. Taawint – Réservoir Ivounachene)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 21,3 \text{ l/s}$
- $\text{HMT} = 113,71 \text{ m}$
- $H_g = 109,02 \text{ m}$

- À partir du logiciel des pompes, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (PM 100 / 7 A).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$

- Rendement : $\eta = 74,7 \%$

- $NPSH_r = 1,95 \text{ m}$

- Puissance moteur : $P_a = 31,3 \text{ KW}$

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 21,3 \text{ l/s ; HMT} = 114 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 21,3 \text{ l/s ; HMT} = 114 \text{ m})$

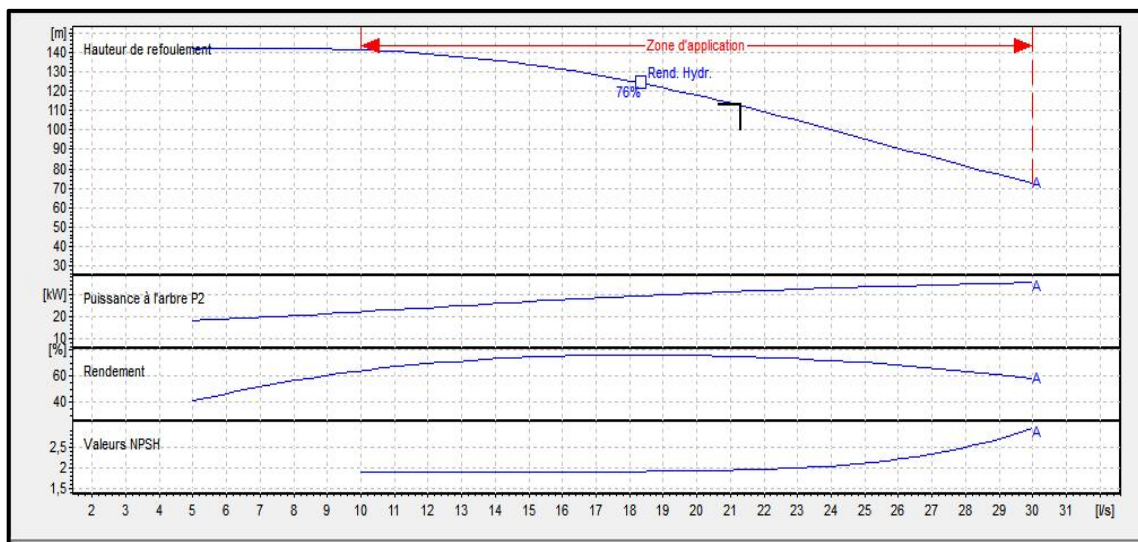


Figure IV.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe du Taawint - Ivounachen

Étude de la cavitation

$NPSH_r = 1,95 \text{ m}$

Hauteur d'aspiration = 2,5 m

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times 360,74 = 9,90 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,90 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$NPSH_d = 12,16 \text{ m}$$

$NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.3. Station de reprise Aourir (Tançons SR. Aourir- Réservoir Djadida)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 5,9 \text{ l/s}$
- $HMT = 156,227 \text{ m}$
- $H_g = 136,81 \text{ m}$

- À partir du logiciel des pompes, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (PM 65/ 14 A).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- Rendement : $\eta = 64,6 \%$
- $NPSH_r = 1,22 \text{ m}$
- Puissance moteur : $P_a = 14,2 \text{ KW}$

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 5,9 \text{ l/s} ; HMT = 156 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 5,9 \text{ l/s} ; HMT = 156 \text{ m})$

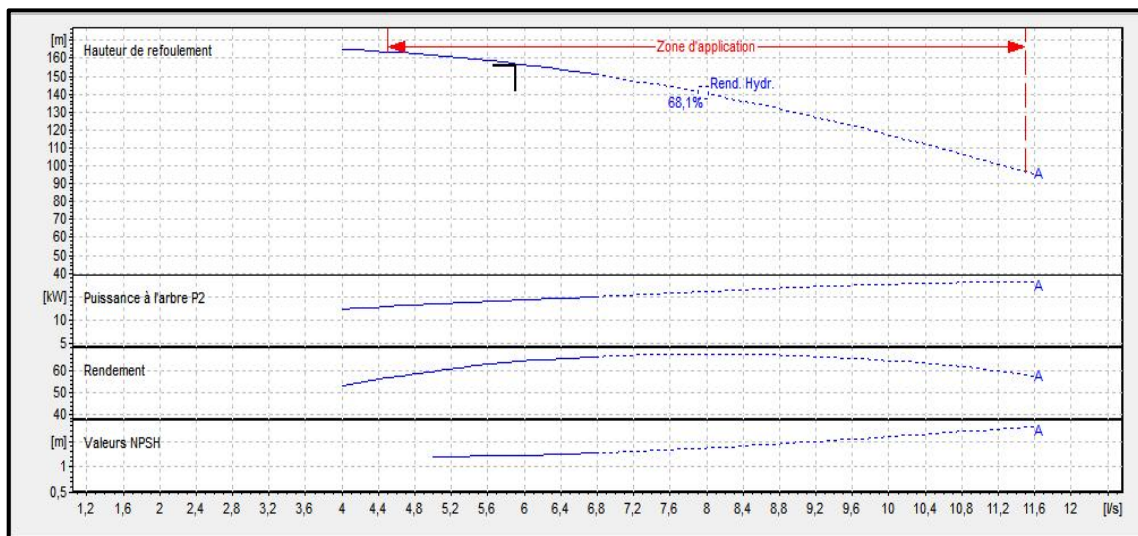


Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe d'Aourir

Étude de la cavitation

$NPSH_r = 1,22 \text{ m}$

Hauteur d'aspiration = 2,5 m

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times 399,84 = 9,85 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,85 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$NPSH_d = 12,11 \text{ m}$$

$NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas

✧ La deuxième chaîne d'adduction

IV.8.4. Station de reprise Ouzwaghen (Tançons SR. Ouzwaghen –SR.Thala Teskouma)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 15,6 \text{ l/s}$
- $HMT = 98,853 \text{ m}$
- $H_g = 70,09 \text{ m}$

- À partir du logiciel des pompes, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (HMU5 0/ 3C + 30).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$

- Rendement : $\eta = 72,1 \%$

- $NPSH_r = 3,72 \text{ m}$

- Puissance moteur : $P_a = 20,5 \text{ KW}$

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 15,6 \text{ l/s} ; HMT = 98,9 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 15,6 \text{ l/s} ; HMT = 98,9 \text{ m})$

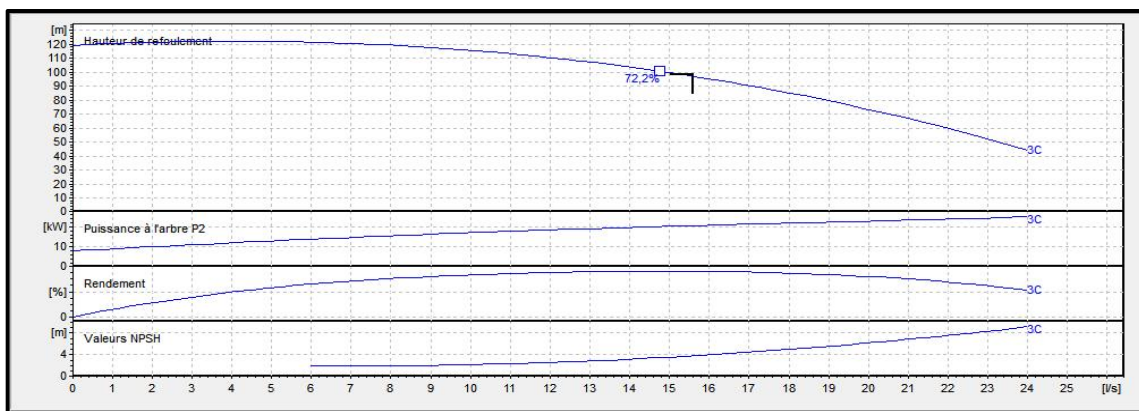


Figure IV.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe Ouzwaghen

Étude de la cavitation

$$\text{NPSH}_r = 3,72 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'aspiration} = 2,5 \text{ m}$$

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times 269,17 = 10,01 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,01 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 12,27 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.5. Station de reprise Thala Teskouma (Tançons SR.Thala Teskouma - Réservoir Timedouchine)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 9,9 \text{ l/s}$
- $\text{HMT} = 171,495 \text{ m}$
- $H_g = 154,8 \text{ m}$

- À partir du catalogue numérique de Caprari, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (HMU50-1/ 4A).

- Caractéristique de la pompe :

$$- N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$- \text{Rendement} : \eta = 69,6 \%$$

$$- \text{NPSH}_r = 2,08 \text{ m}$$

$$- \text{Puissance moteur} : P_a = 23,1 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 9,9 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 171 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 9,9 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 171 \text{ m})$

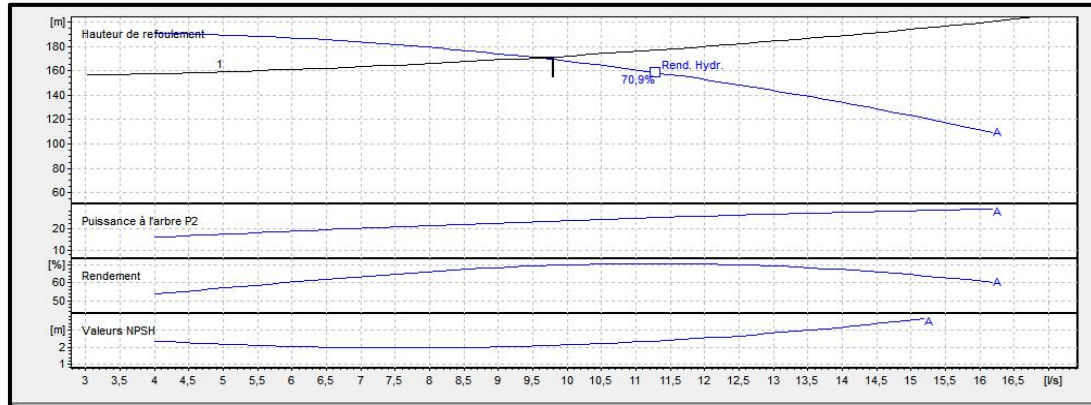


Figure IV.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe du Thala Teskouma

Étude de la cavitation

$$\text{NPSH}_r = 2,08 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'aspiration} = 2,5 \text{ m}$$

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times 335,26 = 9,93 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,93 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 12,19 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, d'où la pompe ne cavite pas

✧ La troisième chaîne d'adduction

IV.8.6. Station de reprise Iamourene (Tançons SR. Iamourene - Réservoir Handis)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 30 \text{ l/s}$
- $\text{HMT} = 101,213 \text{ m}$
- $H_g = 96,97 \text{ m}$

- À partir du catalogue numérique de Caprari, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (PM 100/ 2 D).

- Caractéristique de la pompe :

- | | |
|------------------------------------|--|
| - $N = 2900 \text{ tr/min}$ | - Rendement : $\eta = 76,4 \%$ |
| - $\text{NPSH}_r = 3,41 \text{ m}$ | - Puissance moteur : $P_a = 39,8 \text{ KW}$ |

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 30 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 101 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 30,4 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 101 \text{ m})$

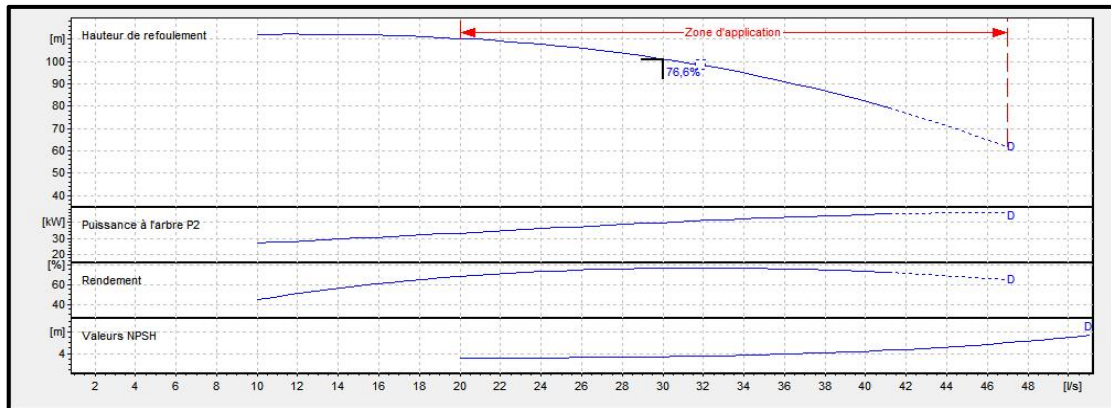


Figure IV.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe d'Iamourene

Étude de la cavitation

$$\text{NPSH}_r = 3,41 \text{ m}$$

Hauteur d'aspiration = 2,5 m

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times 295,03 = 9,98 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,98 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 12,24 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.7. Station de reprise Ghadi (Tançons SR. Ghadi – Réservoir Taourirt Ouabla)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 23,5 \text{ l/s}$
- $\text{HMT} = 163,291 \text{ m}$
- $H_g = 160,49 \text{ m}$

- À partir du catalogue des pompes, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (HV65 /3E+75).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$

- Rendement : $\eta = 70,9 \%$

$$- \text{NPSH}_r = 3,77 \text{ m}$$

$$- \text{Puissance du moteur : } P_a = 47,3 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 23,5 \text{ l/s ; HMT} = 163 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 23,5 \text{ l/s ; HMT} = 163 \text{ m})$

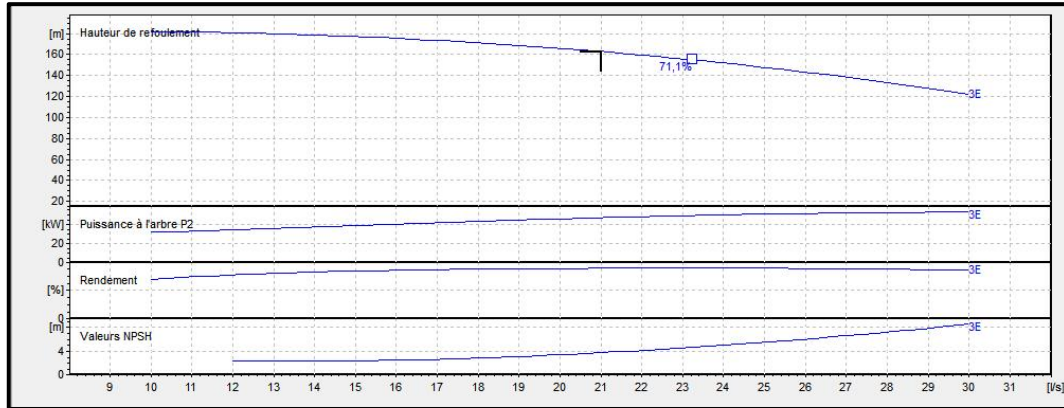


Figure IV.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe du Taourirt Ouabla

Étude de la cavitation

$$\text{NPSH}_r = 3,77 \text{ m}$$

Hauteur d'aspiration = 2,5 m

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times 372,81 = 9,88 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,88 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 12,14 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.8. Station de reprise Guenzet (Tançons SR. Guenzet –Réservoir Guenzet)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 3,5 \text{ l/s}$
- $\text{HMT} = 137,373 \text{ m}$
- $H_g = 109,18 \text{ m}$

- À partir du catalogue numérique de Caprari, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (E6X30-6/16+ MC67).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 2900$ tr/min

- Rendement : $\eta = 74,9 \%$

- $NPSH_r = 2,44$ m

- Puissance du moteur : $P_a = 5,91$ KW

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 3,5$ l/s ; HMT = 137 m)

Le point désiré $P = (Q = 3,5$ l/s ; HMT = 137 m)

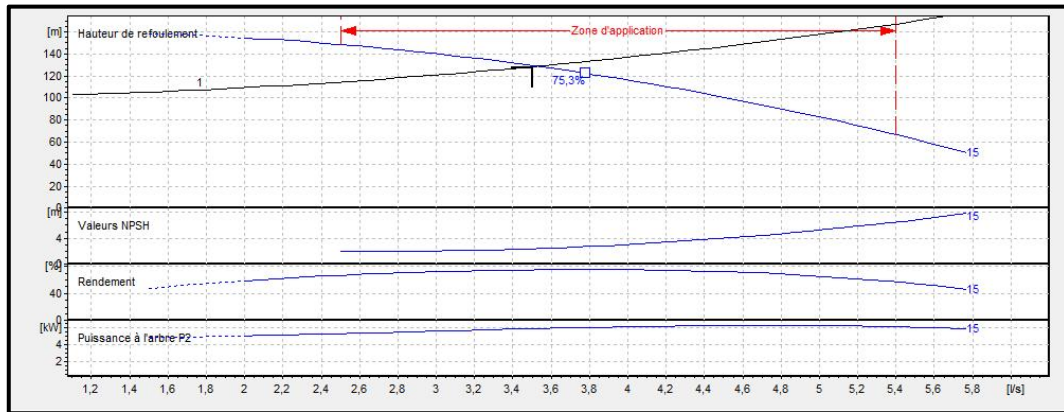


Figure IV.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe du Guenzet

Étude de la cavitation

$NPSH_r = 2,44$ m

Hauteur d'aspiration = 2,5 m

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times 461,65 = 9,78 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,78 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$NPSH_d = 12,04 \text{ m}$$

$NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.9. Station de reprise Ouizrane (Tançons SR. Ouizrane – Réservoir Ouizrane)

- Caractéristique de tronçon :

- $Q = 3,1$ l/s
- $HMT = 175$ m
- $H_g = 148,72$ m

- À partir du catalogue numérique de Caprari, nous avons sélectionné une pompe immergée semi-axiale de type (E6X30-6/24+ MC610).

- Caractéristique de la pompe :

- $N = 2900$ tr/min

- Rendement : $\eta = 73 \%$

- $NPSH_r = 3,23$ m

- Puissance du moteur : $P_a = 6,97$ KW

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 3,1 \text{ l/s} ; HMT = 175 \text{ m})$

Le point désiré $P = (Q = 3,1 \text{ l/s} ; HMT = 175 \text{ m})$

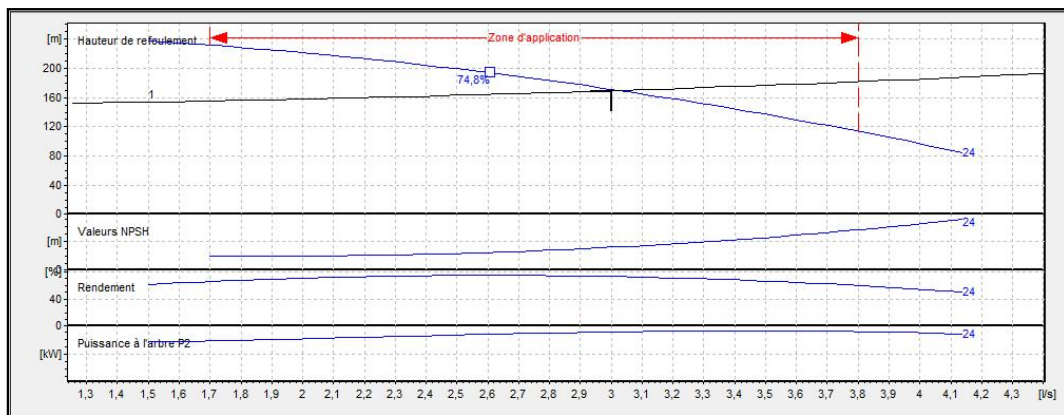


Figure IV.9 : Les courbes caractéristiques de la pompe du Ouizrane

Étude de la cavitation

$NPSH_r = 3,23$ m

Hauteur d'aspiration = 2,5 m

$H_a > 0$ d'où : la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times Ca$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times 430 = 9,81 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,81 + (2,5 - 0 - 0,24)$$

$$NPSH_d = 12,07 \text{ m}$$

$NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques de la pompe nécessaire pour chaque station de reprise. Le logiciel Caprari a été utilisé pour faciliter le choix en fonction

des besoins en débit et en hauteur manométrique, le tableau ci-dessous récapitule les pompes choisies.

Tableau (IV.1) : Tableau récapitulatif des pompes

Nom de la Station de reprise	Type de pompe	Vitesse de rotation (Tr/mn)	Puissance du moteur	Rendement	NPSHr
Taawint - Essouk	HMU50-1/ 6A	1450	4,57	70,2	1,63
Taawint-Ivounachene	PM 100/ 7 A	1450	31,3	74,7	1,95
Aourir	PM 65/ 14 A	1450	14,2	64,6	1,22
Ouzwaghen	HMU50/ 3C + 30	2900	20,5	72,1	3,72
Thala Teskouma	HMU50-1 / 4A	2900	23,1	69,6	2,08
Iamourene	PM 100/ 2 D	2900	39,8	76,4	3,41
Taourirt Ouabla	HV65 /3E+75	2900	47,3	70,9	3,77
Guenzet	E6X30-6/16+MC67	2900	5,91	74,9	2,44
Ouizrane	E6X30-6/24+MC610	2900	6,97	73	3,23

CHAPITRE V

Coup de bélier

Chapitre V : Coup de bélier

V.1. Introduction

Le coup de bélier résulte d'écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est à dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes), le coup de bélier donc est un phénomène oscillatoire.

Cause du phénomène

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompe, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir;

- Démarrage d'un groupe d'électro-pompes à vanne ouverte;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables.

Conséquences du phénomène :

- La rupture des conduites : - Éclatement
- Aplatissement

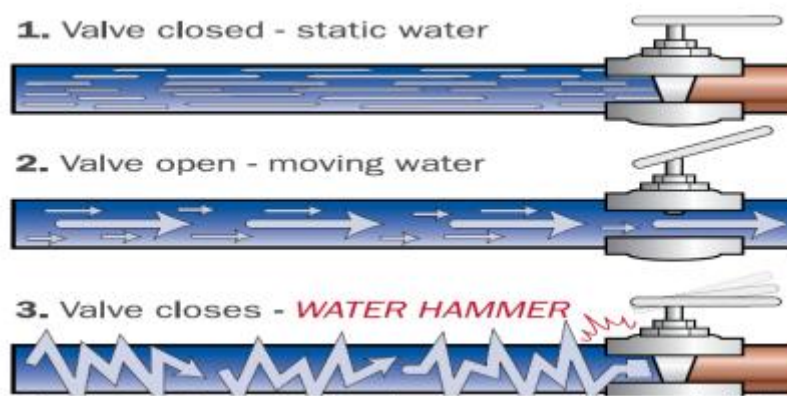


Figure V.1 : Représentation du phénomène du coup de bélier

V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier

Il existe plusieurs sortes d'appareils pour se protéger contre les coups de bélier, mais certains ne sont efficaces qu'à la surpression ou à la dépression.

V.2.1. Les volants d'inerties (protection contre la dépression)

Le volant d'inertie est un dispositif de protection des installations de pompage qui consiste à prolonger le temps de décélération des groupes électro-pompes lors de leur arrêt. En évitant un arrêt brusque du moteur, cette méthode permet de réduire les variations soudaines de charge dans le réseau, et donc d'atténuer les effets destructeurs du coup de bélier. Il s'agit d'une solution simple et efficace, qui agit en amortissant l'énergie cinétique du système pour assurer une transition plus progressive en cas de coupure d'alimentation ou d'arrêt d'urgence.

V.2.2. Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau reliée en permanence à la conduite, permettant de refléter directement les variations de pression du fluide. Pour être efficace, elle doit avoir une section suffisante pour absorber les dépressions sans se vider, et une hauteur adéquate pour contenir les surpressions sans déborder.

Sa présence modifie le régime transitoire : au lieu d'un mouvement oscillatoire rapide lié au coup de bélier, elle engendre un mouvement oscillatoire plus lent, appelé oscillation en masse. [6]

V.2.3. Les Soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape est de dévier une partie du débit vers l'extérieur de la conduite à protéger dès que la pression atteint une valeur prédéfinie, généralement comprise entre 1,04 et 1,10 fois la pression maximale admissible. Pour que cette protection soit efficace, la soupape doit s'ouvrir rapidement dès le dépassement de ce seuil. [7]

V.2.4. Les ventouses (protection contre la dépression et la surpression)

Les ventouses sont des dispositifs de protection hydraulique installés principalement aux points hauts des conduites. Elles jouent un rôle essentiel dans la gestion de l'air à l'intérieur des réseaux :

Ventouses à trois fonctions :

- Évacuation de l'air présent dans les conduites lors de la mise en service .
- Admission d'air lors de la vidange ou en cas de dépression .
- Élimination des poches d'air formées aux points hauts, qui peuvent provoquer des coups de bélier.

Ventouses à fonction unique :

- Conçues uniquement pour évacuer les poches d'air.[8]

V.2.5. Réservoir d'air

Le réservoir d'air, également appelé réservoir anti-bélier, est l'un des dispositifs les plus couramment utilisés pour protéger les réseaux contre le coup de bélier. Il se compose d'un récipient contenant de l'air comprimé dans la partie supérieure et de l'eau dans la partie inférieure.

En cas de disjonction, un clapet se ferme, provoquant l'expulsion de l'eau de la cloche dans la conduite, suivie d'un retour progressif de l'eau lorsque la pression diminue. Ce mouvement alternatif permet d'amortir les variations de pression grâce à un organe d'étranglement situé à la base du réservoir, qui contribue à la dissipation de l'énergie.

Ce système réduit efficacement les surpressions et dépressions en ralentissant progressivement la vitesse de l'écoulement. On distingue deux phases principales :

1ère phase (fin de la dépression) : le volume d'air augmente, sa pression diminue.

2ème phase (fin de la surpression) : le volume d'air diminue, sa pression augmente par rapport au régime normal.

V.3. Valeurs numérique du coup de bélier

- **Calcul de célérité de l'onde**

La célérité des ondes est donnée par la formule d'Allievi ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k \times D}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

a : Célérité de l'onde (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (mm) ;

e : Épaisseur de la conduite ;

K : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite(pour les conduites en fonte ductile K=1).

- **Cas de fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V.2)$$

Avec :

B : Valeur du coup de bélier (m) ;

a : Célérité de l'onde (m/s) ;

V₀ : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

- **La pression dans une conduite**

$$H_0 + B = H_0 + \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{cas de la surpression}) \quad (V.3)$$

$$H_0 - B = H_0 - \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{cas de la depression}) \quad (V.4)$$

Avec :

H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite ; $H_0 = H_g + 10$

H_g : La hauteur géométrique de refoulement ;

10 : La pression atmosphérique.

- **Cas de fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T, tel que : $T > \frac{2L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V.5)$$

V.4. Calcul du coup de béliér pour les différents tronçons

V.4.1. Caractéristiques des tronçons

Tableau (V.1) : Caractéristiques des tronçons

La chaîne	Trançon	Type d'adduction	Matériau	K	D_{ext} (mm)	e (mm)	L (m)	V (m/s)	H_g (m)
01	SR.Taawint-Réservoir Essouk	Refoulement	Fonte	0,6	100	4,4	410,4	0,675	34,91
	SR.Taawint-Réservoirs Ivounachen	Refoulement	Fonte	0,6	200	4,7	904,7	0,678	100,02
	Réservoirs Ivounachen-SR. Aourir	Gravité	Fonte	0,6	100	4,4	1545,2	0,624	60,92
	SR.Aourir-Réservoir Djadida	Refoulement	Fonte	0,6	100	4,4	1189,8	0,752	135,82
02	SR.Ouzwaghen-SR.Thala Teskouma	Refoulement	Fonte	0,6	150	4,5	2222,3	0,883	61,09
	SR.Thala Teskouma-Réservoir Timedouchine	Refoulement	Fonte	0,6	125	4,4	1205,3	0,807	145,8
	Réservoir Timedouchine - Réservoir Ainour	Gravité	Fonte	0,6	125	4,4	201,5	0,53	2,1
03	SR.Iamourene-Réservoir Handis	Refoulement	Fonte	0,6	200	4,7	767,3	0,955	87,97
	Réservoir Handis-SR.Ghadi	Gravité	Fonte	0,6	200	4,7	2061,4	0,624	15,19
	SR.Ghadi - Réservoirs Tighilt Ouabla	Refoulement	Fonte	0,6	200	4,7	443,9	0,748	151,49
	Réservoirs Taourirt Ouabla-Quatre chemins	Gravité	Fonte	0,6	150	4,5	1198,5	0,623	13,69
	Quatre chemins - SR.Guenzet	Gravité	Fonte	0,6	80	4,4	1944,4	0,577	43,95
	SR.Guenzet-Réservoir Guenzet	Refoulement	Fonte	0,6	80	4,4	1474,5	0,697	100,18
	Quatre chemins - SR.Ouizrane	Gravité	Fonte	0,6	80	4,4	3230,2	0,597	62,57
	SR.Ouizrane-Réservoir Ouizrane	Refoulement	Fonte	0,6	80	4,4	1394,6	0,617	148,72
	Ouizrane-Réservoir Tighilt Bouanda	Refoulement	PEHD	83	32	1,9	252,3	0,764	4,08

V.4.2. Calcul du coup de béliér pour les différents tronçons :

Tableau (V.1) : Caractéristiques des tronçons

La chaîne	Trançon	Type d'adduction	H_0	a (m/s)	B(m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)
01	SR.Taawint-Réservoir Essouk	Refoulement	53,91	1270,313	87,41	141,32	-33,50	40
	SR.Taawint-Réservoirs Ivounachen	Refoulement	119,02	1161,640	80,28	199,30	38,74	35
	Réservoirs Ivounachen-SR. Aourir	Gravité	71,90	1270,313	80,80	152,70	-8,90	40
	SR.Aourir-Réservoir Djadida	Refoulement	146,81	1270,313	97,38	244,19	49,43	40
02	SR.Ouzwaghen-SR.Thala Teskouma	Refoulement	80,09	1208,576	108,78	188,87	-28,69	38
	SR.Thala Teskouma-Réservoir Timedouchine	Refoulement	164,80	1236,096	101,68	266,48	63,12	38
	Réservoir Timedouchine - Réservoir Ainour	Gravité	11,60	1236,096	66,78	78,38	-55,18	38
03	SR.Iamourene-Réservoir Handis	Refoulement	106,97	1161,640	113,09	220,06	-6,12	35
	Réservoir Handis-SR.Ghadi	Gravité	21,19	1161,640	73,89	95,08	-52,70	35
	SR.Ghadi - Réservoirs Tighilt Ouabla	Refoulement	170,49	1161,640	88,57	259,06	81,92	38
	Réservoirs Taourirt Ouabla-Quatre chemins	Gravité	25,69	1208,576	76,75	102,44	-51,06	40
	Quatre chemins - SR.Guenzet	Gravité	54,96	1299,832	76,45	131,41	-21,49	40
	SR.Guenzet-Réservoir Guenzet	Refoulement	119,18	1299,832	92,35	211,53	26,83	40
	Quatre chemins - SR.Ouizrane	Gravité	82,61	1299,832	79,10	161,71	3,51	40
	SR.Ouizrane-Réservoir Ouizrane	Refoulement	168,60	1299,832	81,75	250,35	86,85	40
	Ouizrane-Réservoir Tighilt Bouanda	Refoulement	164,52	1308,932	101,94	266,46	62,58	

V.5. Dimensionnement du réservoir d'air

Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi d'utiliser un réservoir d'air en raison des avantages qu'il offre en matière d'efficacité et de rentabilité.

❖ Méthode de calcul

Le dimensionnement du réservoir d'air repose sur l'estimation des pressions maximales et minimales (surpression et dépression) à l'aide de la méthode graphique de Louis BERGERON. Cette approche implique de fixer au préalable le volume d'air initial U_0 (correspondant aux conditions normales de fonctionnement) ainsi que le dispositif d'étranglement.

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

V.5.1. Calcul des pertes de charge dans la tuyère

❖ Cas de la montée de l'eau

Le diamètre de la tubulure sera pris :

$$d_{tb} = \frac{D_{\acute{e}q}}{2} \quad (V.6)$$

d_{tb} : Diamètre de la tubulure (m)

$D_{\acute{e}q}$: Diamètre équivalent de la conduite de refoulement (m).

La tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égale au rapport inverse des carrés des diamètres :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{\acute{e}q}^2}{d'^2} = \frac{D_{\acute{e}q}^2}{(0,92 \times d_t)^2} = K \quad (V.7)$$

Avec :

d' : Diamètre de la veine liquide (m)

d_t : Diamètre de la tuyère (m) ;

V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la montée) en (m/s) ;

V_f : Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s).

Le diamètre de la tuyère (d_t) sera pris de telle sorte que k soit compris entre 15 et 20.

$$15 < \frac{V_1}{V_f} < 20 \quad (\text{V.8})$$

Le diamètre de la tuyère contractée est

$$d' = 0,92 \times d_t \quad (\text{V.9})$$

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m de la section de la veine contractée (diamètre d') et la tubulure (diamètre d_{tb}), qui détermine sur l'abaque (annexe (14)) le coefficient de la perte de charge C . On aura alors :

$$m = \frac{d_t^2}{d_{tb}^2} \quad (\text{V.10})$$

La perte de charge à la montée se détermine par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = C \frac{V_1^2}{2 \times g} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

C : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère déterminé d'après l'abaque (Annexe (6)).

Par conséquent, l'expression finale de la perte de charge provoquée par la tuyère correspondant au cas de la montée est :

❖ Cas de descente de l'eau

A la descente, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5. La perte de charge à la descente est donnée par la relation ci-dessous :

$$\Delta h_2 = C' \frac{V_2^2}{2 \times g} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la descente) en (m/s) ;

C' : Coefficient de perte de charge à la descente qui dépend du rapport m' (Annexe(14)).

Dans le cas de la descente, la valeur de m' déterminant le coefficient de pertes de charge C' sera égale à la moitié du rapport du carré du diamètre de la tuyère et celui de la tubulure. Il est donné comme suit :

$$m' = 0,5 \times \frac{d_t^2}{d_{tb}^2} \quad (V.13)$$

Le rapport des vitesses sera égal au rapport inverse des sections :

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D_{\acute{e}q}^2}{d'^2} = 2 \times \frac{D_{\acute{e}q}^2}{(0,92 \times d_t)^2} = K' \quad (V.14)$$

Par conséquent :

$$V_2 = K' \times V_f \quad (V.15)$$

V.5.2. Variation du volume d'air dans le réservoir

Elle est donnée par :

$$U = S \times \theta \times V_m \quad (V.16)$$

Avec :

S : Section de la conduite de refoulement ;

θ : Temps d'un aller retour de l'onde qui est donné par la formule :

$$\theta = \frac{2 \times L}{a} \quad (V.17)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en (m) ;

a : Célérité de l'onde en (m/s).

Avec :

V_m : Vitesse moyenne de l'eau pour un intervalle de temps donné (m/s), avec :

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad (V.18)$$

Par suite :

$$\Delta U = 0,14 \times V_m \quad (V.19)$$

V.5.3. Pression dans le réservoir d'air

La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON ci-dessous :

$$Z = \frac{(H_g + P_a + \Delta H_0) \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (V.20)$$

Avec :

Z : Pression dans le réservoir d'air (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

P_a : Pression atmosphérique, $P_a=10$ m ;

U_0 : Volume initial de l'air dans le réservoir ;

U : Volume de l'air dans le réservoir ;

ΔH_0 : Pertes de charge au refoulement au régime normal.

V.5. Dimensions du réservoir d'air

Le réservoir d'air est conçu dans cette étude pour les conduites de refoulement :

❖ tronçon station de reprise Taawint - Réservoir Essouk

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(11))

$$U_0 = 0,05 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 \times U_{max} = 1,2 \times 0,05 = 0,06 \text{ m}^3$$

Avec:

V_t : volume total de la cloche ;

U_{max} : volume d'air dans la cloche En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume $U = 0,93 \text{ m}^3$

❖ tronçon station de reprise Ouzwaghene - station de reprise Teskouma

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(12))

$$U_0 = 1,5 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 \times U_{max} = 1,2 \times 1,5 = 1,8 \text{ m}^3$$

Avec:

V_t : volume total de la cloche ;

U_{\max} : volume d'air dans la cloche En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume $U = 1,8 \text{ m}^3$

❖ **tronçon station de reprise lamourene - Réservoirs Handis**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(13))

$$U_0 = 1 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 1 = 1,2 \text{ m}^3$$

Avec:

V_t : volume total de la cloche ;

U_{\max} : volume d'air dans la cloche En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume $U = 1,2 \text{ m}^3$

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu analyser et maîtriser le phénomène du coup de bélier dans nos conduites. Les résultats obtenus montrent l'absence de surpressions significatives. En revanche, les valeurs de dépression restent importantes, ce qui nécessite la mise en place de dispositifs de protection. Ainsi, des réservoirs d'air ont été installés sur les conduites de refoulement, tandis que des vannes à fermeture lente ont été mises en place dans les tronçons gravitaires afin de limiter les effets des dépressions et d'assurer la sécurité du réseau.

CHAPITRE VI

SIG et les logiciels utilisés

Chapitre VI : SIG et les logiciels utilisés**VI.1. Introduction**

La gestion efficace des réseaux d'eau potable constitue un enjeu majeur pour garantir un accès équitable, durable et sécurisé à la ressource. Face aux défis liés à l'urbanisation, aux pertes en eau, au vieillissement des infrastructures et aux pressions climatiques, les outils numériques et les Systèmes d'Information Géographique (SIG) occupent aujourd'hui une place centrale dans les stratégies de gestion moderne des réseaux. Ces technologies permettent de modéliser, analyser, cartographier et surveiller l'ensemble des composants du réseau, offrant ainsi une vision globale et dynamique de son fonctionnement.

VI.2. Présentation Des Logiciels Utilisés**VI.2.1. Globale Mapper**

Global Mapper est un logiciel SIG (Système d'Information Géographique) développé par Blue Marble Geographics, reconnu pour son excellente interopérabilité. Il prend en charge l'importation et l'exportation de plus de 300 formats de fichiers (vectoriels, raster, modélisation 3D, LiDAR...), ce qui facilite l'échange de données entre différents logiciels SIG ou outils spécialisés. Grâce à cette capacité, Global Mapper est idéal pour créer des flux de travail où l'on bascule des données entre plates-formes, tout en préservant la géoréférenciation, les attributs et la structure des couches.

VI.2.2. AutoCAD + Covadis

Le logiciel AutoCAD, combiné à l'extension Covadis, constitue un outil performant pour la conception et le dimensionnement des réseaux d'eau potable. Covadis permet d'automatiser plusieurs tâches techniques, telles que la génération des profils en long, le calcul des altitudes, des pentes et des pressions, tout en s'intégrant parfaitement dans l'environnement de dessin d'AutoCAD.

VI.2.3. EPANET

Depuis 1993, l'Environmental Protection Agency (EPA) (Agence de protection de l'environnement) des États-Unis s'est vue confier la mission de développer des outils et des méthodes permettant de mieux comprendre les écoulements et les transformations que subit l'eau dans les réseaux d'adduction d'eau potable.

EPANET est un logiciel gratuit, accessible à tous pour la modélisation des réseaux d'AEP. Il permet de simuler le fonctionnement d'un réseau d'eau potable, sur une période donnée :

- Pression dans les tuyaux
- Vitesse de l'eau
- Qualité de l'eau (par exemple, niveau de chlore)

Mais pour utiliser EPANET, il faut entrer les données manuellement via une interface graphique.

VI.2.4. EpaCAD

EpaCAD est un logiciel libre qui permet de transformer facilement des fichiers AutoCAD en fichiers utilisables par EPANET. Il automatise l'importation des caractéristiques essentielles des éléments du réseau, fournissant ainsi la plupart des données nécessaires à la création et à l'analyse d'un modèle hydraulique.

VI.3.1. Google Earth

- Repérage des réservoirs, villages et stations de reprise.
- Tracé du cheminement des conduites d'adduction.

VI.3.2. Global Mapper

- Pression dans les tuyaux
- Import des tracés et changement de projection vers **UTM WGS 84**.
- Téléchargement du MNT (DEM) et export :
- Données vectorielles/LiDAR au format **DWG** pour AutoCAD.
- MNT au format **XYZ Grid** pour les altitudes.

VI.3.3. AutoCAD / Covadis

- Pression dans les tuyaux
- Élaboration des profils en long pour les trois chaînes d'adduction.

VI.3.3. EPANET

- Pression dans les tuyaux
- Import du réseau avec altitudes des nœuds.
- Saisie des réservoirs, diamètres, matériaux et autres attributs.
- Simulation hydraulique et validation des résultats. Comme elle représente la figure ci-après :

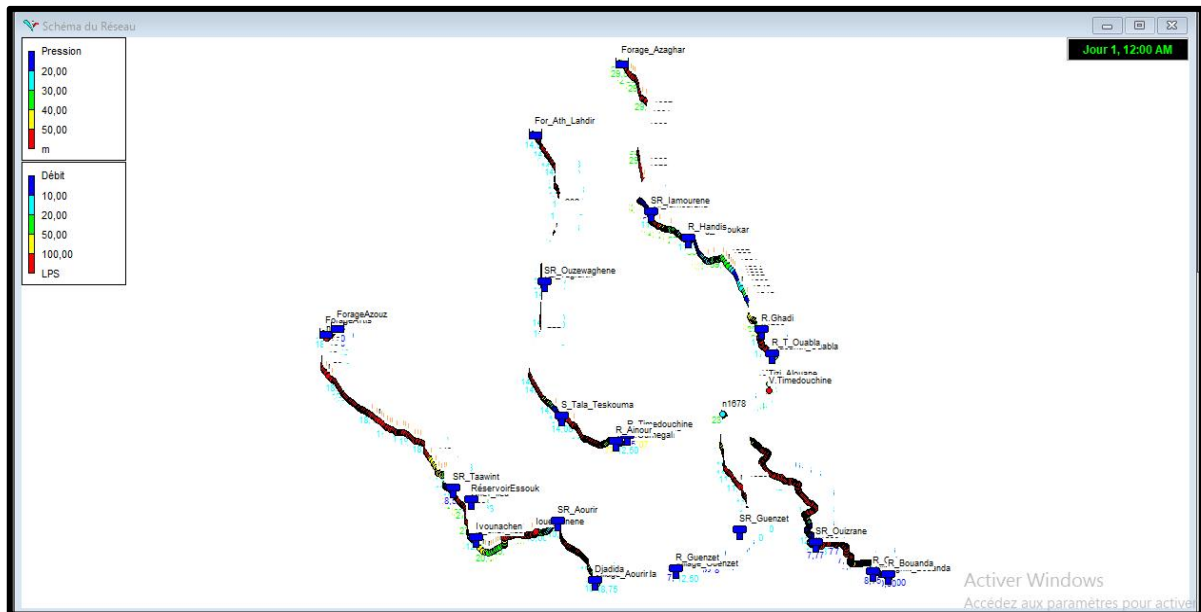


Figure VI.1 : la simulation des chaînes d'adduction

VI.3.4. QGIS

Ouverture du modèle validé à l'aide de l'extension ImportEpanetInpFiles pour la gestion finale dans le SIG.

Cette chaîne d'outils nous a permis de passer du relevé initial au modèle hydraulique validé, puis à une base SIG complète, prête pour la visualisation et la mise à jour du réseau.

Après avoir ouvert le projet sur QGIS, nous avons vérifié que le système de coordonnées de référence utilisé est "WGS 84 / UTM zone 31N", ce qui correspond à la zone géographique de notre étude. À ce stade, une grande partie du travail était déjà réalisée, notamment la création des Tables conduite, réservoir et forage.

Nous avons ensuite procédé à la mise à jour de ces tables pour y intégrer les attributs nécessaires à l'analyse. Pour la table conduite, nous avons ajouté les champs suivants : vitesse, débit et type de conduite. Quant à la table réservoir, nous avons intégré un champ supplémentaire relatif au volume. Ces modifications permettront une meilleure exploitation des données dans les étapes ultérieures du projet.

VI.3.4.1. Structure de la table forages (figure (VI.3))

- ID_ Forage ;
- La charge ;

- Débit par la pompe.

VI.3.4.2. Structure de la table réservoir (figure (VI.4))

- ID_Réservoir ;
- Elevation ;
- Initlevel ;
- Minlevel ;
- Maxlevel ;
- Volume.

VI.3.4.3. Structure de la table nœud (figure (VI.5))

- ID_Nœud ;
- Altitude_nœud_m.

VI.3.4.4. Structure de la table Conduites (figure (VI.6))

- ID_Conduites ;
- Nodeform ;
- Nodeto ;
- Status ;
- Diamètre ;
- length ;
- Roughness ;
- Vitesse ;
- Débit.

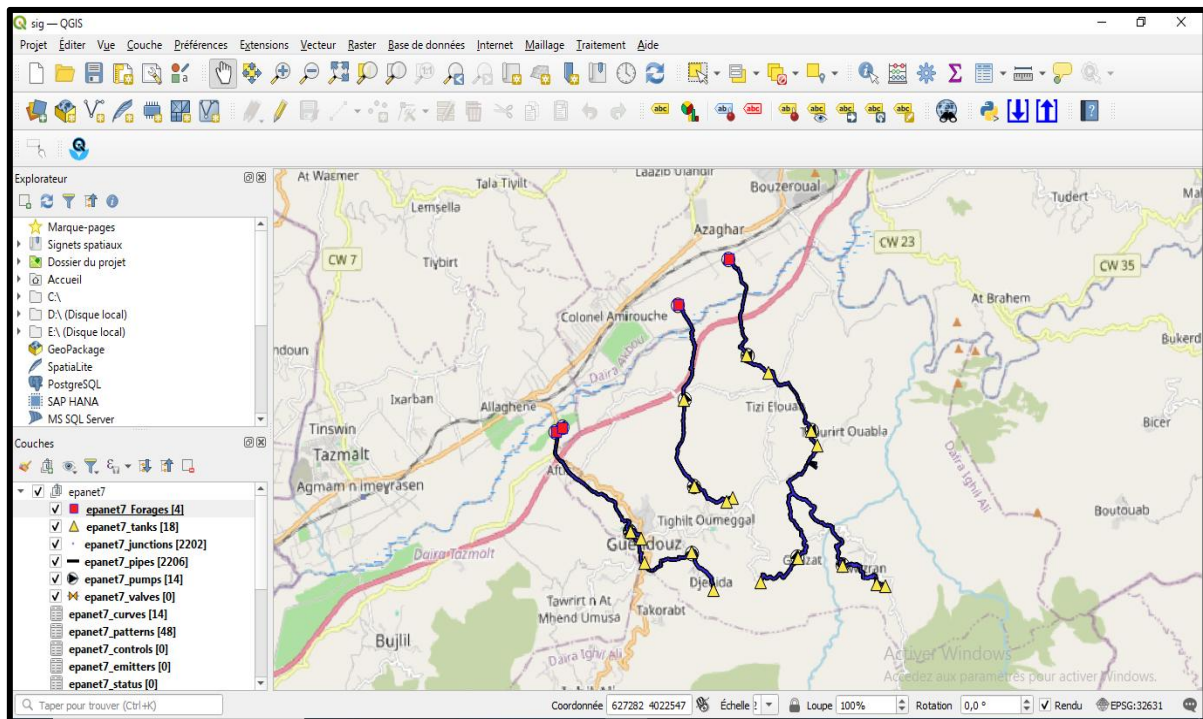


Figure VI.2 : Résultat de la vectorisation des chaînes d'adduction

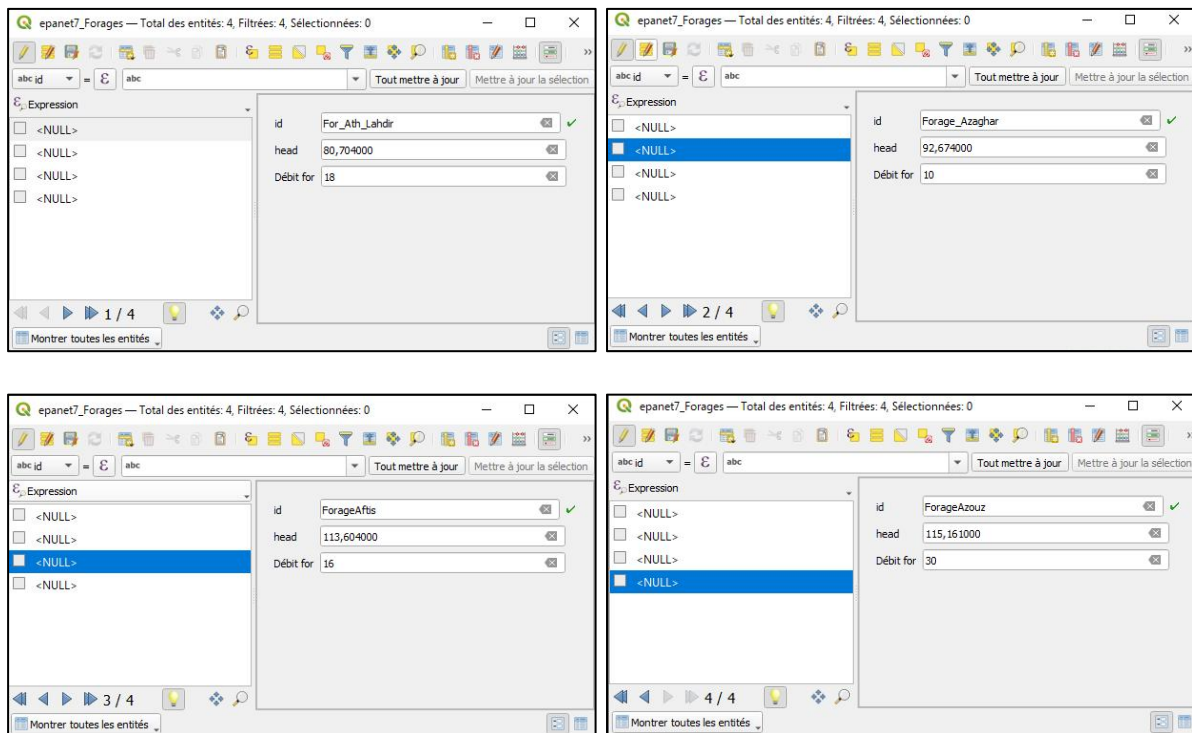


Figure VI.3 : Table Forages

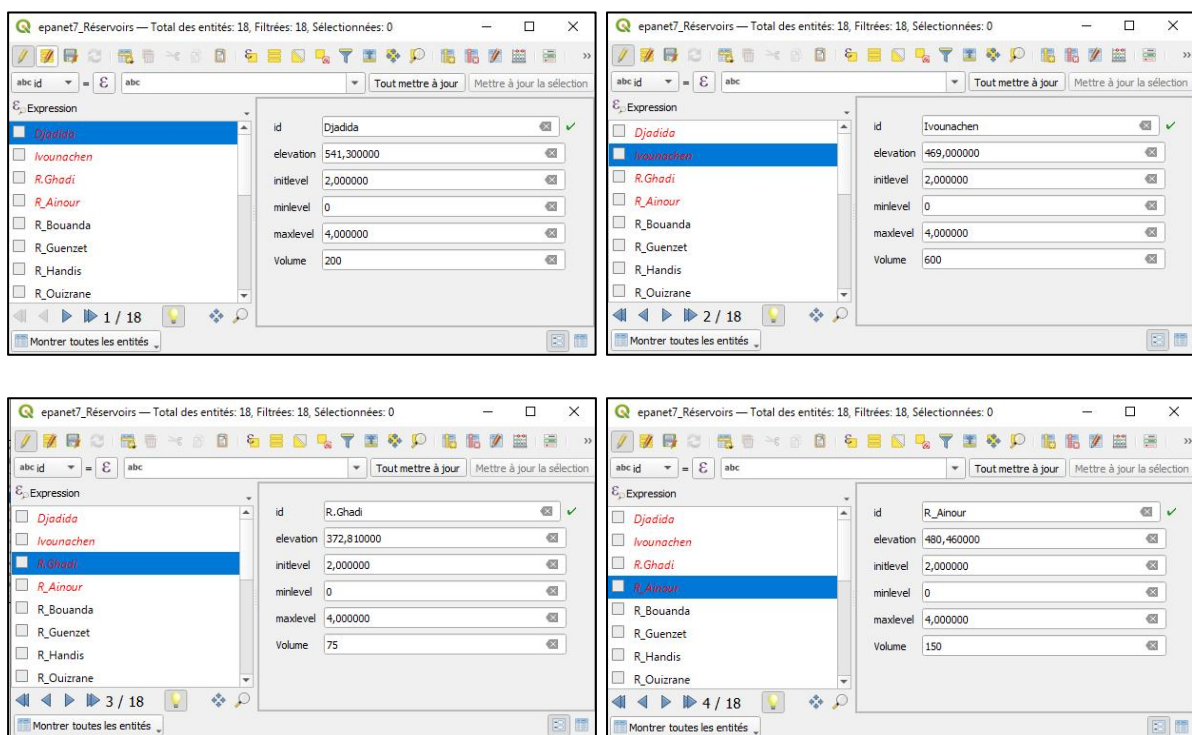


Figure VI.4 : Table Réservoirs

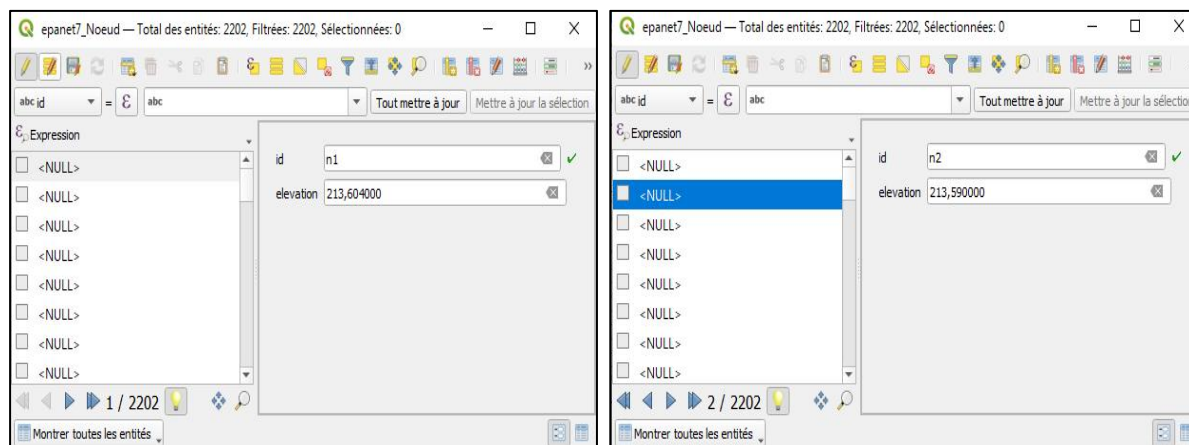


Figure VI.5 : Table Nœud

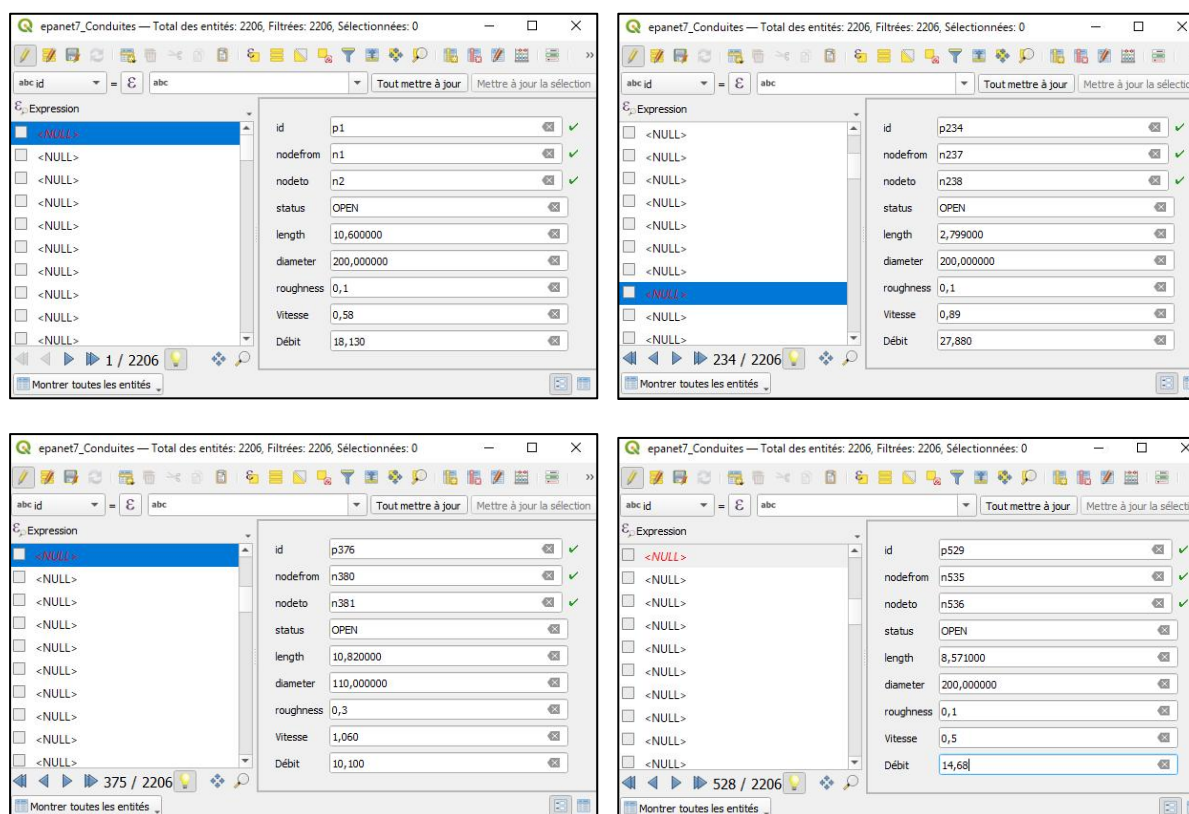


Figure VI.6 : Table Conduites

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons intégré les résultats de l'étude AEP dans un Système d'Information Géographique (SIG) afin de visualiser, analyser et optimiser le réseau d'eau. L'utilisation de logiciels comme QGIS a permis une représentation cartographique précise, facilitant la prise de décision et la communication des résultats.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Afin d'accompagner le développement de la commune d'Ait R'Zine et d'assurer une gestion durable de l'eau potable, notre projet a porté sur l'étude et le dimensionnement du réseau d'adduction jusqu'à l'horizon 2050, en tenant compte des besoins croissants d'une population estimée à 22694 habitants, et avec un débit global de 58,14 L/s.

L'analyse des besoins futurs en eau a mis en évidence la nécessité de projeter huit nouveaux réservoirs, afin de garantir une capacité de stockage suffisante et d'assurer une distribution efficace de l'eau à l'échelle du réseau.

Nous avons dimensionné les conduites d'adduction en prenant en considération à la fois les contraintes économiques et les exigences techniques du projet. Les conduites de refoulement (dix conduites) ont été conçues à l'aide des formules de Bress et Bonnin, tandis que les conduites gravitaires (six conduites) ont été dimensionnées en fonction des vitesses admissibles, des charges disponibles et des pertes de charge. Par ailleurs, le choix des pompes a été effectué à l'aide du logiciel Caprari, ce qui nous a permis de sélectionner neuf pompes conformes aux exigences du réseau, destinées à équiper huit stations de pompage.

Par ailleurs, il a été constaté que le réseau peut subir des variations de pression importantes lors des coups de bélier. Ces fluctuations, si elles ne sont pas maîtrisées, peuvent endommager les conduites. Il est donc essentiel d'installer des dispositifs de protection adaptés. Ainsi, des ventouses ont été prévues pour les tronçons en écoulement gravitaire, tandis que des réservoirs d'air ont été mis en place sur les conduites de refoulement.

Enfin, nous avons clôturé notre étude par l'intégration du réseau existant dans un Système d'Information Géographique (SIG), afin de centraliser et pérenniser l'ensemble des données techniques et spatiales. Plusieurs logiciels ont été mobilisés pour préparer ces informations :

- Nous avons d'abord dessiné le tracé sur **Google Earth**
- Puis, avec **Global Mapper**, nous avons converti les fichiers au bon format.
- Nous nous sommes servis d'**AutoCAD / Covadis** pour établir le profil en long.
- Avec **EPANET**, nous avons vérifié le bon fonctionnement hydraulique du réseau.

- Enfin, nous avons importé l'ensemble des données dans **QGIS**, ce qui permettra de les visualiser facilement et de mettre le réseau à jour quand ce sera nécessaire.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Fils-Aime, H. C., Développement d'une méthodologie pour le management du réseau d'eau potable de la ville de Trou-du-Nord et deux (2) de ses communes environnantes, Nord-est d'Haïti, Thèse de doctorat à Madison International Institute and BusinessSchool, 332 p, 2019.
- [2] <https://fr.db-city.com/Alg%C3%A9rie--B%C3%A9ja%C3%AFa--Ighil-Ali--A%C3%Aft-R'zine>
- [3] APC Ait R'Zine.
- [4] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine. Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [5] **BENDAHDANE, B. et OUBELGHAI, N.**, Renforcement de l'AEP de OUADHIA et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de TAKHOUKHT (Wilaya de TIZI OUZOU) ,Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingeniorat, Universite de BEJAIA, 2007.
- [6] AISSANI, M. et ZOUAGUI, H. : Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Il-Maten à partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Béjaïa. Mémoire de fin d'études, Université de Béjaïa, juin 2014.
- [7] AISSANI, C. (2020). Méthodologie de recherche sur les phénomènes transitoires en adduction d'eau. Mémoire de master en hydraulique. Université Mohamed Khider Biskra, Algérie
- [8] Guide méthodologique sur le coup de bélier. KSB volume 1, 4 allée des barbanniers F-92635 Gennevilliers Cedex.
- [9] BERREKSI, A. Cours hydraulique 3, laboratoire de recherche en hydraulique appliquée et environnement, Béjaïa 2015

ANNEXES

Annexe (1): Variation de la consommation horaire en fonction de $K_{max.h}$

Heure	Variation de la consommation en fonction de $K_{max.h}$											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5
0 - 1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
2 - 3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2
3 - 4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	1,3
4 - 5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5
5 - 6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,7
6 - 7	4	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5
7 - 8	4,4	4,45	4,55	4,9	5,2	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2
8 - 9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8
9 - 10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5
10 - 11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,3
11 - 12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1
12 - 13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,7	7,9	8,5	3,5
13 - 14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,6
14 - 15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7
15 - 16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2
16 - 17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4
17 - 18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4
18 - 19	4,35	4,4	4,25	4,5	4,7	4,95	5	6,5	6,3	6,2	6	7,5
19 - 20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6
20 - 21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6
21 - 22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1
22 - 23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6
23 - 24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6
Total	100	100	100	100	100,1	100,1	100	100	100	100	100	100

Annexe (2): Dimensionnement du Réservoir Ivounachen

Heure	Apports	Distribution	refoulement	sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	0,433	1,364	1,797	3,203	0,000	9,609
1-2	5	0,433	1,364	1,797	3,203	0,000	12,812
2-3	5	0,867	1,364	2,231	2,769	0,000	15,581
3-4	5	1,444	1,364	2,808	2,192	0,000	17,773
4-5	5	2,528	1,364	3,892	1,108	0,000	18,881
5-6	5	2,528	1,364	3,892	1,108	0,000	19,989
6-7	5	3,25	1,364	4,614	0,386	0,000	20,375
7-8	5	7,366	1,364	8,730	0,000	-3,730	16,645
8-9	5	6,355	1,364	7,719	0,000	-2,719	13,926
9-10	5	4,694	1,364	6,058	0,000	-1,058	12,868
10-11	5	2,961	1,364	4,325	0,675	0,000	13,543
11-12	5	2,961	1,364	4,325	0,675	0,000	14,218
12-13	5	2,528	1,364	3,892	1,108	0,000	15,326
13-14	5	2,528	1,364	3,892	1,108	0,000	16,434
14-15	5	3,394	1,364	4,758	0,242	0,000	16,676
15-16	5	4,478	1,364	5,842	0,000	-0,842	15,834
16-17	5	7,511	1,364	8,875	0,000	-3,875	11,959
17-18	5	6,789	1,364	8,153	0,000	-3,153	8,806
18-19	0	5,272	0	5,272	0,000	-5,272	3,534
19-20	0	1,156	0	1,156	0,000	-1,156	2,378
20-21	0	1,156	0	1,156	0,000	-1,156	1,222
21-22	0	0,722	0	0,722	0,000	-0,722	0,000
22-23	5	0,433	1,364	1,797	3,203	0,000	3,203
23-24	5	0,433	1,364	1,797	3,203	0,000	6,406
Total	100	72,22	27,28	100	24,183	-23,683	

Annexe (3): Dimensionnement du Réservoir Essouk

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0 - 1	5	0,75	4,25	0	11,25
1 - 2	5	0,75	4,25	0	15,5
2 - 3	5	1	4	0	19,5
3 - 4	5	1	4	0	23,5
4 - 5	5	3	2	0	25,5
5 - 6	5	5,5	0	-0,5	25
6 - 7	5	5,5	0	-0,5	24,5
7 - 8	5	5,5	0	-0,5	24
8 - 9	5	3,5	1,5	0	25,5
9 - 10	5	3,5	1,5	0	27
10 - 11	5	6	0	-1	26
11 - 12	5	8,5	0	-3,5	22,5
12 - 13	5	8,5	0	-3,5	19
13 - 14	5	6	0	-1	18
14 - 15	5	5	0	0	18
15 - 16	5	5	0	0	18
16 - 17	5	3,5	1,5	0	19,5
17 - 18	5	3,5	1,5	0	21
18 - 19	0	6	0	-6	15
19 - 20	0	6	0	-6	9
20 - 21	0	6	0	-6	3
21 - 22	0	3	0	-3	0
22 - 23	5	2	3	0	3
23 - 24	5	1	4	0	7
Total	100	100	31,5	-31,5	

Annexe (4): Dimensionnement du Réservoir Ainour

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0 - 1	4,163	0,75	3,413	0	9,914
1 - 2	4,163	0,75	3,413	0	13,327
2 - 3	4,167	1	3,167	0	16,494
3 - 4	4,167	1	3,167	0	19,661
4 - 5	4,167	3	1,167	0	20,828
5 - 6	4,167	5,5	0	-1,333	19,495
6 - 7	4,167	5,5	0	-1,333	18,162
7 - 8	4,167	5,5	0	-1,333	16,829
8 - 9	4,167	3,5	0,667	0	17,496
9 - 10	4,167	3,5	0,667	0	18,163
10 - 11	4,167	6,5	0	-2,333	15,83
11 - 12	4,167	8,5	0	-4,333	11,497
12 - 13	4,167	8,5	0	-4,333	7,164
13 - 14	4,167	6	0	-1,833	5,331
14 - 15	4,167	5	0	-0,833	4,498
15 - 16	4,167	5	0	-0,833	3,665
16 - 17	4,167	3,5	0,667	0	4,332
17 - 18	4,167	3,5	0,667	0	4,999
18 - 19	4,167	6	0	-1,833	3,166
19 - 20	4,167	6	0	-1,833	1,333
20 - 21	4,167	6	0	-1,833	0
21 - 22	4,167	3	1,167	0	1,167
22 - 23	4,167	2	2,167	0	3,334
23 - 24	4,167	1	3,167	0	6,501
Total	100	100	23,496	-23,996	

Annexe (5): Dimensionnement du Réservoir Timedouchine

Heure	Apports	Distribution 1	Distribution 2	sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	0,472	0,887	1,359	3,641	0	10,923
1-2	5	0,472	0,887	1,359	3,641	0	14,564
2-3	5	0,945	0,887	1,832	3,168	0	17,732
3-4	5	1,574	0,887	2,461	2,539	0	20,271
4-5	5	2,755	0,887	3,642	1,358	0	21,629
5-6	5	2,755	0,887	3,642	1,358	0	22,987
6-7	5	3,542	0,887	4,429	0,571	0	23,558
7-8	5	8,028	0,887	8,915	0	-3,915	19,643
8-9	5	6,926	0,887	7,813	0	-2,813	16,830
9-10	5	5,116	0,887	6,003	0	-1,003	15,827
10-11	5	3,227	0,887	4,114	0,886	0	16,713
11-12	5	3,227	0,887	4,114	0,886	0	17,599
12-13	5	2,755	0,887	3,642	1,358	0	18,957
13-14	5	2,755	0,887	3,642	1,358	0	20,315
14-15	5	3,699	0,887	4,586	0,414	0	20,729
15-16	5	4,88	0,887	5,767	0	-0,767	19,962
16-17	5	8,186	0,887	9,073	0	-4,073	15,889
17-18	5	7,399	0,887	8,286	0	-3,286	12,603
18-19	0	5,746	0,887	6,633	0	-6,633	5,970
19-20	0	1,259	0,887	2,146	0	-2,146	3,824
20-21	0	1,259	0,887	2,146	0	-2,146	1,678
21-22	0	0,787	0,887	1,674	0	-1,674	0
22-23	5	0,472	0,887	1,359	3,641	0	3,641
23-24	5	0,472	0,887	1,359	3,641	0	7,282
Total	100	78,71	21,29	100	28,460	-28,456	

Annexe (6): Dimensionnement du Réservoir Ouizrane

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0 – 1	5	0,6	4,4	0	13,2
1 – 2	5	0,6	4,4	0	17,6
2 – 3	5	1,2	3,8	0	21,4
3 – 4	5	2	3	0	24,4
4 – 5	5	3,5	1,5	0	25,9
5 – 6	5	3,5	1,5	0	27,4
6 – 7	5	4,5	0,5	0	27,9
7 – 8	5	10,2	0	-5,2	22,7
8 – 9	5	8,8	0	-3,8	18,9
9 – 10	5	6,5	0	-1,5	17,4
10 – 11	5	4,1	0,9	0	18,3
11 – 12	5	4,1	0,9	0	19,2
12 – 13	5	3,5	1,5	0	20,7
13 – 14	5	3,5	1,5	0	22,2
14 – 15	5	4,7	0,3	0	22,5
15 – 16	5	6,2	0	-1,2	21,3
16 – 17	5	10,4	0	-5,4	15,9
17 – 18	5	9,4	0	-4,4	11,5
18 – 19	0	7,3	0	-7,3	4,2
19 – 20	0	1,6	0	-1,6	2,6
20 – 21	0	1,6	0	-1,6	1
21 – 22	0	1	0	-1	0
22 – 23	5	0,6	4,4	0	4,4
23 – 24	5	0,6	4,4	0	8,8
Total	100	100	33	-33	

Annexe (7): Dimensionnement du Réservoir Tighilt n Bouanda

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0 – 1	5	0,6	4,4	0	13,2
1 – 2	5	0,6	4,4	0	17,6
2 – 3	5	1,2	3,8	0	21,4
3 – 4	5	2	3	0	24,4
4 – 5	5	3,5	1,5	0	25,9
5 – 6	5	3,5	1,5	0	27,4
6 – 7	5	4,5	0,5	0	27,9
7 – 8	5	10,2	0	-5,2	22,7
8 – 9	5	8,8	0	-3,8	18,9
9 – 10	5	6,5	0	-1,5	17,4
10 - 11	5	4,1	0,9	0	18,3
11 - 12	5	4,1	0,9	0	19,2
12 - 13	5	3,5	1,5	0	20,7
13 - 14	5	3,5	1,5	0	22,2
14 -15	5	4,7	0,3	0	22,5
15 - 16	5	6,2	0	-1,2	21,3
16 - 17	5	10,4	0	-5,4	15,9
17 - 18	5	9,4	0	-4,4	11,5
18 - 19	0	7,3	0	-7,3	4,2
19 - 20	0	1,6	0	-1,6	2,6
20 - 21	0	1,6	0	-1,6	1
21 - 22	0	1	0	-1	0
22 - 23	5	0,6	4,4	0	4,4
23 - 24	5	0,6	4,4	0	8,8
Total	100	100	33	-33	

Annexe (8): Dimensionnement du Réservoir Guenzet

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%
0 – 1	5	0,6	4,4	0	13,2
1 – 2	5	0,6	4,4	0	17,6
2 – 3	5	1,2	3,8	0	21,4
3 – 4	5	2	3	0	24,4
4 – 5	5	3,5	1,5	0	25,9
5 – 6	5	3,5	1,5	0	27,4
6 – 7	5	4,5	0,5	0	27,9
7 – 8	5	10,2	0	-5,2	22,7
8 – 9	5	8,8	0	-3,8	18,9
9 – 10	5	6,5	0	-1,5	17,4
10 – 11	5	4,1	0,9	0	18,3
11 – 12	5	4,1	0,9	0	19,2
12 – 13	5	3,5	1,5	0	20,7
13 – 14	5	3,5	1,5	0	22,2
14 – 15	5	4,7	0,3	0	22,5
15 – 16	5	6,2	0	-1,2	21,3
16 – 17	5	10,4	0	-5,4	15,9
17 – 18	5	9,4	0	-4,4	11,5
18 – 19	0	7,3	0	-7,3	4,2
19 – 20	0	1,6	0	-1,6	2,6
20 – 21	0	1,6	0	-1,6	1
21 – 22	0	1	0	-1	0
22 – 23	5	0,6	4,4	0	4,4
23 – 24	5	0,6	4,4	0	8,8
Total	100	100	33	-33	

Annexe (9): Dimensionnement du Réservoir Taourirt Ouabla

Heure	Apports	Distribution	refoulement	Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	0,575	1,364	2,193	2,807	0,000	7,542
1-2	5	0,575	1,364	2,193	2,807	0,000	10,349
2-3	5	0,575	1,364	2,193	2,807	0,000	13,157
3-4	5	0,677	1,364	2,295	2,705	0,000	15,862
4-5	5	1,826	1,364	3,444	1,556	0,000	17,418
5-6	5	3,179	1,364	4,797	0,203	0,000	17,621
6-7	5	3,619	1,364	5,237	0,000	-0,237	17,384
7-8	5	3,957	1,364	5,575	0,000	-0,575	16,810
8-9	5	3,044	1,364	4,662	0,338	0,000	17,148
9-10	5	2,841	1,364	4,459	0,541	0,000	17,689
10-11	5	3,720	1,364	5,338	0,000	-0,338	17,351
11-12	5	5,073	1,364	6,691	0,000	-1,691	15,660
12-13	5	5,344	1,364	6,962	0,000	-1,962	13,698
13-14	5	4,295	1,364	5,913	0,000	-0,913	12,785
14-15	5	3,517	1,364	5,135	0,000	-0,135	12,649
15-16	5	3,247	1,364	4,865	0,135	0,000	12,785
16-17	5	2,705	1,364	4,323	0,677	0,000	13,461
17-18	5	3,044	1,364	4,662	0,338	0,000	13,799
18-19	0	4,194	0	4,194	0,000	-4,194	9,605
19-20	0	3,855	0	3,855	0,000	-3,855	5,750
20-21	0	3,720	0	3,720	0,000	-3,720	2,030
21-22	0	2,029	0	2,029	0,000	-2,029	0,000
22-23	5	1,353	1,364	2,971	2,029	0,000	2,029
23-24	5	0,677	1,364	2,295	2,705	0,000	4,734
Total	100	67,64	32,36	99,999	19,650	-19,649	

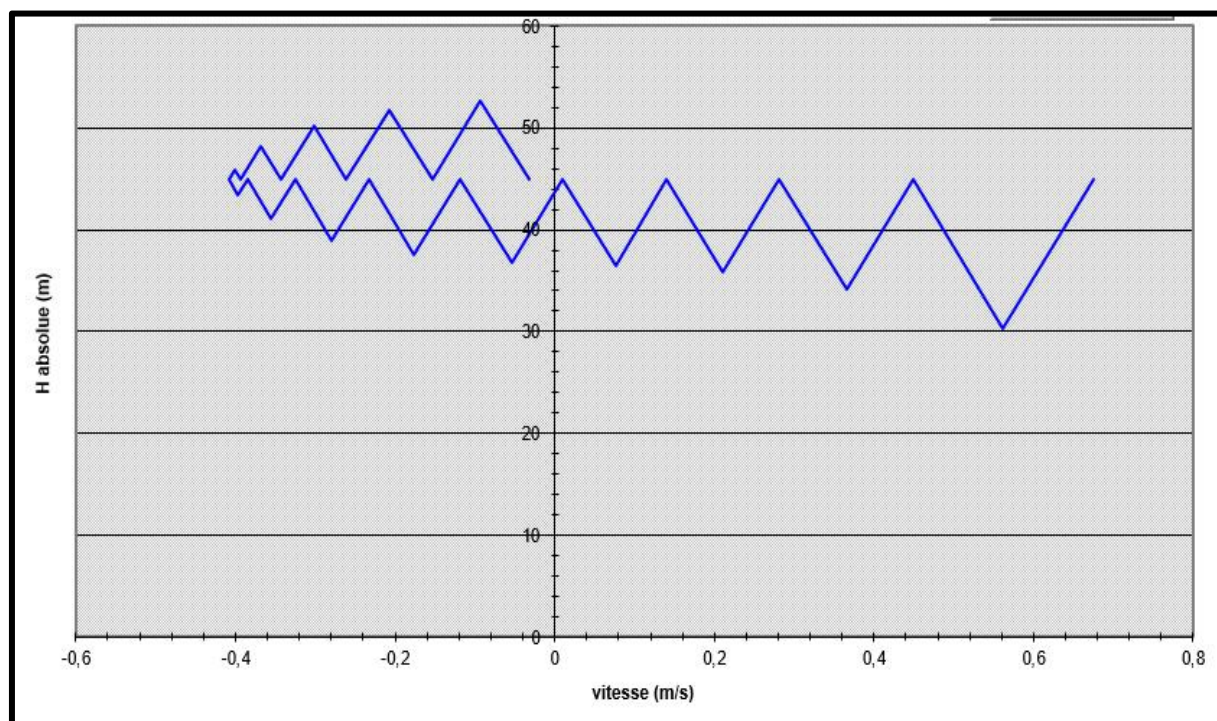
Annexe (10): Dimensionnement du Réservoir Handis

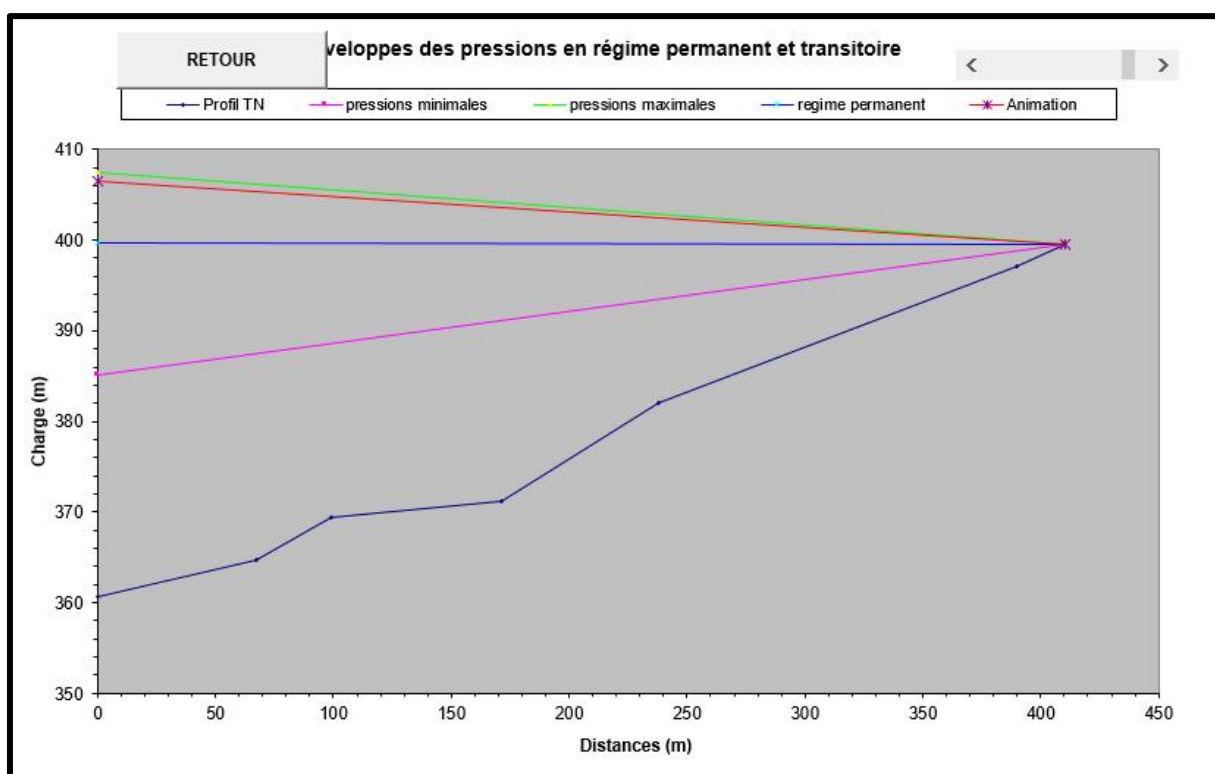
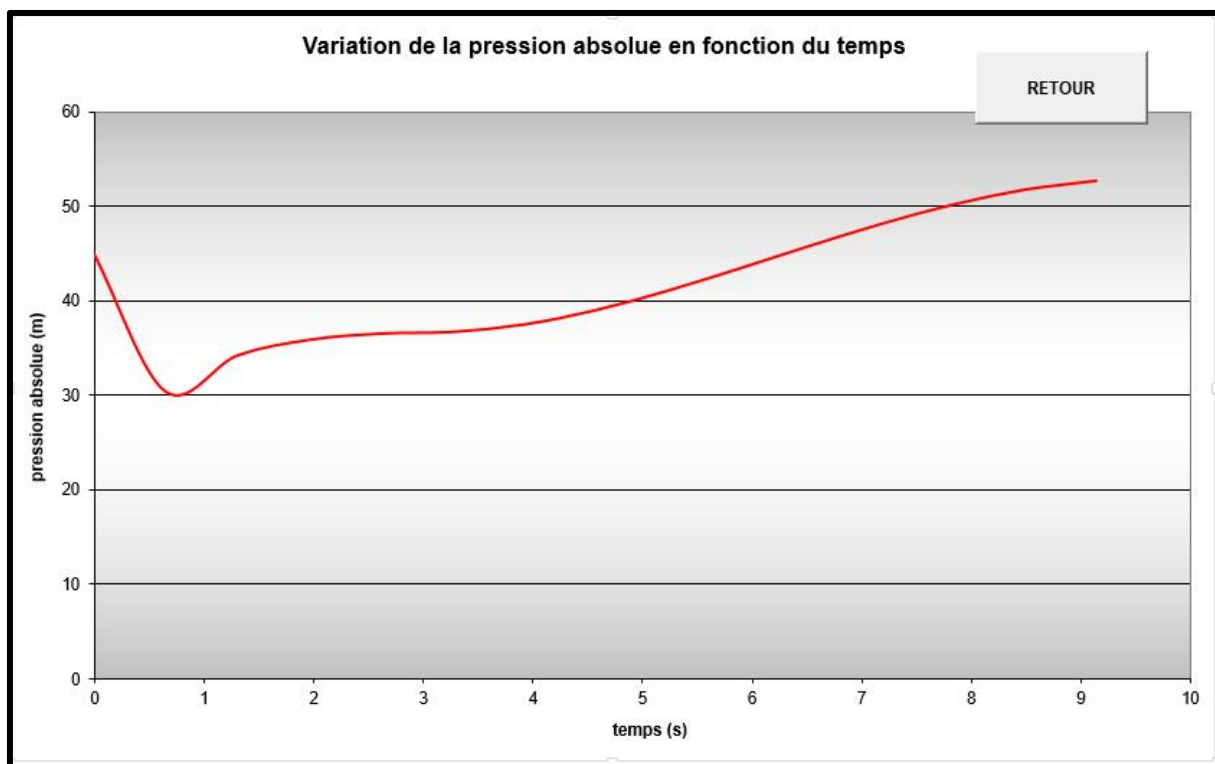
Heure	Apports	Distribution	refoulement	sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	0,202	3,772	3,974	1,026	0,000	11,768
1-2	5	0,202	3,772	3,974	1,026	0,000	11,975
2-3	5	0,606	3,908	4,514	0,486	0,000	12,124
3-4	5	1,110	3,908	5,018	0,000	-0,018	12,273
4-5	5	1,110	3,908	5,018	0,000	-0,018	11,931
5-6	5	1,110	3,908	5,018	0,000	-0,018	10,975
6-7	5	0,707	3,908	4,615	0,385	0,000	10,018
7-8	5	0,707	3,908	4,615	0,385	0,000	9,062
8-9	5	1,212	3,908	5,120	0,000	-0,120	8,597
9-10	5	1,716	3,908	5,624	0,000	-0,624	8,132
10-11	5	1,716	3,908	5,624	0,000	-0,624	7,053
11-12	5	1,212	3,908	5,120	0,000	-0,120	5,360
12-13	5	1,010	3,908	4,918	0,082	0,000	3,666
13-14	5	1,010	3,908	4,918	0,082	0,000	2,587
14-15	5	0,707	3,908	4,615	0,385	0,000	1,753
15-16	5	0,707	3,908	4,615	0,385	0,000	0,920
16-17	5	1,212	3,908	5,120	0,000	-0,120	0,455
17-18	5	1,212	3,908	5,120	0,000	-0,120	0
18-19	0	1,212	0	1,212	0,000	-1,212	2,693
19-20	0	0,606	0	0,606	0,000	-0,606	5,386
20-21	0	0,404	0	0,404	0,000	-0,404	8,078
21-22	0	0,202	0	0,202	0,000	-0,202	11,508
22-23	5	1,297	3,908	5,205	0,000	-0,205	11,412
23-24	5	0,649	3,908	4,557	0,443	0,000	11,561
Total	100	21,84	78,16	100	4,685	-4,411	

Annexe (11) : Calcul du réservoir d'air de la conduite SR Taawint- Réservoir Essouk

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,1 m	Vitesse	0,6751532 m/s	Volume U _{air}	0,05 m ³
Débit	0,0053 m ³ /s	Section	0,00785 m ²	K PDC ent	8,84 Vf *
H géomet	34,907 m	Célérité a	1257,947 m/s	K PDC sort	34,4 Vf *
Long. Con	410,38 m	B	86,576405 m	Exposant	1,4
coef. K	0,6	Hmax	121,4834 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0044 m	Hmin	-51,6634 m	pres. air Z	
C Haz Will	1065	periode θ	0,6524539 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	44,907 m	Surpression	7,7919555 m
Umax	0,0578082 m ³	PDC δ	0,0490204 m	Dépression	14,510396 m
Umin	0,0446814 m ³	a/g	128,23109 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,05	44,95602	0	44,95602	0,0490204	44,907	0,6751532	0	0	
0,6524539	0,0031676	0,0531676	41,251546	10,854342	30,396604	0,0348702	30,361733	0,5617231	0,6184491	0,5617389	-9,82E-06
1,3049198	0,0023735	0,055541	38,80488	4,5845327	34,220347	0,0156372	34,20465	0,3648376	0,4634012	0,3650634	-0,000226
1,9573798	0,001476	0,057017	37,405864	1,535668	35,870196	0,0057013	35,864494	0,2108589	0,2881744	0,2112854	-0,000426
2,6098397	0,0007354	0,0577524	36,740766	0,1979704	36,542796	0,0008553	36,541341	0,0751074	0,1435734	0,0758614	-0,000754
3,2622996	5,588E-05	0,0578082	36,691056	0,025817	36,716873	0,0004564	36,717329	-0,053993	0,01091	-0,054041	4,807E-05
3,9147595	-0,000589	0,0572193	37,22089	0,2736678	37,494557	0,0040623	37,49862	-0,175634	-0,114935	-0,175949	0,000315
4,5672195	-0,00166	0,0560529	38,30371	0,6906365	39,000347	0,009573	39,00992	-0,279395	-0,22773	-0,279511	0,0001157
5,2196794	-0,001627	0,0544261	39,922343	1,186509	41,040994	0,0149621	41,055956	-0,355415	-0,317621	-0,355731	0,0003155
5,8721393	-0,001929	0,0524966	41,991541	1,3981211	43,389662	0,018394	43,408056	-0,397137	-0,376711	-0,397691	0,0005549
6,5245992	-0,002047	0,0504498	44,395852	1,4254748	45,821327	0,018727	45,840054	-0,40155	-0,399627	-0,401563	1,335E-05
7,1770591	-0,001973	0,0484767	46,946139	1,2031644	48,149304	0,016006	48,16531	-0,368864	-0,385243	-0,368924	5,994E-05
7,8295191	-0,001719	0,0467579	49,379729	0,8074797	50,187208	0,0110638	50,198272	-0,30219	-0,335578	-0,302231	4,112E-05
8,481979	-0,001306	0,045452	51,377313	0,3813601	51,758674	0,0055235	51,764197	-0,207451	-0,254967	-0,207702	0,0002509
9,1344389	-0,000771	0,0446814	52,622139	0,0768164	52,698956	0,0012527	52,700208	-0,093201	-0,15046	-0,093218	1,677E-05

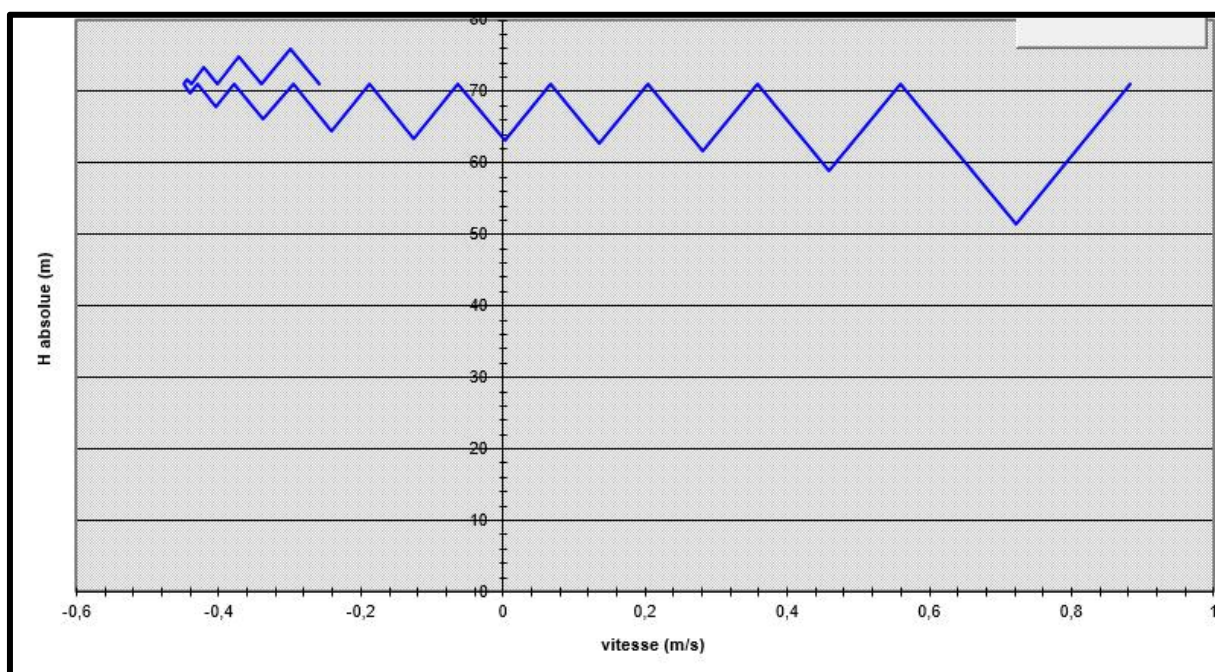


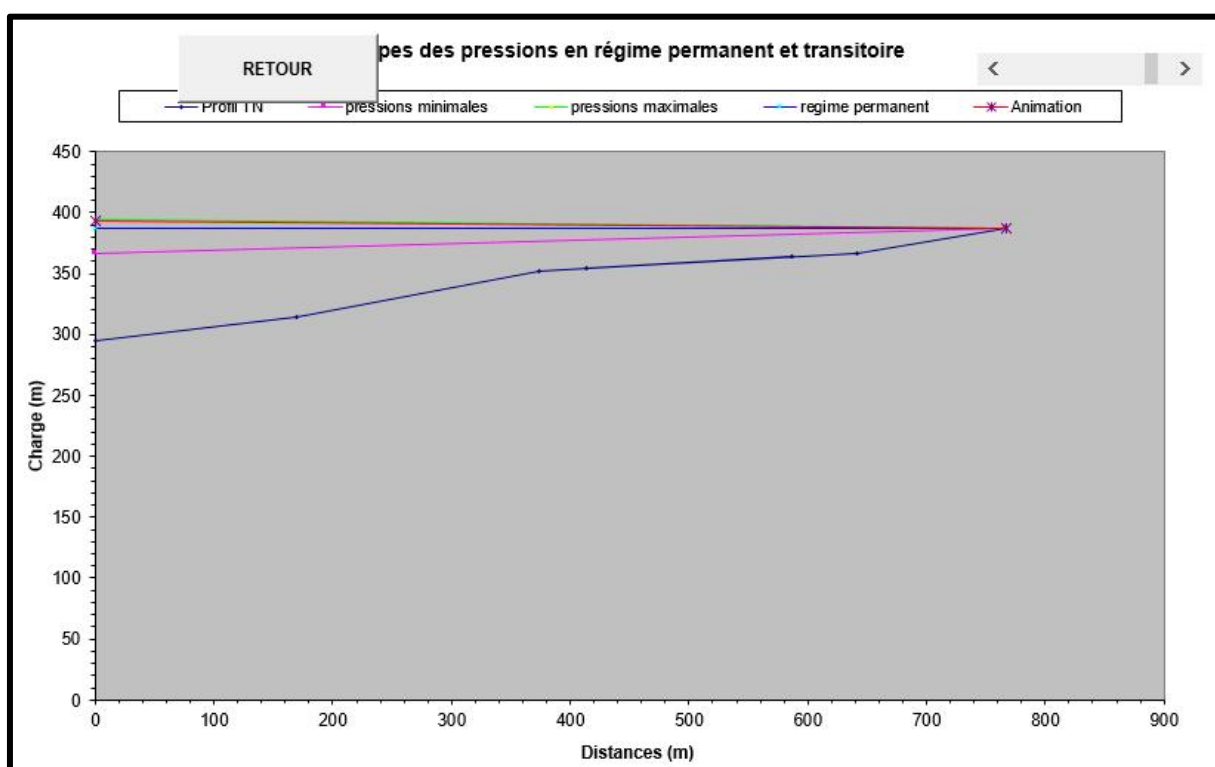
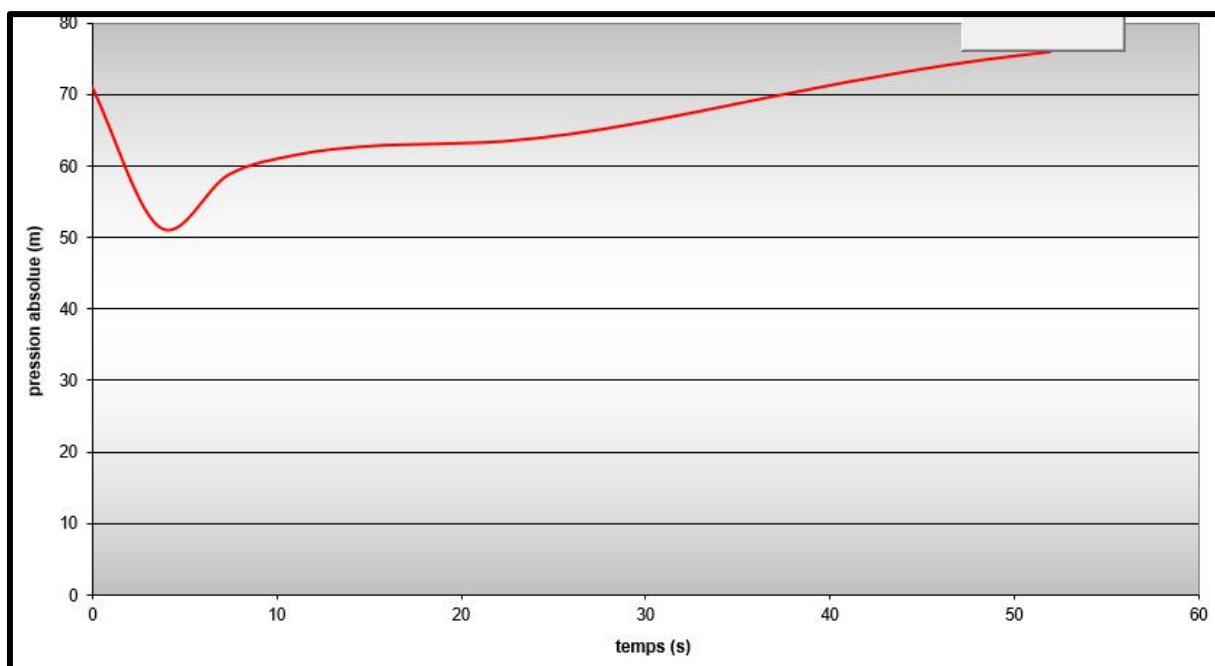


Annexe (12) : Calcul du réservoir d'air de la conduite SR Ouzwaghene -SR Tala Teskouma

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,15 m	Vitesse	0,8832272 m/s	Volume U _a	1,5 m ³
Débit	0,0156 m ³ /s	Section	0,0176625 m ²	K PDC entr	8,84 Vf ²
H géomet	61,09 m	Célérité a	1197,9118 m/s	K PDC sort	31,5 Vf ²
Long. Cond	2222,32 m	B	107,85201 m	Exposant	1,4
coef. K	0,6	Hmax	168,94201 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0045 m	Hmin	-46,762014 m	pres. air Z	
C Haz Will	2920	periode θ	3,7103232 s	125,48532 /U ⁴	
Résultats des variations du volume d'air		Hθ	71,09 m	Résultats des pressions	
Umax	1,6337795 m ³	PDC δ	0,0420245 m	Surpression	4,9067429 m
Umin	1,4415101 m ³	a/g	122,11129 s	Dépression	19,709569 m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1,5	71,132025	0	71,132025	0,0420245	71,09	0,8832272	0	0	
3,7103232	0,0525847	1,5525847	67,782178	16,401747	51,380431	0,0289021	51,351529	0,7215839	0,802408	0,7215888	-4,894E-06
7,4206465	0,0387054	1,5912901	65,4853	6,6552936	58,830006	0,012537	58,817469	0,4594378	0,59062	0,4596511	-0,0002134
11,13097	0,0242932	1,6155833	64,110892	2,500511	61,610381	0,0050643	61,605316	0,2812625	0,370899	0,2817469	-0,0004844
14,841293	0,0136837	1,6292671	63,358334	0,5814431	62,776891	0,0013118	62,775579	0,1355012	0,2088045	0,1358621	-0,0003609
18,551616	0,0045124	1,6337795	63,113479	0,000108	63,113371	4,6E-07	63,11337	0,0020897	0,0888567	0,0018513	0,0002383
22,261939	-0,0040724	1,6297071	63,334387	0,1406483	63,475035	0,0011432	63,476178	-0,1255844	-0,0621426	-0,1261366	0,0005521
25,972263	-0,0120625	1,6176446	63,996553	0,5176825	64,514236	0,0038211	64,518057	-0,2417552	-0,1840656	-0,2419946	0,0002393
29,682586	-0,0189839	1,5986607	65,063005	1,0061499	66,069155	0,0070701	66,076225	-0,3366336	-0,2896818	-0,337369	0,0007354
33,392909	-0,0242869	1,5743738	66,472491	1,441663	67,914154	0,0098644	67,924018	-0,4036197	-0,3706028	-0,4038367	0,000217
37,103232	-0,0276387	1,5467351	68,141332	1,7087783	69,850111	0,0115459	69,861657	-0,4396059	-0,4217482	-0,4396598	5,388E-05
40,813556	-0,0289731	1,517762	69,96934	1,7470849	71,716425	0,0117854	71,72821	-0,4444386	-0,4421101	-0,4445605	0,0001219
44,523879	-0,0283416	1,4894204	71,840397	1,5622709	73,402668	0,0106263	73,413294	-0,4201861	-0,4324751	-0,4203897	0,0002035
48,234202	-0,0259402	1,4634801	73,629417	1,2185346	74,847952	0,008442	74,856394	-0,3703162	-0,3958311	-0,3712725	0,0009564
51,944525	-0,02197	1,4415101	75,20525	0,7914924	75,996743	0,0056614	76,002404	-0,2992433	-0,3352485	-0,2992246	-1,874E-05

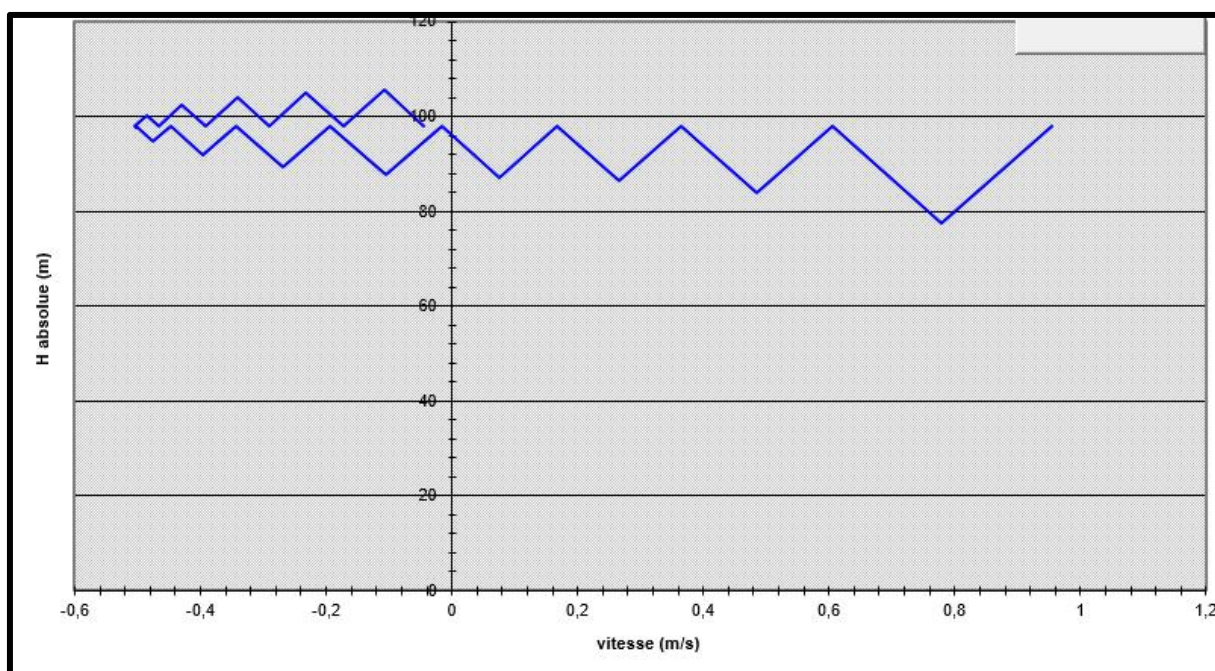


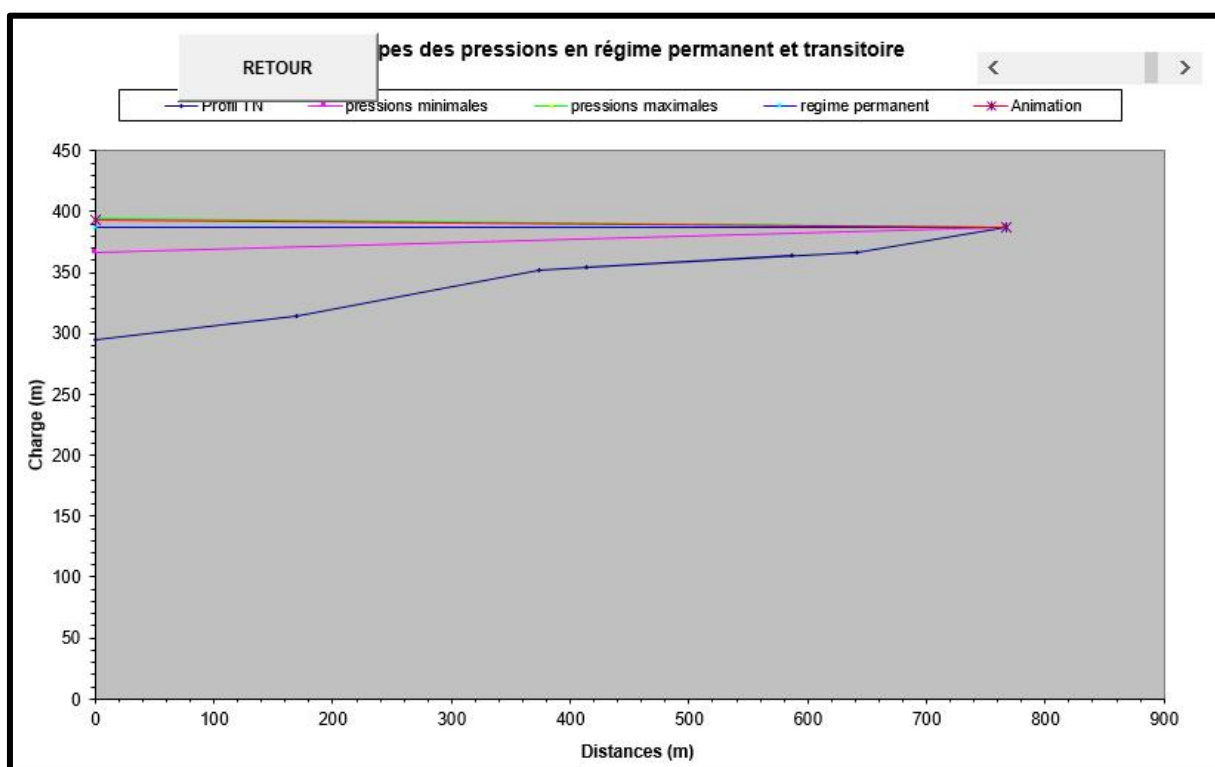
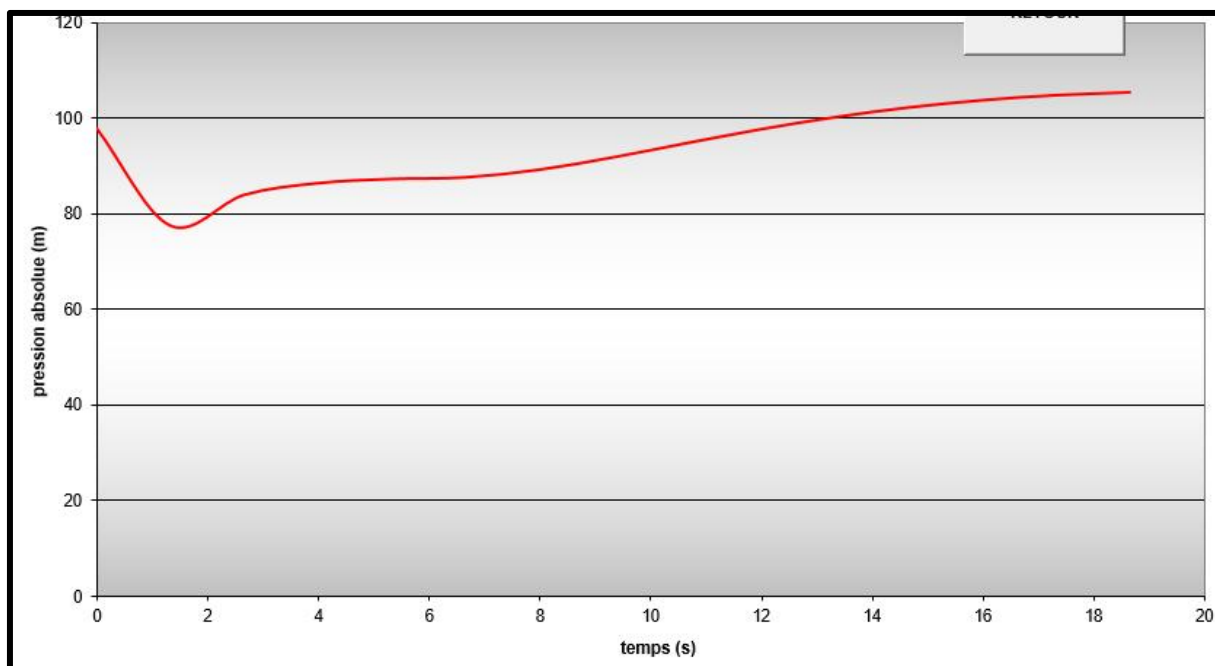


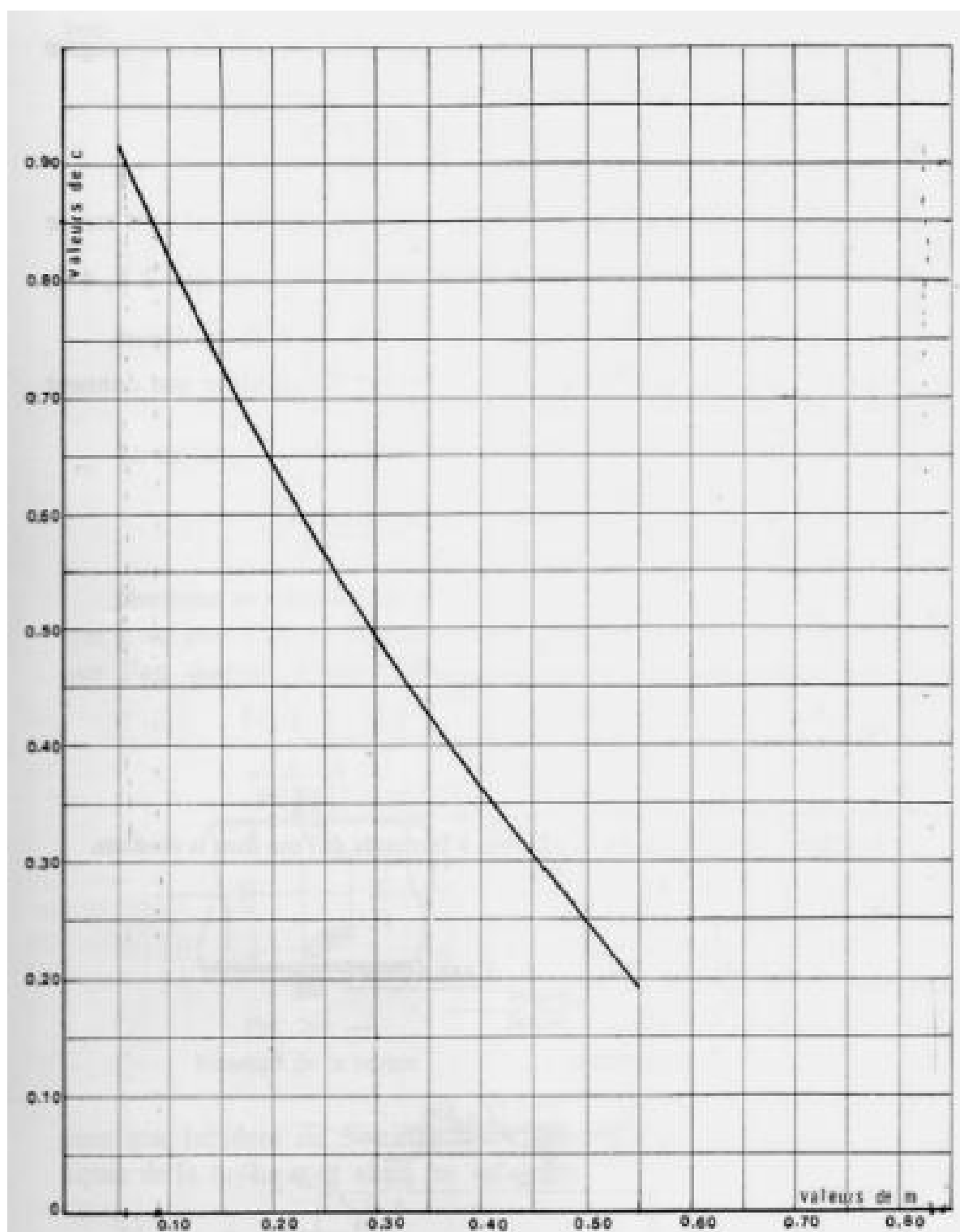
Annexe (13) : Calcul du réservoir d'air de la conduite SR Iamourene – Réservoir Handis

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,2 m	Vitesse	0,955414 m/s	Volume U _a	1 m ³
Débit	0,03 m ³ /s	Section	0,0314 m ²	K PDC entr	11,78 V _f ²
H géomet	87,968 m	Célérité a	1152,1609 m/s	K PDC sort	26,06 V _f ²
Long. Cond	767,25 m	B	112,21108 m	Exposant	1,4
coef. K	0,6	Hmax	200,17908 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0047 m	Hmin	-24,243076 m	pres. air Z	
C Haz Will	1540	periode θ	1,3318452 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	97,968 m	Surpression	7,565029 m
U _{max}	1,0855348 m ³	PDC δ	0,0392413 m	Dépression	20,584539 m
U _{min}	0,9494142 m ³	a/g	117,44759 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1	98,007241	0	98,007241	0,0392413	97,968	0,955414	0	0	
1,3318452	0,0362865	1,0362865	93,236586	15,853126	77,383461	0,026949	77,356512	0,7799188	0,8676851	0,7799563	-3,744E-05
2,6636905	0,026451	1,0627375	90,00399	6,1308751	83,873115	0,011181	83,861934	0,4843184	0,6324962	0,4850361	-0,0007176
3,9955357	0,015688	1,0784255	88,17632	1,8332038	86,343116	0,0036557	86,339461	0,2652028	0,3751317	0,2652273	-2,45E-05
5,327381	0,0071093	1,0855348	87,36891	0,1456868	87,223223	0,0003504	87,222873	0,0747036	0,1699983	0,0747692	-6,561E-05
6,6592262	-0,0006448	1,08489	87,441617	0,1313779	87,572994	0,0006642	87,573659	-0,105287	-0,0154184	-0,105608	0,000319
7,9910715	-0,007835	1,077055	88,333435	0,8530116	89,186447	0,003755	89,190202	-0,268527	-0,1873503	-0,2690945	0,0005675
9,3229167	-0,0139062	1,0631488	89,955246	1,8469027	91,802149	0,0076785	91,809828	-0,3956983	-0,3325264	-0,3959582	0,0002599
10,654762	-0,018209	1,0449398	92,157435	2,6563974	94,813832	0,0107509	94,824583	-0,4748961	-0,4354136	-0,4748691	-2,707E-05
11,986607	-0,0204587	1,0244811	94,744198	2,9869569	97,731154	0,0119842	97,743139	-0,5035751	-0,4892091	-0,5035491	-2,602E-05
13,318452	-0,020687	1,0037941	97,489011	2,7799616	100,26897	0,0112132	100,28019	-0,4858027	-0,4946685	-0,485788	-1,477E-05
14,650298	-0,0191352	0,9846589	100,15163	2,1713876	102,32302	0,00892	102,33194	-0,4289593	-0,4575614	-0,4293347	0,0003754
15,982143	-0,016121	0,968538	102,49315	1,3748996	103,86805	0,0058423	103,8739	-0,3415175	-0,3854851	-0,3416354	0,0001179
17,313988	-0,0120021	0,9565358	104,29811	0,6359909	104,9341	0,0028612	104,93696	-0,2318954	-0,2869954	-0,2323554	0,00046
18,645833	-0,0071217	0,9494142	105,39504	0,1379905	105,53303	0,0006951	105,53372	-0,1081407	-0,1702932	-0,1082311	9,031E-05





Annexe (14) : valeurs du coefficient dans un diaphragme c

Résumé

Ce travail porte sur la conception d'un système d'alimentation en eau potable pour la région d'Aït R'Zine, avec une projection des besoins jusqu'à l'horizon 2050. L'objectif est de répondre à l'augmentation de la demande en eau tout en assurant la durabilité et l'efficacité du réseau.

L'étude comprend la présentation de la zone, l'estimation des besoins, le dimensionnement des éléments clés (réservoir, conduites, station de pompage), ainsi que l'analyse du coup de bélier afin de limiter les risques hydrauliques.

Le projet intègre également le réseau dans un Système d'Information Géographique (SIG), permettant une gestion optimisée des données techniques, une visualisation claire du système et un appui efficace à la prise de décision. Cette approche contribue à une gestion rationnelle et durable des ressources en eau sur le long terme.

Mots-clés : AEP, réservoir, conduite, pompe, coup de bélier, SIG

Abstract

This work focuses on the design of a potable water supply system for the Aït R'Zine region, with a projection of water demand up to the year 2050. The main objective is to meet the increasing water demand while ensuring the sustainability and efficiency of the network.

The study includes a presentation of the area, an estimation of water needs, the sizing of key components (reservoir, pipelines, pumping station), as well as a water hammer analysis to minimize hydraulic risks.

The project also involves integrating the designed network into a Geographic Information System (GIS), allowing for optimized management of technical data, clear system visualization, and effective support for decision-making. This approach contributes to the rational and sustainable management of water resources over the long term.

Keywords : WSS, reservoir, pipeline, pump, water hammer, GIS

ملخص

يركز هذا العمل على تصميم نظام لتزويد منطقة آيت رزين بالمياه الصالحة للشرب، مع توقع الاحتياجات المائية حتى أفق سنة 2050. ويتمثل الهدف الأساسي في تلبية الطلب المتزايد على المياه، مع ضمان استدامة وكفاءة الشبكة.

تتضمن الدراسة عرضاً لمنطقة المشروع، وتقديرًا للاحتياجات من المياه، وتصميم العناصر الرئيسية مثل الخزان، القنوات، ومحطة الضخ، بالإضافة إلى تحليل ظاهرة المطرقة المائية بهدف الحد من المخاطر الهيدروليكية.

كما يشمل المشروع دمج الشبكة المصممة ضمن نظام المعلومات الجغرافية، مما يسمح بإدارة محكمة للبيانات التقنية، وعرض واضح لمكونات النظام، ودعم فعال لعملية اتخاذ القرار. وتُعدّ هذه المقاربة خطوة مهمة نحو إدارة عقلانية ومستدامة لموارد المياه على المدى الطويل.

الكلمات المفتاحية : التزويد بالمياه الصالحة للشرب، الخزان، القناة، المضخة، المطرقة المائية، نظام المعلومات الجغرافية