

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم
العلمي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL
FOR HYDRAULICS

"The Mudjahid Abdellah
Arbaoui"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵔⵉⵎⵉⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

THEME :

**ETUDE DU RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA COMMUNE DE DJEMAA OULED CHEIKH
(W. AIN DEFLA)**

Présenté par :

BENAZIZA Amani

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
M ^{me} BELLABAS Salima	M.C.B	Membre
Mr. DAHMANE Mouloud	M.C.B	Membre
M ^{me} SALHI Schahrazed	M.C.B	Promotrice

Session septembre 2024

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre profonde gratitude à Dieu qui nous a éclairés, fortifiés et donné la volonté nécessaire pour mener à bien ce travail et réussir nos études.

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à M^{me} SALHI.C, ma promotrice, pour son soutien indéfectible durant la réalisation de ce travail. Ses conseils avisés et sa confiance ont été déterminants.

Je suis très reconnaissant envers l'équipe de l'AEP de l'ADE d'Ain Defla pour leur accueil et leur soutien administratif. Grâce à eux, j'ai pu travailler dans de bonnes conditions.

Nous tenons à remercier nos professeurs et enseignants pour leur accompagnement tout au long de notre formation d'ingénieur. Nous adressons également nos respectueux remerciements aux membres du jury qui vont évaluer notre travail.

Un grand merci à tous mes amis qui ont été là pour moi.

Merci beaucoup à tous.

BENAZIA Amani

Dédicace :

Je tiens à remercier du fond du cœur mes parents, Mohammed et Fouzia, à qui je dédie ce travail. Leur présence et leurs encouragements ont été indispensables pour mener à bien ce projet.

Je dédie ce mémoire à ma famille : mes sœurs Rawan, Souha, Nour elhouda et leur fils Racim, ainsi qu'à mes frères Abd elrahim et Abd elnour. Votre joie de vivre a toujours été une source d'inspiration pour moi. Merci pour votre amour et votre soutien inconditionnel.

À mes amis, d'hier et d'aujourd'hui, qui avez partagé mes plus beaux moments, je dédie ce travail. Un grand merci à Nor elhouda, Melissa, Hadjer et Yamina pour votre soutien indéfectible. Votre amitié est précieuse.

Je dédie ce travail à ceux qui m'ont entouré et soutenu tout au long de ce parcours : mon grand-père Ali, la famille OUELD SETTI, Kamal et mon merveilleux Fodhil.

À ma famille, qui me tient tant à cœur.

À tous mes collègues hydrauliciens.

AMANI

ملخص

تعاني بلدية الجمعة أولاد الشيخ بولاية عين الدفلى من نقص حاد في إمدادات المياه الصالحة للشرب، مما يؤثر سلبًا على حياة السكان. تهدف هذه الدراسة إلى تقديم حلول مستدامة لهذه المشكلة من خلال تقييم الوضع الحالي واقتراح تصميم نظام جديد لتزويد البلدية بالمياه.

في هذه المذكرة، تم تصميم نظام جديد لتزويد هذه البلدية بالمياه الصالحة للشرب بالاعتماد على حقل آبار المياه الجوفية ببلدية سيدي الأخضر. شمل التصميم تحديد المواصفات الفنية الأنسب للأنابيب والخزانات، مع مراعاة الظروف التشغيلية المتوقعة. تم إجراء تحليل اقتصادي شامل لتقدير تكاليف المشروع وعائداته على المدى الطويل، حيث يهدف هذا المشروع إلى تلبية احتياجات السكان من المياه الصالحة للشرب بكميات كافية وجودة عالية، مع ضمان استدامة النظام وكفاءته التشغيلية.

الكلمات المفتاحية: نقص المياه، إمدادات المياه، مياه جوفية، تحليل اقتصادي، كفاءة تشغيلية.

Résumé :

Face à la pénurie d'eau potable qui affecte la commune de Djemaa Ouled Cheikh, cette étude propose la mise en place d'un nouveau système d'adduction d'eau potable. Basé sur l'exploitation d'un champ de puits forés à Sidi Lakhdar, ce projet a été conçu en tenant compte de critères techniques rigoureux (dimensionnement des canalisations, capacité des réservoirs) et d'une analyse économique détaillée (coûts d'investissement, coûts de fonctionnement). La solution proposée garantit un approvisionnement en eau potable sécurisé, fiable et pérenne pour la population de Djemaa Ouled Cheikh.

Mots-clés : Pénurie d'eau, Approvisionnement en eau, Eau souterraine, Analyse économique, Efficacité opérationnelle.

Abstract:

Faced with the shortage of drinking water affecting the commune of Djemaa Ouled Cheikh, this study proposes the implementation of a new drinking water supply system. Based on the exploitation of a field of wells drilled in Sidi Lakhdar, this project was designed taking into account rigorous technical criteria (pipe sizing, reservoir capacity) and a detailed economic analysis (investment costs, operating costs). The proposed solution guarantees a safe, reliable and sustainable supply of drinking water for the population of Djemaa Ouled Cheikh.

Keywords: Water scarcity, Water supply, Groundwater, Economic analysis, Operational efficiency.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I. Introduction :.....	2
I.1 Situation administrative et géographique :.....	2
I.1.1 Situation géographique :	2
I.1.2 Situation administrative :	3
I.2 Situation topographie :	3
I.3 Situation climatique :	4
I.4 Situation géologique :.....	6
I.5 Situation démographique actuelle (2024) :	6
I.6 Situation hydraulique :	7
I.6.1 Réseau hydrographique :	7

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

II. Introduction :.....	10
II.1 Variations de la consommation dans le temps :	10
II.1.1 Variations annuelles à long terme :.....	10
II.1.2 Variations saisonnières :	10
II.1.3 Variations hebdomadaires :.....	11
II.1.4 Variations horaires :.....	11
II.2 Evolution de la population aux différents horizons d'étude :	11
II.3 Évolution des besoins en eau potable :.....	12
Estimation des besoins en eau potable :.....	14
II.4 Débit de dimensionnement :	22

CHAPITRE III : Etude des variantes du renforcement de l'adduction

III. Introduction :.....	25
III.1 Type d'adduction :.....	25
III.2 Classification d'adduction :	25
III.2.1 Adduction gravitaire :	26
III.2.2 Adduction par refoulement :	26
III.2.3 Adduction mixte :	26
III.3 Adduction et types d'écoulement :	26

III.3.1	Écoulement à surface libre :	26
III.3.2	Écoulement en charge :	27
III.4	La ligne piézométrique :	27
III.5	L'air dans les tuyaux :	27
III.6	Les dépôts dans les tuyaux :	27
III.7	Principe du choix du tracé :	27
III.8	Choix de type de canalisation :	28
III.8.1	Sur le plan technique :	28
III.8.2	Sur le plan économique :	28
III.9	Comportement d'une conduite:	29
III.9.1	Cas de surpression :	30
III.9.2	Cas de dépression :	30
III.10	Etude technico-économique de l'adduction :	31
III.10.1	Etude de l'adduction par refoulement :	31
III.10.2	Cas gravitaire (calcul des diamètres avantageux) :	35
III.11	Proposition des variantes :	36
III.11.1	Variante 1:	36
III.11.2	Variante 2 :	37
III.11.3	Variante 3 :	38
III.11.4	Variante 4 :	39
III.11.5	Variante 5 :	40
III.11.6	Variante 6 :	41
III.12	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :	42
III.13	Détermination des diamètres économiques de la conduite gravitaire :	52
III.13.1	La charge disponible :	52
III.13.2	Calcul des paramètres hydraulique :	53
III.13.3	Les frais d'investissement :	53
III.13.4	Bilan Total :	54
III.12	Tableau récapitulatif :	54
III.13	Bilan total :	55
	Conclusion :	55

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

IV	Introduction :	57
IV.1	Etude des réservoirs :	57

IV.1.1	Rôles des réservoirs :	57
III.1.1	Classification des réservoirs :	57
III.1.2	Fonctions des réservoirs :	58
III.1.3	Emplacement des réservoirs :	59
III.1.4	Choix du réservoir :	59
IV.2	Equipement des réservoirs :	59
IV.2.1	Conduite d'arrivée ou d'adduction :	59
IV.2.2	Par le haut (chute libre) :	59
IV.2.3	En bas (siphon noyé) :	59
IV.2.4	Conduite de départ ou de distribution :	60
IV.2.5	Conduite de trop plein :	60
IV.2.6	Conduite de vidange :	60
IV.2.7	Conduite By-pass :	61
IV.2.8	Matérialisation de la réserve d'incendie :	61
IV.2.9	Prescriptions sanitaires :	61
IV.3	Capacité de réservoirs :	63
IV.3.1	Cas d'une adduction par refoulement :	63
IV.3.2	Cas d'une adduction gravitaire : (1).....	65
IV.4	Dimensionnement des réservoirs :	65
IV.4.1	Réservoir projeté de Djemaa Ouled Cheikh :	65
IV.4.2	Dimensionnement de réservoir tampon :	67
IV.4.3	Dimensionnement de la Bâche de la station SP1 :	68
IV.4.4	Forme des réservoirs :	68

CHAPITRE V : Etude de pompage

V	Introduction :	72
V.1	Choix de l'emplacement de la station de pompage :	72
V.2	Conditions d'installation :	72
V.3	Choix du type de pompe :	73
V.4	Choix du nombre de pompes :	73
V.5	Les modes de couplage des pompes :	73
V.5.1	Couplage en parallèle :	73
V.5.2	Couplage en série :	74
V.6	Dimensionnements des pompes immergées :	74
V.6.1	Calcul des hauteurs manométriques totales :	74

V.6.2	Choix du type des pompes immergées :	75
V.6.3	Courbes caractéristiques des pompes :	77
V.7	Dimensionnement de la station de pompage :	78
V.7.1	Refoulement SP1 - Réservoir tampon :	78
V.7.2	Refoulement SP2 - Réservoir existant :	78
V.7.3	Courbe caractéristique de la pompe :	79
V.8	Encombrement des pompes choisies :	80
V.9	Points de fonctionnement des pompes :	81
V.10	Courbes caractéristiques de la conduite :	81
V.10.1	Refoulement Forage – SP1 :	82
V.10.2	Refoulement $N_{VForage}$ – SP1 :	83
V.10.3	Refoulement SP1 -Réservoir tampon :	84
V.10.4	Refoulement SP2-Réservoir existant :	85
V.11	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	86
V.11.1	Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :	86
V.11.2	Débit disponible < Débit appelé :	88
V.12	Application des modes de réglage :	88
V.12.1	Refoulement Forage – SP1 :	88
V.12.2	Refoulement $N_{VForage}$ – SP1 :	89
V.12.3	Refoulement SP1 -Réservoir tampon :	90
V.13	Etude de cavitation :	93
V.13.1	Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :	93
V.13.2	Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :	94
V.13.3	Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :	94
V.13.4	Calage de la pompe :	95
V.14	Choix du moteur électrique :	98
V.14.1	Critères de choix du moteur électrique :	99
V.14.2	Station de pompage SP1 :	99
V.14.3	Station de pompage SP2 :	100
V.14.4	Caractéristiques des pompes choisies :	101
V.15	Choix du bâtiment :	102
V.15.1	Dimensionnement du bâtiment de station pompage :	103

CHAPITRE VI : Protection contre le coup de bélier

VI	Introduction :	108
----	----------------	-----

VI.1	Protection des conduites contre le coup de bélier :	108
VI.1.1	Causes du coup de bélier :	108
VI.1.2	Les risques dus aux coups de bélier :	108
VI.1.3	Description des phénomènes physiques :	109
VI.2	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	110
VI.2.1	Calcul de la célérité d'ondes :	110
VI.2.2	Valeur numérique du coup de bélier :	111
VI.2.3	Moyen de protection contre le coup de bélier :	112
VI.3	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	112
VI.4	Calcul des réservoirs d'air :	113
VI.4.1	Méthode de VIBERT :	113
VI.4.2	Méthode de BERGERON :	113
VI.4.3	Dimensionnement des réservoirs d'air :	113

CHAPITRE VII : Pose de canalisation

VII	Introduction :	117
VII.1	Le Principe de pose des canalisations :	117
VII.1.1	Pose en terre :	117
VII.1.2	Pose en mauvais terrains :	117
VII.1.3	Pose en galerie :	118
VII.1.4	Pose en pentes :	118
VII.1.5	Traversée de rivière :	118
VII.1.6	Les actions reçues par les conduites :	118
VII.1.7	Conduites en PEHD :	119
VII.1.8	Aménagement du lit de pose des conduites :	119
VII.2	Introduction de la canalisation :	119
VII.3	Le remblayage des tranchées :	120
VII.4	Accessoires :	120
VII.4.1	Vannes de sectionnement :	120
VII.4.2	Ventouses :	122
VII.4.3	Conduite by-pass :	123
VII.4.4	Crépines :	123
VII.4.5	Vidange :	124
VII.5	Organes de raccordement :	124
VII.5.1	Coudes :	124

VII.5.2	Cônes :.....	125
VII.5.3	Tés :.....	125
VII.5.4	Joints de démontage :	125
VII.6	Organes de mesure :	125
VII.6.1	Mesure de débit :.....	125
VII.6.2	Mesure de pression :.....	127
Conclusion :		128

CHAPITRE VIII : Organisation du chantier et sécurité des travaux

VIII.	Introduction :.....	130
VIII.1	Organisation de chantier :.....	130
VIII.1.1	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :.....	130
VIII.1.2	Le volume des déblais :.....	132
VIII.1.3	Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :	133
VIII.1.4	Travaux concernant les stations de pompage :.....	140
VIII.1.5	Travaux concernant les réservoirs :.....	145
VIII.1.6	Evaluation du projet :	145
VIII.2	Sécurité du travail :.....	147
VIII.2.1	Causes des accidents de travail :	147
VIII.2.2	Machines et installations dangereuses :	149
VIII.2.3	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	149
VIII.2.4	Equipements auxiliaires :	151
Conclusion générale.....		154

Liste des tableaux :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Situation climatique Djemaa Ouled Cheikh.....	5
Tableau I.2 : Nombre de la population actuelle par localité (2024).....	6
Tableau I.3 : Les caractéristiques de forage de Sidi Lakhdar	7
Tableau I.4 : Production journalière des forages.....	8

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.1 : Estimation de la population pour l'horizon 2039 et 2054.....	11
Tableau II.2 : Estimation de la population pour l'horizon 2039 et 2054.....	12
Tableau II.3 : Estimation des besoins domestiques	14
Tableau II.4 : Estimation des besoins équipements actuels	15
Tableau II.5 : Récapitulation des besoins équipements futurs.....	15
Tableau II.6 : Estimation du débit moyen journalier total	15
Tableau II.6 : Estimation du débit moyen journalier total	16
Tableau II.7 : Estimation du débit maximal journalier	17
Tableau II.8 : Estimation du débit minimal journalier	18
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{moy.j}$, $Q_{max.j}$, $Q_{min.j}$	18
Tableau II.10 : Valeurs de β_{min} en fonction de nombre d'habitants.....	19
Tableau II.11 : Valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants	19
Tableau II.12 : Présentera le récapitulatif des débits minimum horaire et maximum horaire	20
Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Djemaa Ouled Cheikh	20
Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Djemaa Ouled Cheikh	21
Tableau II.14 : Le débit qui est débité par le forage	22
Tableau II.15 : Les besoins en eau de l'agglomération étudiée.....	22

CHAPITRE III : Etude des variantes du renforcement de l'adduction

Tableau III.1 : Comparaison entre les différents types de matériaux	29
Tableau III.3 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	36
Tableau III.4 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)	43
Tableau III.6 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1).....	43

Tableau III.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	43
Tableau III.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	44
Tableau III.9 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)	44
Tableau III.10 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage -SP1)	45
Tableau III.10 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage -SP1)	46
Tableau III.11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage -SP1).....	46
Tableau III.12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage -SP1).....	46
Tableau III.14 : Bilan du tronçon (forage -SP1)	47
Tableau III.15 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -Réservoir tampon)	48
Tableau III.16 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -Réservoir tampon).....	48
Tableau III.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -Réservoir tampon)	48
Tableau III.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -Réservoir tampon)	49
Tableau III.18 : Bilan du tronçon (SP1 -Réservoir tampon).....	49
Tableau III.19 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -Réservoir existant).....	50
Tableau III.20 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -Réservoir existant)	50
Tableau III.20 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -Réservoir existant)	51
Tableau III.22 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -Réservoir existant).....	51
Tableau III.24 : Bilan du tronçon (SP2 -Réservoir existant)	51
Tableau III.26 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire	53
Tableau III.27 : Les bilans de chaque tronçon	54
Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des variantes.....	54
Tableau III.29 : Bilan total des variantes	55

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

Tableau IV.1 : Fonctions d'un réservoir	58
Tableau IV.2 : Les caractéristiques de réservoir existant.....	59
Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de distribution à l'horizon d'étude 2054.....	66
Tableau IV.5 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs	69
Tableau IV.5 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs	70

CHAPITRE V : Etude de pompage

Tableau V.1 : Variantes pour le choix du type de pompes de forage	76
--	----

Tableau V.2 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	76
Tableau V.3 : Variantes pour le choix du type de pompes de Nvforage	76
Tableau V.4 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	77
Tableau V.5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	78
Tableau V.6 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	78
Tableau V.7 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	79
Tableau V.8 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	79
Tableau V.9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage-SP1)	82
Tableau V.10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (NvForage-SP1)	83
Tableau V.11 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir tampon)	84
Tableau V.12 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Réservoir existant)	85
Tableau V.13 : Variantes pour le choix du type de pompes (forage)	89
Tableau V.14 : Variantes pour le choix du type de pompes (Nvforage)	90
Tableau V.15 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage	92
Tableau V.17 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	95
Tableau V.18 : Coefficient de correction en fonction de la puissance	100
Tableau V.19 : Coefficient de correction en fonction de la puissance	101
Tableau V.20 : Les dimensions du bâtiment de la station de pompage 1 et 2	106

CHAPITRE VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI.1 : Calcul du coup de bélier	112
Tableau VI.2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	114
Tableau VI.3 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	115
Tableau VI.4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de de refoulement	115

CHAPITRE VIII : Organisation du chantier et sécurité des travaux

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus	132
Tableau VIII.2 : Calcul du volume du décapage	134
Tableau VIII.3 : Calcul du volume du déblai	134
Tableau VIII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	135

Tableau VIII.5 : Calcul du volume du remblai	136
Tableau VIII.6 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet	137
Tableau VIII.7 : Détermination du délai de la réalisation	139
Tableau VIII.8 : Différents travaux de la station de pompage.....	144
Tableau VIII.9 : Devis des différents travaux de la station de pompage	144
Tableau VIII.10 : Devis des différents travaux de la station de pompage	145
Tableau VIII.11 : Devis estimatif de l'établissement du projet.....	145
Tableau VIII.12 : Devis estimatif de l'établissement du projet.....	146
Tableau VIII.13 : Devis estimatif global	146
Tableau VIII.14 : Devis estimatif global	147

Liste des figures :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Localisation de la commune de Djemaa Ouled Cheikh.....	3
Figure I.2 : Diagramme ombrothermique Djemaa Ouled Cheikh.....	4
Figure I.3 : Courbe de température Djemaa Ouled Cheikh.....	5

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Figure II.1 : Graphique estimation de la population pour l'horizon 2039 et 2054	12
Figure II.2 : Variation de la consommation au cours de la journée	21
Figure II.3 : Courbe des débits cumulés.....	22

CHAPITRE III : Etude des variantes du renforcement de l'adduction

Figure III.1 : Mode d'adduction des eaux.....	26
Figure III.2 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	30
Figure III.3 : Problème d'écroulement (implosion de la conduite).....	30
Figure III.4 : Schéma de la variante "1"	37
Figure III.5 : Schéma de la variante "2"	38
Figure III.6 : Schéma de la variante "3"	39
Figure III.7 : Schéma de la variante "4"	40
Figure III.8 : Schéma de la variante "5"	41
Figure III.9 : Schéma de la variante "6"	42
Figure III.10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	45
Figure III.11 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	47
Figure III.12 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -RT)	49
Figure III.13 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -Rex).....	52

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

Figure IV.1 : Arrivée par le bas.....	60
Figure IV.2 : Schéma d'un réservoir Semi-enterré.....	63
Figure IV.3 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale	65

CHAPITRE V : Etude de pompage

Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage.....	77
---	----

Figure V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le Nvforage	78
Figure V.3 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage 1	79
Figure V.4 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage 2	80
Figure V.5 : Encombrement de la pompe des forages	80
Figure V.6 : Encombrement de la pompe de SP1 et SP2	80
Figure V.7 : Détermination du point de fonctionnement.....	81
Figure V.8 : Point de fonctionnement de la pompe du forage	83
Figure V.9 : Point de fonctionnement de la pompe du Nvforage	84
Figure V.10 : Point de fonctionnement de la pompe du SP1.....	85
Figure V.11 : Point de fonctionnement de la pompe du SP2.....	86
Figure V.12 : Modes de réglage de la station de pompage.....	92
Figure V.14 : Graphe des courbes NPSH	93

CHAPITRE VII : Pose de canalisation

Figure VII.1 : Robinet vanne papillon.....	121
Figure VII.2 : Clapet anti retour	121
Figure VII.3 : Réducteur de pression	122
Figure VII.4 : Les différents types de ventouses.....	123
Figure VII.5 : Crépine	124
Figure VII.6 : Diaphragme	126
Figure VII.7 : Venturi.....	126
Figure VII.8 : Tuyère.....	127
Figure VII.9 : Manomètre à aiguilles	127
Figure VII.10 : Manomètre à soufflet	128

CHAPITRE VIII : Organisation du chantier et sécurité des travaux

Figure VIII.1 : Schéma de la tranchée	132
Figure VIII.2 : Pelle équipée en rétro.....	137
Figure VIII.3 : Bulldozer.....	138
Figure VIII.4 : Rouleau lisse.....	138
Figure VIII.5 : Réseau à nœud	140
Figure VIII.6 : Casque, gans, chaussures, lunette de protection	150

Figure VIII.7 : Le pont roulant.....	151
---	------------

Listes des annexes :

Annexe II.1 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.....	158
Annexe III.2 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	159
Annexe III.3 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	159
Annexe III.4 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)	160
Annexe III.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	160
Annexe III.6 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage -SP1)	161
Annexe III.7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage -SP1)	161
Annexe III.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage -SP1).....	161
Annexe III.9 : Bilan du tronçon (forage -SP1)	162
Annexe III.10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	162
Annexe III.11 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)	163
Annexe III.12 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2).....	163
Annexe III.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2).....	163
Annexe III.14 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2).....	164
Annexe III.15 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2) .	164
Annexe III.16 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)	165
Annexe III.17 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3).....	165
Annexe III.18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3).....	165
Annexe III.19 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3).....	166
Annexe III.20 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3) .	166
Annexe III.21 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT).....	167
Annexe III.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)	167
Annexe III.23 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT).....	167
Annexe III.24 : Bilan du tronçon (SP3 -RT)	168
Annexe III.25 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)...	168
Annexe III.26 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire	169
Annexe III.27 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire	169
Annexe III.28 : Les bilans de chaque tronçon	169

Annexe III.29 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1).....	170
Annexe III.30 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	170
Annexe III.31 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	170
Annexe III.32 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)	171
Annexe III.33 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage - SP1).....	171
Annexe III.34 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1).....	172
Annexe III.35 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	172
Annexe III.36 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1).....	172
Annexe III.37 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)	173
Annexe III.38 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	173
Annexe III.39 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)	174
Annexe III.40 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2).....	174
Annexe III.41 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2).....	174
Annexe III.42 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2).....	175
Annexe III.43 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2) .	175
Annexe III.44 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)	176
Annexe III.45 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3).....	176
Annexe III.46 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3).....	176
Annexe III.47 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3).....	177
Annexe III.48 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3) .	177
Annexe III.49 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -Rex)	178
Annexe III.50 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -Rex).....	178
Annexe III.51 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -Rex).....	178
Annexe III.52 : Bilan du tronçon (SP3 -Rex).....	179
Annexe III.53 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -Rex) .	179
Annexe III.54 : Les bilans de chaque tronçon	180
Annexe III.55 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1).....	181
Annexe III.56 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	181
Annexe III.57 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	181

Annexe III.58 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)	182
Annexe III.59 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (Nvforage - SP1).....	182
Annexe III.60 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1).....	183
Annexe III.61 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	183
Annexe III.62 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1).....	183
Annexe III.63 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)	184
Annexe III.64 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (Forage -SP1)	184
Annexe III.65 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -RT1).....	185
Annexe III.66 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -RT1)	185
Annexe III.67 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -RT1).....	185
Annexe III.68 : Bilan du tronçon (SP1 -RT1)	186
Annexe III.69 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP1 -RT1).186	
Annexe III.70 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)	187
Annexe III.71 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3).....	187
Annexe III.72 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3).....	187
Annexe III.73 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3).....	188
Annexe III.74 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP2 -SP3) .188	
Annexe III.75 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT2).....	189
Annexe III.76 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT2)	189
Annexe III.77 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT2).....	189
Annexe III.78 : Bilan du tronçon (SP3 -RT2)	190
Annexe III.79 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP3 -RT2).190	
Annexe III.80 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire	191
Annexe III.81 : Les frais d’investissement de la conduite gravitaire	191
Annexe III.82 : Les bilans de chaque tronçon	191
Annexe III.83 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1).....	192
Annexe III.84 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	192
Annexe III.85 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	192
Annexe III.86 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)	193

Annexe III.87 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage - SP1).....	193
Annexe III.88 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1).....	194
Annexe III.89 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	194
Annexe III.90 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1).....	194
Annexe III.91 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)	195
Annexe III.92 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	195
Annexe III.93 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)	196
Annexe III.94 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2).....	196
Annexe III.95 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2).....	196
Annexe III.96 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2).....	197
Annexe III.97 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2) .	197
Annexe III.98 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)	198
Annexe III.99 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3).....	198
Annexe III.100 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3).....	198
Annexe III.101 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3).....	199
Annexe III.102 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)	199
Annexe III.103 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT).....	200
Annexe III.104 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)	200
Annexe III.105 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT).....	200
Annexe III.106 : Bilan du tronçon (SP3 -RT)	201
Annexe III.107 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -RT).	201
Annexe III.108 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire	202
Annexe III.109 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire	202
Annexe III.110 : Les bilans de chaque tronçon	202
Annexe III.111 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1).....	203
Annexe III.112 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)	203
Annexe III.113 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1).....	203
Annexe III.114 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)	204

Annexe III.115 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage - SP1).....	204
Annexe III.116 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1).....	205
Annexe III.117 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	205
Annexe III.118 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1).....	205
Annexe III.119 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)	206
Annexe III.120 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)	206
Annexe III.121 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)	207
Annexe III.122 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2).....	207
Annexe III.123 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2).....	207
Annexe III.124 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2).....	208
Annexe III.125 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2).....	208
Annexe III.126 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)	209
Annexe III.127 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3).....	209
Annexe III.128 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3).....	209
Annexe III.129 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3).....	210
Annexe III.130 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3).....	210
Annexe III.131 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT).....	211
Annexe III.132 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)	211
Annexe III.133 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT).....	211
Annexe III.134 : Bilan du tronçon (SP3 -RT)	212
Annexe III.135 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -RT).....	212
Annexe III.136 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire	213
Annexe III.137 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire	213
Annexe III.138 : Les bilans de chaque tronçon	213
Annexe VI.1 : abaque de Vibert pour la station du forage	214
Annexe VI.2 : abaque de Vibert pour la station du Nvforage.....	215
Annexe VI.3 : abaque de Vibert pour la station de pompage 1	216
Annexe VI.4 : abaque de Vibert pour la station de pompage 2	217

Listes des planches :

Planche N°1 : Plan de masse du projet d'adduction d'eau

Planche N°2 : profil en long piézométrique de la conduite de refoulement : station de pompage 1 vers le reservoir tampon r120m³

Planche N°3 : profil en long piézométrique de la conduite de refoulement : station de pompage 2 vers le reservoir existant r500m³

Planche N°4 : les accessoires d'adduction

Nomenclature :

P_n : Population totale à l'horizon projeté.....	hab
P_0 : Population de référence [Dernier recensement].....	hab
α : Taux d'accroissement annuel	%
n : Nombre d'année séparant les deux horizons.	
$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier.....	[m ³ /j]
$Q_{max,j}$: Débit maximale journalier.....	[m ³ /j]
$Q_{min,j}$: Débit minimale journalier.....	[m ³ /j]
q : Dotation moyenne journalière.....	[l/hab/j]
N : Nombre de consommateurs.....	[Unité]
$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.	
$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.	
$K_{max,h}$: Coefficient maximale horaire.	
$\alpha_{max}, \alpha_{min}$: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération.	
β_{max}, β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.	
V : Volume du bassin.....	[m ³]
T : Temps de vidange du bassin (réservoir tampon).....	[Minute]
V_T : Volume total.....	[m ³]
V_{inc} : Volume d'incendie.....	[m ³]
V_R : Volume du réservoir	[m ³]
H : Hauteur des réservoir.....	[m]
D : Diamètre des réservoirs.....	[mm]
h_{inc} : Hauteur d'incendie.....	[m]
S : Surface des réservoirs.....	[m ²]
ΔH : Perte de charge linéaire du au frottement.....	[m]
V, U : Vitesse d'écoulement.....	[m/s]
g : Accélération de la pesanteur.....	[m/s ²]
D : Diamètre intérieur de la conduite.....	[m]
L : Longueur de la conduite.....	[m]
λ : Coefficient de frottement linéaire.....	
ε : Rugosité absolue.....	[mm]
ν : Viscosité cinématique de l'eau à 20° c.....	[m ² /s]
β' : Coefficient dépendant du type d'écoulement.	
m : Coefficient dépendant du type du matériau.	
C_r : Côte de radier.....	[m]
C_p : Côte piézométrique.....	[m]
C_{TN} : Côte du terrain naturel	[m]
C_{TP} : Côte de trop plein.....	[m]
ΔP : Variation de pression.....	[m]
a : Célérité de l'onde.....	[m]
g : Accélération de la pesanteur.....	[m/ s ²]
G : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.	
e : Epaisseur de la conduite.....	[mm]
P_N :Pression nominale.....	[Bars]
T' : Temps de fermeture de la vanne.....	[s]

K : Module d'élasticité de l'eau.....[Pa]
 E : Module d'élasticité du matériau.....[Pa]
 E_s : Module d'élasticité du sol.....[Pa]
 ν_s : Coefficient de poisson du sol.
 ν_m : Coefficient de poisson du matériau.
 H_{tr} : Hauteur de la tranchée.....[m]
 m'' : Coefficient de talus.
 S_{tr} : Section de la tranchée.

Introduction générale

[Introduction générale]

L'eau est un élément essentiel de notre quotidien. Elle est indispensable pour l'alimentation de nos foyers, le fonctionnement de nos villes et l'approvisionnement de nos industries. Cette ressource naturelle, au cœur de notre économie, nécessite une gestion rigoureuse et durable.

Cette étude de renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de djemaa ouled cheikh (w. Ain defla) et à garantir ainsi un accès durable à ce bien essentiel. Face à une grave pénurie due à la croissance démographique, il est nécessaire de renforcer le réseau existant. La solution envisagée consiste à utiliser un forage situé au sud de Sidi Lakhdar.

Dans le chapitre 1, nous avons collecté des données sur la situation actuelle de la zone étudiée afin de mieux comprendre ses besoins en matière d'eau potable. Dans le chapitre 2, nous avons évalué les ressources en eau disponibles et proposé des solutions pour répondre à la demande future de la population. Cette évaluation prend en compte l'évolution prévue des besoins en eau.

Dans le chapitre 3, nous étudierons différents tracés possibles pour l'adduction d'eau et nous calculerons les dimensions nécessaires des ouvrages à partir des forages. Au chapitre 4, nous nous intéresserons au dimensionnement des réservoirs de stockage. Le chapitre 5 sera consacré au choix des pompes les plus adaptées. Nous aborderons ensuite la protection contre les coups de bélier (phénomènes transitoires) au chapitre 6. Les chapitres 7 et 8 traiteront respectivement de la pose des canalisations et des accessoires, ainsi que de l'organisation du chantier en veillant au respect des normes de sécurité.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I. Introduction :

La caractérisation du milieu physique est une étape primordiale dans la conception d'un projet d'AEP. Elle permet de recueillir des données essentielles sur la zone d'étude, telles que la nature des sols, la géologie, le climat, la topographie et l'hydrographie. Ces informations sont indispensables pour dimensionner les ouvrages, choisir les matériaux adéquats et définir les tracés optimaux des réseaux. De plus, une bonne connaissance du milieu physique permet d'évaluer les risques naturels (sécheresse, inondation, etc.) et de mettre en place des mesures de protection adaptées.

I.1 Situation administrative et géographique :

Djemaa Ouled Cheikh est l'une des 36 communes de la wilaya d'AIN DEFLA, répartie en 14 daïras. Rattachée à la daïra de DJELIDA, elle se situe à environ 20 km au sud-ouest de son chef-lieu.

Situation géographique :

La commune de Djemaa Ouled Cheikh s'étend sur une superficie de 12 700 hectares. Son relief, légèrement ondulé, est caractérisé par un ensemble de collines et de plaines cultivables. L'altitude moyenne de la commune est d'environ 522 mètres. Les limites administratives du territoire communal sont délimitées par des éléments naturels tels que des ravins et des crêtes, ainsi que par des infrastructures artificielles comme les routes et les pistes.

Coordonnées géographiques :

Latitude : 36° 04' 40'' Nord

Longitude : 2° 00' 81'' Est



Figure I.1 : Localisation de Djemaa Ouled Cheikh

Situation administrative :

La commune de Djemaa Ouled Cheikh est limitée comme suite :

- **Nord :** La commune DJELIDA
- **Sud :** Les communes TARIK BEN ZIAD et BELAAS
- **Est :** Les communes TARIK BEN ZIAD et BORDJ EMIR KHALED
- **Ouest :** La commune ZEDDINE

I.2 Situation topographie :

Le contexte topographique de la zone concernée par la présente étude est caractérisé par :

- Un milieu physique dont le relief est plus homogène.
- La caractéristique principale : les altitudes sont comprises entre 400 et plus de 700 m, Ces altitudes augmentent du Sud vers le Nord.
- Il est constitué d'un ensemble de montagnes et de hautes plaines délimitées par des oueds et des chaabats des très faibles encaissements.
- Pour ce qui concerne les pentes, elles présentent un fort taux de terrains en pentes. Elle se répartissent du Nord au Sud.

I.3 Situation climatique :

Le climat de Djemaa Ouled Cheikh se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et pluvieux, typique d'un climat méditerranéen classé Csa selon la classification de Köppen. Les températures moyennes annuelles s'élèvent à 17,2°C. Les précipitations, concentrées principalement en automne et en hiver, atteignent en moyenne 516 mm par an. Cette répartition saisonnière des pluies, souvent sous forme d'averses parfois intenses, contribue à la richesse de la végétation locale et à l'alimentation des nappes phréatiques.

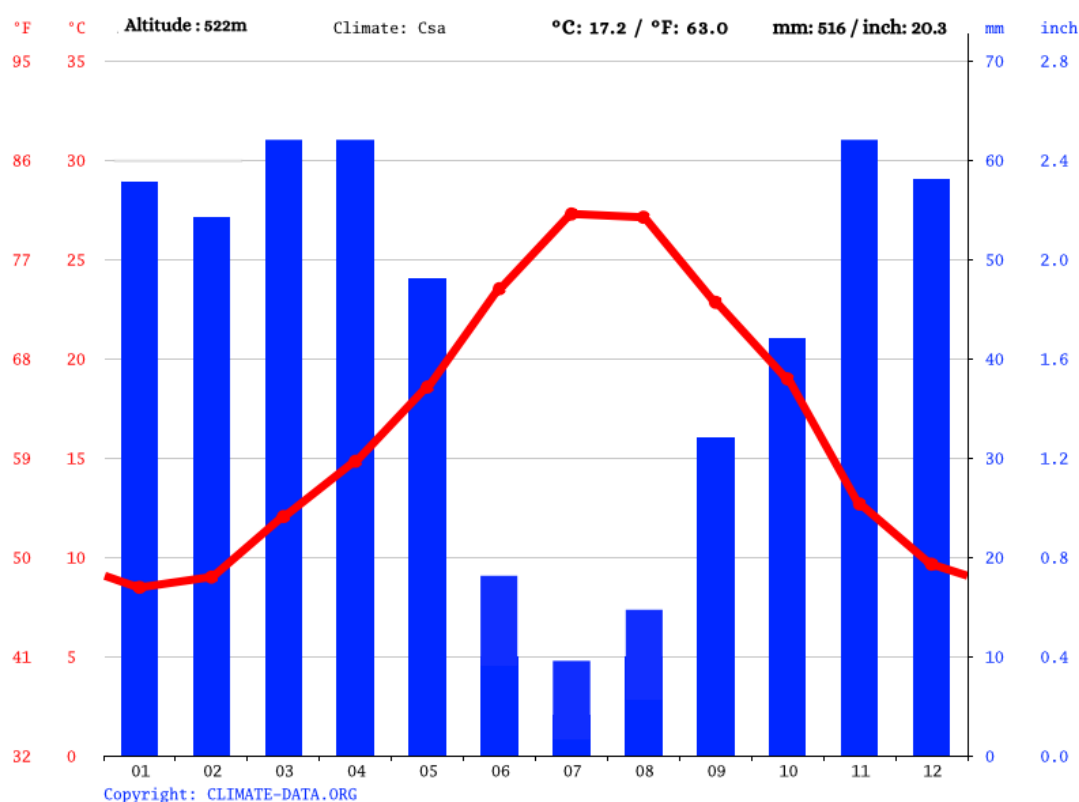


Figure I.2 : Diagramme ombrothermique Djemaa Ouled Cheikh

Le mois le plus sec est celui de juillet avec seulement 10 mm. En Mars, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 62 mm.

Concernant les températures, Au mois de Juillet, la température moyenne est de 28.3 °C. Juillet est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Janvier est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 7.9 °C à cette période.

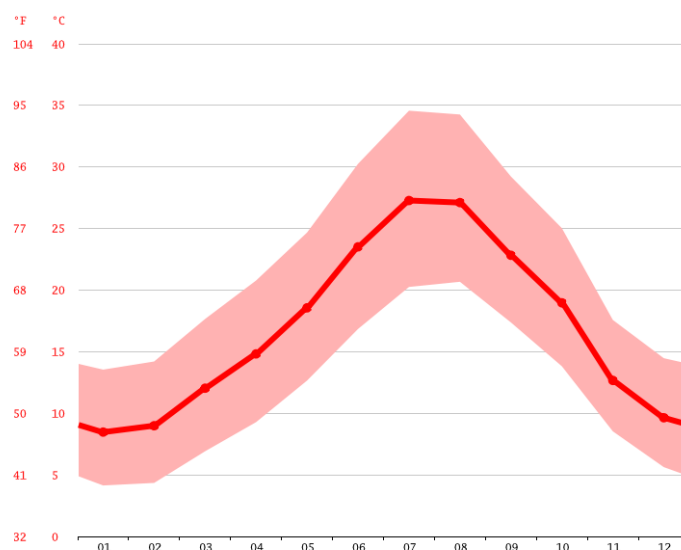


Figure I.3 : Courbe de température Djemaa Ouled Cheikh

Les précipitations mensuelles montrent une variabilité importante, avec un écart de 52 mm entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. Concernant les températures, l'amplitude thermique annuelle atteint 20,4 °C (tableau I.1)

L'humidité relative présente également des fluctuations saisonnières marquées. Elle culmine en décembre avec une moyenne de 73,33 %, tandis qu'elle atteint son minimum en juillet (36,48 %).

Tableau I.1 : Température moyenne mensuelle Djemaa Ouled Cheikh

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	7.9	8.6	11.8	14.9	19.1	24.4	28.3	27.9	23.2	19	12.3	9.1
Température minimale moyenne (°C)	3.1	3.5	6.1	8.6	12.2	16.7	20.3	20.5	16.9	13.1	7.6	4.6
Température maximale (°C)	13.5	14.3	18	21.6	26.1	32.2	36.6	36	30.5	25.7	17.7	14.4
Précipitations (mm)	56	52	62	62	49	18	10	16	41	45	55	50
Humidité (%)	0,73	0,7	0,65	0,59	0,54	0,43	0,36	0,39	0,5	0,56	0,68	0,73
Jours de pluie (jrée)	7	7	6	7	6	3	3	3	6	6	7	6
Heures de soleil (h)	6.1	6.7	8	9.3	10.9	12.7	12.8	11.9	10.4	8.8	6.5	5.9

(Source : DRE de Ain Defla : document de L'ANRH Blida)

I.4 Situation géologique : Le massif de l'Ouarsenis, situé entre les parallèles 35° et 36°30' Nord et les méridiens 1° et 2° Est, s'étend sur environ 200 kilomètres. Cette chaîne montagneuse fortement élevée est encadrée par la plaine du Chélif au nord et les Hauts-Plateaux au sud.

Son point culminant, le célèbre Kef Sidi Amar (1985 mètres), est une imposante pyramide calcaire surnommée l'"Œil du monde" ou le "Nombril du monde" (Mattaue, 1958). Cette particularité géographique permet de distinguer un Ouarsenis occidental et un Ouarsenis oriental.

L'Ouarsenis occidental, plus précisément étudié ici, est délimité :

- **Au nord** par la vallée du Chélif, une dépression néogène (Polvéche, 1960) s'étendant sur 500 kilomètres entre Khemis Miliana et Ain Temouchent.
- **Au sud** par le plateau de Sersou, un escarpement de grès situé au niveau de Tiaret.
- **À l'ouest**, les limites sont moins précises. J. Polvéche (1960) proposait les dépôts miocènes de Zemmoura comme limite occidentale, au-delà desquels s'élèvent les monts de Beni Chougrane et les monts de la Mina.
- **À l'est**, les monts du Biban (Médéa) et les formations post-miocènes autour de Miliana marquent la transition.

I.5 Situation démographique actuelle (2024) :

Sur la base des données démographiques les plus récentes, établies en 2024 par les services communaux de Djemaa Ouled Cheikh, la population résidente des localités objet de cette étude est de l'ordre de :

Tableau I.2 : Nombre de la population actuelle par localité (2024)

LOCALITES	POPULATION (2024)
CHEF-LIEU	3632
MEDJAH DIA	1418
AOUAYES+KHELAILIA	889
SIDI MESSAOUD	1156

TOUAIBIA	1225
MERAIMIA	822
TEGHLISSIA	373
TOTAL (habitant)	9515

Source : DRE de Ain defla

I.6 Situation hydraulique :

Réseau hydrographique :

Le territoire étudié présente un réseau hydrographique endoréique dense, caractérisé par un écoulement intermittent. Ce réseau, actif uniquement pendant les fortes précipitations, converge principalement vers l'oued Zeddine, asséché une grande partie de l'année.

Réseau d'AEP existant :

Le réseau d'alimentation en eau potable, réalisé en 2010, est constitué de conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe PN10, avec des diamètres compris entre 40 et 200 mm. L'alimentation du chef-lieu, assurée par les réservoirs collinaires d'Oued el Malleh et d'Oued Berhoune, est limitée à une journée tous les deux mois.

- **Caractéristiques de forage de renforcement :**

La commune de Djemâa Ouled Cheikh souffre d'une pénurie d'eau. Afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable, nous avons réalisé un forage de 256 mètres de profondeur dans la commune voisine de Sidi Lakhdar. Ce nouveau puits nous permet d'extraire 30 litres d'eau par seconde.

Tableau I.3 : Les caractéristiques de forage de Sidi Lakhdar

DENOMINATION	Niveau dynamique	Profondeur (m)	Débits d'exploitation (m ³ /h)	OBSERVATIONS
Forage	100	200	108.00	en cours

Source : DRE de Ain defla

- **Calcul du volume de production journalière de forage :**

Le volume de production journalière de forage est un indicateur clé de l'efficacité et de la capacité d'une opération de forage.

Tableau I.4 : Production journalière des forages

Forage	m ³ /j	m ³ /h	l/s
Total	4376	216.00	60

Source : DRE de Ain defla

Conclusion :

Ce chapitre a permis de recenser les données de base relatives à la topographie, à la démographie et à l'hydraulique de la zone étudiée. Ces données fondamentales seront utilisées comme point de départ pour nos investigations.

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

II. Introduction :

L'évaluation des besoins en eau d'une agglomération nécessite de définir des normes de consommation (dotations) spécifiques à chaque catégorie d'usagers. Ces besoins fluctuent en fonction de nombreux paramètres tels que la croissance démographique, l'équipement sanitaire, le niveau de vie, et varient d'une période à l'autre ainsi qu'entre les différentes agglomérations.

II.1 Variations de la consommation dans le temps :

II.1.1 Variations annuelles à long terme :

La consommation d'eau dans les agglomérations étudiées est actuellement faible, principalement en raison d'un sous-équipement en infrastructures sanitaires, scolaires et industrielles, ainsi qu'un développement urbain lent.

À plus long terme, les variations de la consommation sont influencées par plusieurs facteurs combinés :

- **Rattrapage de la sous-consommation** : La population, ayant longtemps souffert de pénuries, tend à augmenter sa consommation pour atteindre un niveau de confort plus élevé.
- **Croissance économique et changement des modes de vie** : L'amélioration du niveau de vie et l'évolution des habitudes de consommation induisent une hausse générale de la demande en eau.
- **Dynamique démographique** : L'augmentation de la population entraîne mécaniquement une hausse de la consommation.
- **Développement économique** : Le développement des activités économiques, notamment industrielles et tertiaires, génère une demande supplémentaire en eau.

II.1.2 Variations saisonnières :

La consommation d'eau présente des fluctuations saisonnières marquées, avec une demande généralement plus élevée en été qu'en hiver. Ces variations s'expliquent par l'augmentation des besoins liés aux activités de loisirs, à l'irrigation des jardins et à la climatisation.

II.1.3 Variations hebdomadaires :

Les week-ends entraînent souvent des pics de consommation, particulièrement dans les zones résidentielles secondaires. Cette hausse s'explique par le retour des résidents secondaires et une augmentation des activités domestiques et de loisirs.

II.1.4 Variations horaires :

La consommation d'eau suit un cycle journalier bien défini. Elle est généralement faible aux heures matinales, puis augmente progressivement tout au long de la journée pour atteindre un pic lors des repas.

II.2 Evolution de la population aux différents horizons d'étude :

L'estimation des populations à différents horizons temporels (court, moyen, long terme) est fréquemment réalisée à l'aide de projections démographiques. Ces projections, bien qu'utiles, ne permettent pas une analyse fine des dynamiques démographiques, car elles ne considèrent pas de manière explicite les variations de la natalité, de la mortalité et des migrations. La relation utilisée dans ce type de projection est la suivante :

$$P_h = P_0(1+\tau)^n \quad (II-1)$$

Où :

- **P_h** : population estimée à l'horizon 2054, en fonction de la croissance démographique.
- **P_0** : population de base servant de point de départ pour les projections (année 2024).
- **τ** : taux d'accroissement annuel moyen de la population, 2%.
- **n** : durée de vie prévue pour le projet, considérée comme étant de 15 ou 30 ans.

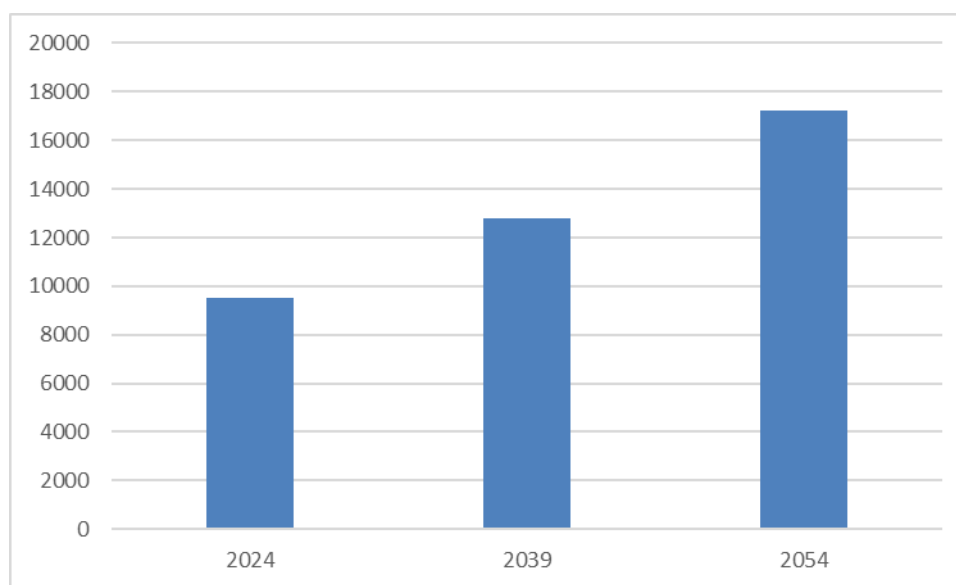
Tableau II.1 : Estimation de la population pour l'horizon 2039 et 2054

LOCALITES	Population 2024	P_h population projetée 2039	P_h population projetée 2054
CHEF-LIEU	3632	4888	6578
MEDJAHEDIA	1418	1908	2568
AOUAYES+KHELAILIA	889	1196	1610
SIDI MESSAOUD	1156	1556	2094
TOUAIBIA	1225	1649	2219
MERAIMIA	822	1106	1488

Tableau II.2 : Estimation de la population pour l'horizon 2039 et 2054

LOCALITES	Population 2024	P _h population projetée 2039	P _h population projetée 2054
TEGHLISSIA	373	503	676
TOTAL (habitant)	9515	12806	17233

L'évaluation de la population totale des localités concernées par l'étude à l'horizon 2054 atteindra : **P_h = 17233 Hab.**

**Figure II.1** : Graphique estimation de la population pour l'horizon 2039 et 2054

II.3 Évolution des besoins en eau potable :

Généralités :

Les besoins en eau potable évoluent en fonction de nombreux facteurs, tels que la croissance démographique, l'urbanisation, le développement industriel, les changements climatiques et les modes de vie. Analysons les principales tendances pour chaque secteur :

- **Besoins domestiques :**

- **Croissance constante** : En raison de l'augmentation de la population mondiale et de l'urbanisation, les besoins domestiques en eau potable ne cessent de croître.
- **Évolution des modes de vie** : L'amélioration du niveau de vie, la diffusion d'équipements électroménagers et sanitaires performants (douches, lave-linge, etc.) ont un impact significatif sur la consommation d'eau par ménage.

- **Sensibilisation à la préservation de la ressource** : Des campagnes de sensibilisation et des mesures incitatives poussent les particuliers à adopter des comportements plus économes en eau.
- **Besoins industriels** :
 - **Secteur moteur de la consommation** : L'industrie est un grand consommateur d'eau, notamment pour les procédés de fabrication, le refroidissement des équipements et le nettoyage.
 - **Optimisation de la consommation** : Face à la raréfaction de la ressource et à la hausse des coûts, les industries mettent en œuvre des stratégies d'optimisation de leur consommation en eau, telles que le recyclage et la réutilisation des eaux usées.
 - **Impact des réglementations environnementales** : Les normes environnementales de plus en plus strictes incitent les industries à réduire leur empreinte hydrique.
- **Besoins agricoles** :
 - **Irrigation** : L'agriculture est le principal consommateur d'eau douce. Les besoins en irrigation varient en fonction des cultures, des climats et des techniques agricoles utilisées.
 - **Développement de l'agriculture intensive** : L'intensification des pratiques agricoles, notamment l'utilisation de cultures irriguées, a entraîné une augmentation des besoins en eau.
 - **Optimisation de l'irrigation** : Des progrès technologiques permettent d'améliorer l'efficacité de l'irrigation et de réduire les pertes en eau.
- **Besoins liés aux incendies** :
 - **Normes et réglementations** : Les besoins en eau pour la lutte contre l'incendie sont définis par des normes et des réglementations spécifiques en fonction de la nature des bâtiments et des activités.
 - **Impact de l'urbanisation** : L'augmentation de la densité urbaine et la construction de bâtiments de plus en plus hauts augmentent les risques d'incendie et donc les besoins en eau pour la lutte contre le feu.
 - **Développement de systèmes d'extinction innovants** : De nouvelles technologies, comme les systèmes d'extinction automatique, permettent de réduire les quantités d'eau utilisées pour maîtriser les incendies.

II.3.1 Estimation des besoins en eau potable :

Afin de mener à bien cette étude, nous adopterons une hypothèse de consommation domestique moyenne de 150 l/j/hab. Ce chiffre est couramment utilisé dans la littérature scientifique pour évaluer les besoins en eau des ménages. (D'après la direction des ressources en eaux d'Ain Defla).

Les besoins seront calculés par la formule :

$$Q = \frac{N * Dot}{1000} \quad (II-2)$$

Avec :

- **Q** : les Besoins en m^3/j
- **N**: Nombre d'habitants
- **Dot** : Dotation journalière en l/j/hab.

II.3.1.1 Estimation des besoins domestiques :

Tableau II.3 : Estimation des besoins domestiques

2024			2039		2054	
LOCALITES	Pop	Q(m ³ /j)	Pop	Q(m ³ /j)	Pop	Q(m ³ /j)
CHEF-LIEU	3632	544,80	4888	733,20	6578	986,70
MEDJAHDIA	1418	212,70	1908	286,20	2568	385,20
AOUAYES+KHELAILIA	889	133,35	1196	179,40	1610	241,50
SIDI MESSAOUD	1156	173,40	1556	233,40	2094	314,10
TOUAIBIA	1225	183,75	1649	247,35	2219	332,85
MERAIMIA	822	123,30	1106	165,90	1488	223,20
TEGHLISSIA	373	55,95	503	75,45	676	101,40
TOTAL	9515	1427,25	12806	1920,90	17233	2584,95

II.3.1.2 Estimation des besoins équipements :

Tableau II.4 : Estimation des besoins équipements actuels

Équipement	Nombre	Unité	Quantité	Dot (l/j/unité)	Q (m ³ /j)
Ecole primaire	1	Élève	500	15	7,5
CEM	1	Élève	400	15	6
Lycée	1	Élève	350	15	5,25
Mosquée	1	Fidèle	400	10	4
Autre	/	/	500	10	5
Totale					27,75

II.3.2 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

La consommation d'eau des équipements publics futurs proposés est estimée à 15 % de la consommation totale d'eau, comme indiqué dans le tableau II.5 qui résume les besoins équipements prévus pour l'année 2054.

Tableau II.5 : Récapitulation des besoins équipements futurs

Catégorie des besoins	Horizon		
	Actuel (2024)	Moyen terme (2039)	Long terme (2054)
	Q (m ³ /j)		
Équipement proposé	27,75	30.53	31,91

II.3.3 Débit moyen journalier (Q_{moy.j}) :

La consommation moyenne journalière est définie comme le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Afin de couvrir les besoins en eau potable, de compenser les pertes dues aux fuites et au gaspillage, nous appliquerons une majoration de **15%**.

Tableau II.6 : Estimation du débit moyen journalier total

2024			2039		2054	
LOCALITES	Q(m3/j)	Q _{moy.j}	Q(m3/j)	Q _{moy.j}	Q(m3/j)	Q _{moy.j}
CHEF-LIEU	544,80	631,70	733,20	848,93	986,70	1140,46

Tableau II.7 : Estimation du débit moyen journalier total

2024			2039		2054	
LOCALITES	Q(m ³ /j)	Q _{moy.j}	Q(m ³ /j)	Q _{moy.j}	Q(m ³ /j)	Q _{moy.j}
MEDJAHEDIA	212,70	249,78	286,20	334,88	385,20	448,73
AOUAYES+KHELAILIA	133,35	158,53	179,40	212,06	241,50	283,48
SIDI MESSAOUD	173,40	204,59	233,40	274,16	314,10	366,97
TOUAIBIA	183,75	216,49	247,35	290,20	332,85	388,53
MERAIMIA	123,30	146,97	165,90	196,54	223,20	262,43
TEGHLISSIA	55,95	65,21	75,45	87,38	101,40	118,81
TOTAL	1427,25	1673,25	1920,90	2244,14	2584,95	3009,39

Donc. A l'horizon 2054, les besoins moyens journaliers totaux de la région concernée sont estimés à **3009.39 m³/j**, soit un débit de **34.83 l/s**

II.3.4 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Les valeurs de la consommation varient en fonction des périodes, c'est-à-dire en fonction des jours, des semaines et des mois.

La consommation d'une agglomération n'est pas constante, mais présente des variations maximales et des minimales. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$.

II.3.4.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$):

Pour le jour le plus chargé pendant l'année correspond à une consommation maximale, elle s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-3})$$

Avec que:

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m³/j)
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalière.

Il est compris entre 1,1 et 1,3 (1)

On prend : $K_{\max,j} = 1,20$

Tableau II.8 : Estimation du débit maximal journalier

2024			2039		2054	
LOCALITES	Q _{moy.j}	Q _{max.j}	Q _{moy.j}	Q _{max.j}	Q _{moy.j}	Q _{max.j}
CHEF-LIEU	631,70	758,03	848,93	1018,72	1140,46	1368,55
MEDJAHEDIA	249,78	299,74	334,88	401,86	448,73	538,48
AOUAYES+KHELAILIA	158,53	190,23	212,06	254,47	283,48	340,17
SIDI MESSAOUD	204,59	245,50	274,16	328,99	366,97	440,36
TOUAIBIA	216,49	259,79	290,20	348,24	388,53	466,23
MERAIMIA	146,97	176,36	196,54	235,84	262,43	314,92
TEGHLISSIA	65,21	78,25	87,38	104,85	118,81	142,57
TOTAL	1673,25	2007,90	2244,14	2692,97	3009,39	3611,27

II.3.4.2 Consommation minimale journalière (Q_{min.j}) :

Pour le jour le moins chargé pendant l'année correspond à une consommation minimale. Elle est calculée par la relation suivante:

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

Avec :

- **Q_{moy.j}** : consommation moyenne journalière (m³/j)
- **K_{max.j}** : coefficient d'irrégularité journalière minimum. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation minimale et moyenne journalière.

Il est compris entre 0,7 et 0,9 (1)

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

Tableau II.9 : Estimation du débit minimal journalier

2024			2039		2054	
LOCALITES	Q _{moy.j}	Q _{min.j}	Q _{moy.j}	Q _{min.j}	Q _{moy.j}	Q _{min.j}
CHEF-LIEU	631,70	568,53	848,93	764,04	1140,46	1026,41
MEDJAHIDIA	249,78	224,80	334,88	301,39	448,73	403,86
AOUAYES+KHELAILIA	158,53	142,67	212,06	190,85	283,48	255,13
SIDI MESSAOUD	204,59	184,13	274,16	246,74	366,97	330,27
TOUAIBIA	216,49	194,84	290,20	261,18	388,53	349,67
MERAIMIA	146,97	132,27	196,54	176,88	262,43	236,19
TEGHLISSIA	65,21	58,68	87,38	78,64	118,81	106,93
TOTAL	1673,25	1505,93	2244,14	2019,73	3009,39	2708,45

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{moy.j}, Q_{max.j}, Q_{min.j}

Année	Q _{moy.j} (m ³ /j)	K _{max.j}	Q _{max.j} (m ³ /j)	Q _{max.j} (l/s)	K _{min.j}	Q _{min.j} (m ³ /j)	Q _{min.j} (l/s)
2054	3009,39	1,2	3611,27	41,78	0,9	2708,45	31,35

II.3.4.3 Etude des variations des débits horaires :

Les variations journalières des débits associées par des variations horaires au cours de chaque jour.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (II-5)$$

Avec:

- **Q_{moy.h}** : débit moyen horaire (m³/h)
- **Q_{max.j}** : débit maximal journalier (m³/j)

Donc :

Consommation minimale horaire (horizon 2054) :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h} \quad (II-6)$$

Par ailleurs, le coefficient K_{min.h} est défini par:

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II-7})$$

Avec:

- $\alpha_{\min}$: Un coefficient tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6. On prendra $\alpha_{\min} = 0.5$
- $\beta_{\min}$: Un coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Il est donné en fonction du nombre d'habitant comme le montre le tableau

Tableau II.11 : Valeurs de $\beta_{\min}$ en fonction de nombre d'habitants

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

Pour notre cas $\beta_{\min}$ sera égale à : $\beta_{\min} = 0.4$

$$K_{\min,h} = 0.5 \times 0.4$$

$$K_{\min,h} = 0.2$$

Consommation maximale horaire (horizon 2054) :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II-8})$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max,h}$ est défini par:

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

Avec:

- $\alpha_{\max}$: Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération (style de vie), qui varie de 1,2 à 1,4.

Pour notre cas, on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

- $\beta_{\max}$: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, étroitement lié à l'accroissement de la population, il est donné en fonction du nombre d'habitant comme le montre le tableau II.12

• **Tableau II.13** : Valeurs de $\beta_{\max}$ en fonction de nombre d'habitants

Nombre d'hab	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	10^5	$3 \cdot 10^5$	$>10^6$
$\beta_{\max}$	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Pour notre cas $\beta_{\max}$ sera égale à : $\beta_{\max} = 1.30$

$$K_{\max.h} = 1,3 \times 1,30$$

$$K_{\max.h} = 1.69$$

Tableau II.14 : Présentera le récapitulatif des débits minimum horaire et maximum horaire

Année	$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy}.h}$ (l/s)	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ (l/s)	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (l/s)
2054	3611,27	34,83	0,20	6,97	0,69	24,03

Variations du débit horaire pour la commune de Djemaa Ouled Cheikh :

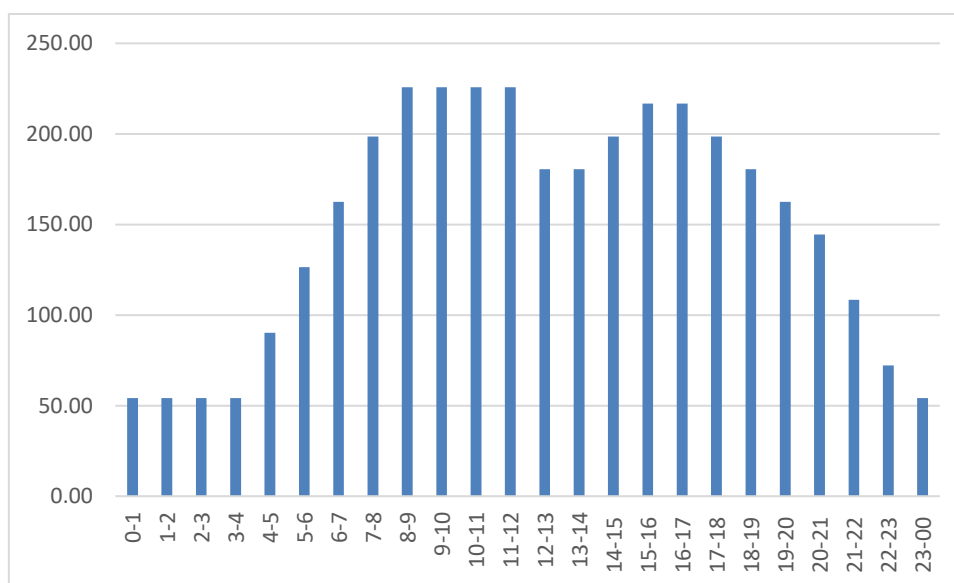
Le nombre d'habitant de cette commune à l'horizon de calcul est **17233** hab. Le débit maximum journalier est $Q_{\max.j} = 3611,27 \text{ m}^3/\text{j}$. Le nombre d'habitant de Djemaa Ouled Cheikh est compris entre 10001 et 50000 habitants, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.15 : Variation du débit horaire pour la commune de Djemaa Ouled Cheikh

Heures	De 10001 à 50000	Consommation totale	Heures	Consommation cumulée
	%	Qh (m3/h)		%
0-1	1,5	54,17	1,5	54,17
1-2	1,5	54,17	3	108,34
2-3	1,5	54,17	4,5	162,51
3-4	1,5	54,17	6	216,68
4-5	2,5	90,28	8,5	306,96
5-6	3,5	126,39	12	433,35
6-7	4,5	162,51	16,5	595,86
7-8	5,5	198,62	22	794,48
8-9	6,25	225,70	28,25	1020,18
9-10	6,25	225,70	34,5	1245,89
10-11	6,25	225,70	40,75	1471,59
11-12	6,25	225,70	47	1697,30

Tableau II.16 : Variation du débit horaire pour la commune de Djemaa Ouled Cheikh

Heures	De 10001 à 50000	Consommation totale	Heures	Consommation cumulée
	%	Qh (m ³ /h)		%
12-13	5	180,56	52	1877,86
13-14	5	180,56	57	2058,42
14-15	5,5	198,62	62,5	2257,04
15-16	6	216,68	68,5	2473,72
16-17	6	216,68	74,5	2690,40
17-18	5,5	198,62	80	2889,02
18-19	5	180,56	85	3069,58
19-20	4,5	162,51	89,5	3232,09
20-21	4	144,45	93,5	3376,54
21-22	3	108,34	96,5	3484,88
22-23	2	72,23	98,5	3557,10
23-00	1,5	54,17	100	3611,27
Total	100			

**Figure II.2 :** Variation de la consommation au cours de la journée

Résultat : Le débit de pointe pour la commune de Djemaa Ouled Cheikh est de **225,70 m³/h** et il survient entre 8h et 12h du matin

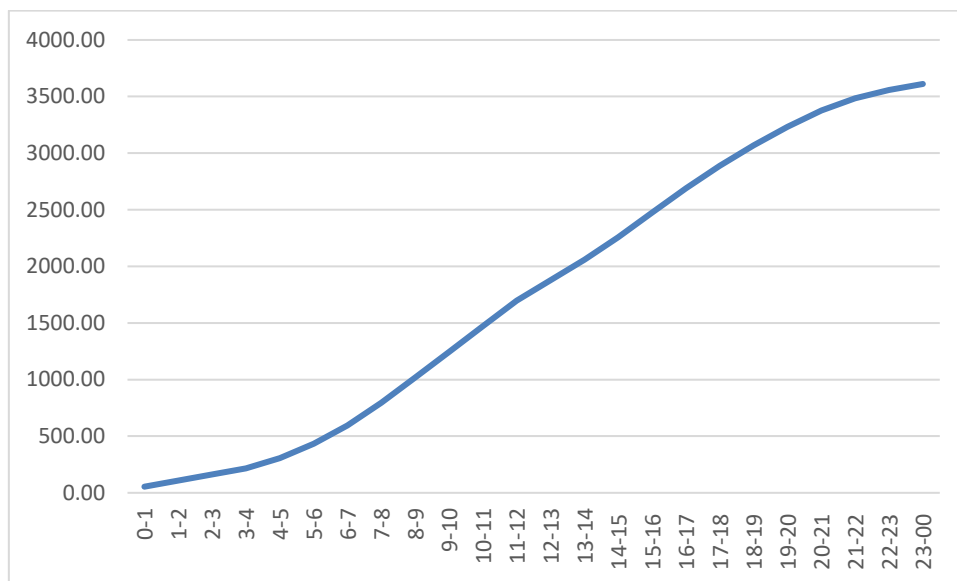


Figure II.3 : Courbe des débits cumulés

II.4 Débit de dimensionnement :

Bien que le débit de 30 litres par seconde du puits soit significatif, il ne suffira pas à lui seul à couvrir l'ensemble des besoins de la commune au-delà de 2039. Il est donc nécessaire d'envisager d'autres sources d'approvisionnement en eau pour compléter cette ressource.

Tableau II.17 : Le débit qui est débité par le forage

Localité	Débit produit par le forage situé dans la ville
Sidi Lakhdar	2592 m ³ /j ⇒ 30 l/s

Tableau II.18 : Les besoins en eau de l'agglomération étudiée

L'agglomération	Q _{max,j} (m ³ /j)
Djemaa Ouled Cheikh	3611,27
Forage (Sidi Lakhdar)	2592
Déficit (m³/j)	1019,27

Conclusion :

Ce chapitre vise à estimer les besoins en eau potable dans la zone d'étude. Cependant, le débit d'eau potable atteignant la municipalité de Djemaa Ouled Cheikh, d'ici 2054, est de 30 l/s, un débit très faible pour répondre aux besoins maximaux prévus en eau d'ici la fin du projet, estimés à 41.78 l/s. Par conséquent, il est urgent de renforcer l'approvisionnement en ajoutant un nouveau forage pour fournir la quantité manquante de 11.78 l/s.

Afin de transporter cette quantité d'eau vers les consommateurs ciblés par le projet, il est nécessaire de fournir des installations de stockage qui feront l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE III : Etude des variantes du renforcement de l'adduction

III. Introduction :

Pour pouvoir acheminer l'eau de forage existant vers le réservoir stockage, nous avons besoin de la conception d'une adduction donc le but de ce chapitre est de dimensionner l'adduction qui relie de forage existant au réservoir existant à Djemaa Ouled Cheikh. Cette étude est essentielle pour garantir la pérennité de l'alimentation en eau potable de la commune et optimiser les coûts de fonctionnement du système.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grande taille, avec des écoulements unidirectionnels et turbulents.

III.1 Type d'adduction :

Les conduites d'adduction assurent le transport de l'eau tout au long du processus de traitement et de distribution, notamment entre :

- La source et la station de traitement.
- La station de traitement et les réservoirs de stockage.
- Les réservoirs de stockage et le réseau de distribution.

III.2 Classification d'adduction :

Les systèmes d'adduction d'eau se distinguent par leur mode de fonctionnement. On distingue principalement trois catégories :

- L'adduction par gravité
- L'adduction par refoulement
- L'adduction mixte

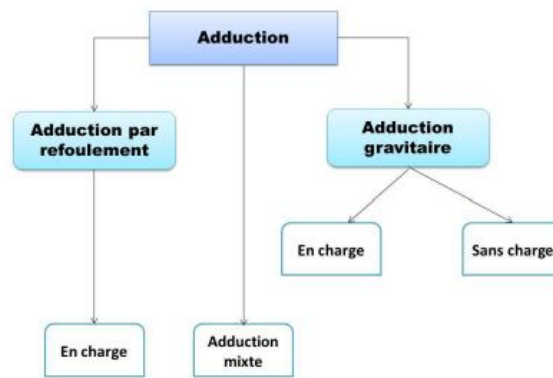


Figure III.1 : Mode d'adduction des eaux

III.2.1 Adduction gravitaire :

L'eau s'écoule naturellement par gravité d'un point haut (source) vers un point bas (point de livraison), sans nécessiter de pompage. Ce type d'adduction est conditionné par une différence d'altitude suffisante entre la source et le point de distribution.

III.2.2 Adduction par refoulement :

L'eau est propulsée par des pompes depuis la source vers le point de livraison, permettant ainsi de surmonter les différences d'altitude négatives.

III.2.3 Adduction mixte :

Combinaison des deux systèmes précédents, elle alterne des tronçons en gravité et des tronçons en refoulement. Un réservoir tampon est généralement utilisé pour réguler le débit et la pression entre les deux types de conduites.

Dans le cadre de notre étude, les contraintes topographiques nous orientent vers une solution mixte, alliant graviter et refoulement.

III.3 Adduction et types d'écoulement :

Les adductions peuvent connaître deux types d'écoulement :

III.3.1 Écoulement à surface libre :

L'eau coule librement dans des canaux ouverts ou des conduits partiellement remplis, comme dans un fleuve ou un aqueduc. La pente du terrain influence directement la vitesse de l'eau.

III.3.2 Écoulement en charge :

L'eau est complètement entourée par le matériau du conduit (tuyau) et est sous pression. C'est le cas des canalisations enterrées et des réseaux sous pression.

III.4 La ligne piézométrique :

Imaginez un tuyau vertical branché sur votre conduite d'eau. Le niveau que l'eau atteindrait dans ce tuyau, c'est ce qu'on appelle la ligne piézométrique. Elle nous indique la pression de l'eau à chaque endroit de la conduite.

III.5 L'air dans les tuyaux :

Lorsque l'on remplit une nouvelle conduite ou qu'on la remet en service, l'air peut rester emprisonné, surtout aux points les plus hauts. Ces bulles d'air peuvent causer des problèmes. Pour éviter cela, il faut :

- Éviter de mélanger les zones où l'eau coule librement et celles où elle est sous pression.
- Identifier les points les plus hauts de la conduite.
- Installer des dispositifs pour évacuer l'air, comme des ventouses.

III.6 Les dépôts dans les tuyaux :

L'eau que l'on capte peut contenir du sable ou de la boue. Ces particules se déposent au fond des tuyaux, surtout aux points les plus bas. Pour éviter ces problèmes :

- Faire couler l'eau assez vite dans les tuyaux (au moins 0,5 mètre par seconde).
- Installer des vannes pour vider régulièrement les tuyaux et éliminer les dépôts.

III.7 Principe du choix du tracé :

Lors du choix du tracé d'une adduction, il convient de privilégier les critères suivants :

- **Tracé le plus direct possible** : Suivre les voies de communication existantes (routes, pistes) pour simplifier les travaux et l'entretien.
- **Profil en long régulier** : Éviter les fortes pentes et les points hauts pour limiter les risques de cavitation et faciliter l'écoulement de l'eau.

- **Terrain stable et accessible :** Privilégier les terrains plats, faciles d'accès et peu sujets aux mouvements de terrain.
- **Emplacement stratégique :** Éviter les obstacles naturels (cours d'eau, forêts) et artificiels (routes, voies ferrées) pour réduire les coûts de travaux et les risques de dommages.
- **Minimisation des traversées de propriétés privées :** Réduire les contraintes liées aux autorisations et aux indemnisations."

III.8 Choix de type de canalisation :

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

III.8.1 Sur le plan technique :

Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que:

- Diamètre et pression de service.
- Les conditions d'installation.
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- La bonne étanchéité.
- Facilite d'entretien et de mise en service.
- Adaptation aux terrains de pose.

III.8.2 Sur le plan économique :

Cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).
- Les frais d'exploitation.

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués:

- **Métalliques :** fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable
- **A base de ciment :** béton armé, amiante-ciment, béton précontraint

- **En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD)

Tableau III.1 : Comparaison entre les différents types de matériaux

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	- Bonnes résistances aux forces internes. - Très rigides et solide. - Longueur de conduite variant de 6-16m, réduction de joints. - Facilité de pose	- Les tuyaux de fonte sont très lourds et très chers. - Cout très élevé et mauvaise résistance au cisaillement.
PVC (polychlorure de vinyle)	- Bonne résistance a la corrosion. - Disponible sur le marché. - Une pose de canalisation facile	- Restrictions d'utilisation
PEHD (polyéthylène haute densité)	- Bonne résistance a la corrosion. - Disponibilité sur le marché - Résistance aux conditions climatiques. - Souplesse a l'utilisation. - Légèreté et facilité d'utilisation. - Facilité du transport et du stockage. - Possibilité de raccordement - Un bon rapport qualité prix - Durée de vie élevée.	- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Avant de dimensionner les conduites, nous devons étudier le type de sol. Compte tenu des avantages du PEHD (résistance aux chocs, aux fissures et aux vibrations, ainsi qu'un bon amortissement des coups de bélier), nous avons choisi d'utiliser ce matériau pour l'ensemble du projet.

III.9 Comportement d'une conduite:

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

III.9.1 Cas de suppression :

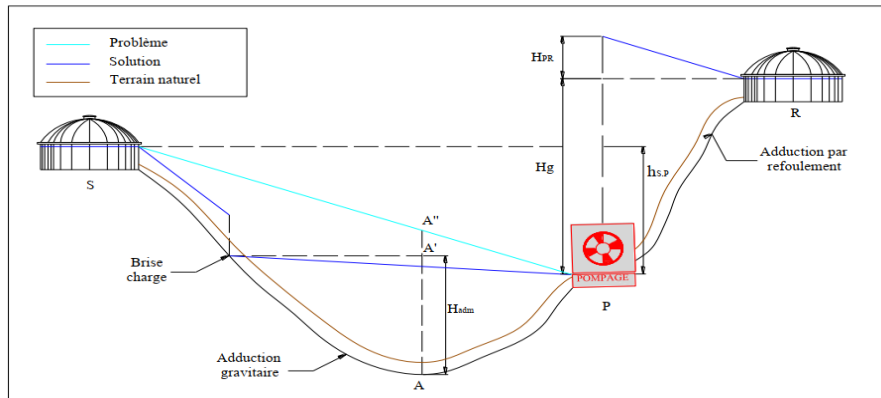


Figure III.2 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

Au lieu du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

III.9.2 Cas de dépression :

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

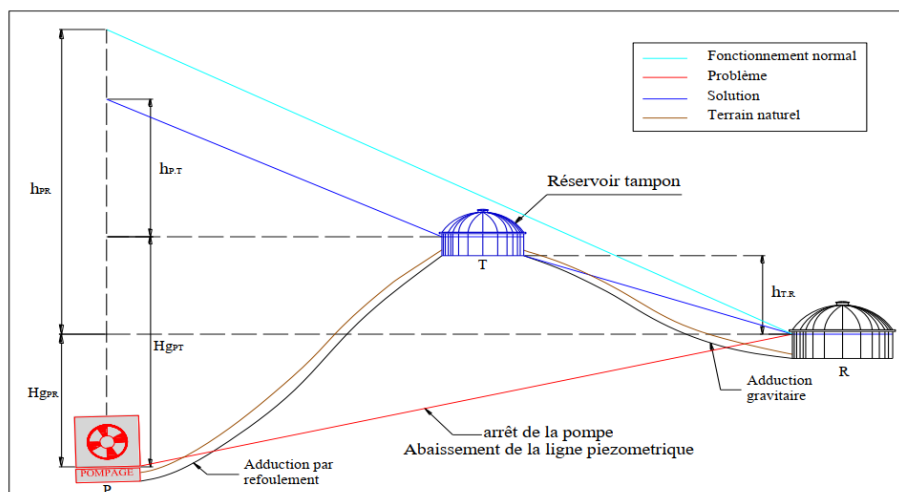


Figure III.3 : Problème d'écroulement (implosion de la conduite)

III.10 Etude technico-économique de l'adduction :

Le dimensionnement consiste à calculer le diamètre optimal d'une conduite en minimisant les coûts d'investissement (achat) et d'exploitation (entretien). Cette analyse permettra de sélectionner la solution la plus économique et performante pour le projet.

III.10.1 Etude de l'adduction par refoulement :

Pour dimensionner une conduite d'adduction par refoulement, il faut trouver le diamètre idéal. Ce diamètre doit permettre de minimiser les coûts, à la fois ceux liés à l'installation de la conduite (investissement) et ceux liés à son fonctionnement (énergie consommée pour faire circuler l'eau). En d'autres termes, il faut trouver le meilleur compromis entre le coût de la conduite et le coût de son utilisation.

III.10.1.1 Choix de la gamme des diamètres :

Pour trouver le diamètre idéal d'une conduite, on utilise des calculs précis. Ces calculs nous permettent de déterminer le diamètre qui coûtera le moins cher à long terme.

- La formule de BRESS:

$$D_{ec} = 1.25 * \sqrt{Q} \quad \text{(III-1)}$$

- La formule de BONNIN:

$$D_{ec} = 1 * \sqrt{Q} \quad \text{(III-2)}$$

Avec:

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

- Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque : la formule de BONNIN n'est valable que pour les courtes longueurs de conduite (≤ 1 Km).

III.10.1.2 Caractéristique de l'adduction :

L'évaluation des coûts d'exploitation d'un réseau de canalisations passe par le calcul des pertes de charge. Ces pertes, liées à la rugosité des tuyaux et à leur diamètre, influent

directement sur la hauteur manométrique totale requise. En connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les HMT correspondantes à différents diamètres.

III.10.1.2.1 Hauteur manométrique totale :

La détermination de la hauteur manométrique totale sera basée sur la formule suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III-3})$$

- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)
- $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1.15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III-4})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{III-5})$$

- g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$)
- Q : Débit à refouler (m^3/s)
- L : longueur géométrique de la conduite (m)
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

Avec : $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé) (III-6)

En régime turbulent ($Re > 2000$) :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III-7})$$

- ε : Rugosité absolue de la conduite ($\varepsilon=0,001 \text{ mm}$ pour les conduites en PEHD)
- Re : Nombre de Reynolds

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III-8})$$

- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)
- D : diamètre de la conduite (m)
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

$$\nu = \frac{0.0178}{1+0.0337*t+0.000221*t^2} \quad (\text{III-9})$$

- t : température de l'eau en degré

III.10.1.2.2 Puissance de pompage :

$$P = \frac{g*Q*HMT}{\eta} \quad (\text{III-10})$$

- P : puissance absorbée par la pompe (watt)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- Q : Débit à refouler (m³/s)
- η : rendement de la pompe (82%)

III.10.1.2.3 Energie consommée par la pompe :

$$E = P*t*365 \text{ [KWh]} \quad (\text{III-11})$$

- E : énergie consommée pendant une année (KWh)
- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure)
- P : puissance de la pompe en (kW)

III.10.1.2.4 Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E*e \text{ [DA]} \quad (\text{III-12})$$

- E : énergie consommée par la pompe en (Kw H))
- e : prix unitaire d'un Kw H (e=4,34DA)

III.10.1.2.5 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{am} = P_{rc}*A \text{ [DA]} \quad (\text{III-13})$$

- P_{rc} : prix de ml de la conduite en (DA)
- A : Amortissement annuel.

Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III-14})$$

- i : Taux d'annuité annuel (Algérie), $i = 8 \%$
- n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30\text{ans}$

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 = 0.0888 = 8.89\%$$

Remarque : On compare les coûts de tous les diamètres pour déterminer le diamètre économique.

III.10.1.2.6 Vérification de la vitesse d'écoulement :

La vitesse de l'eau dans les canalisations doit être ni trop faible pour éviter les dépôts, ni trop élevée pour protéger les tuyaux. La vitesse idéale est généralement liée au diamètre des canalisations.

$$0.5 \leq V \leq 2.5 \text{ m/s}$$

Voici comment on calcule la vitesse :

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{III-15})$$

Avec :

- Q : Le débit max horaire qui transite dans la conduite en (m^3/s).
- S : La section de la conduite en (m^2).

La formule pour trouver la section (en m^2) est :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{III-16})$$

- D : le diamètre de la conduite en (m).

III.10.1.2.7 Calcul du diamètre économique :

Nous avons comparé les coûts de tous les diamètres standard et avons choisi ceux qui coûtent le moins cher.

Le coût total est calculé en :

$$C_t (\text{DA}) = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III-17})$$

III.10.2 Cas gravitaire (calcul des diamètres avantageux) :

Le calcul est basé sur la formule de Darcy-Weisbach :

$$C_r - C_{tp} = \Delta h_d = \Delta h_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-18})$$

Avec:

- Δh_d : La charge disponible entre deux côtes.
- C_r et C_{tp} : côte radier et côte du trop plein.
- Δh_t : Perte de charge totale (m)
- K' : Coefficient de perte de charge
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_{eq} = L_g + L_{e\varepsilon} \quad (\text{III-19})$$

Avec:

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)
- L_{eq} : Longueur équivalente (m)

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{III-20})$$

Avec:

- Δh_t : Perte de charge totale (m)

- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s)
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement
- m : Exposant tenant compte du type du matériau

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β :

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

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

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^\beta}{\Delta h t}} \quad (III-20)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$ (matériau choisi : le PEHD).

III.11 Proposition des variantes :

III.11.1 Variante 1:

Cette variante dite « 1 » prévoit la mise en place de deux conduites :

- **Une conduite de refoulement** : Elle sera utilisée pour pomper l'eau sur une distance de 43,44 kilomètres jusqu'à un nouveau réservoir de stockage temporaire (TN 700 m). En passant par trois stations de pompage.
- **Une conduite d'adduction gravitaire** : Cette conduite permettra à l'eau de s'écouler par gravité depuis le nouveau réservoir vers le réservoir existant (TN605 m).

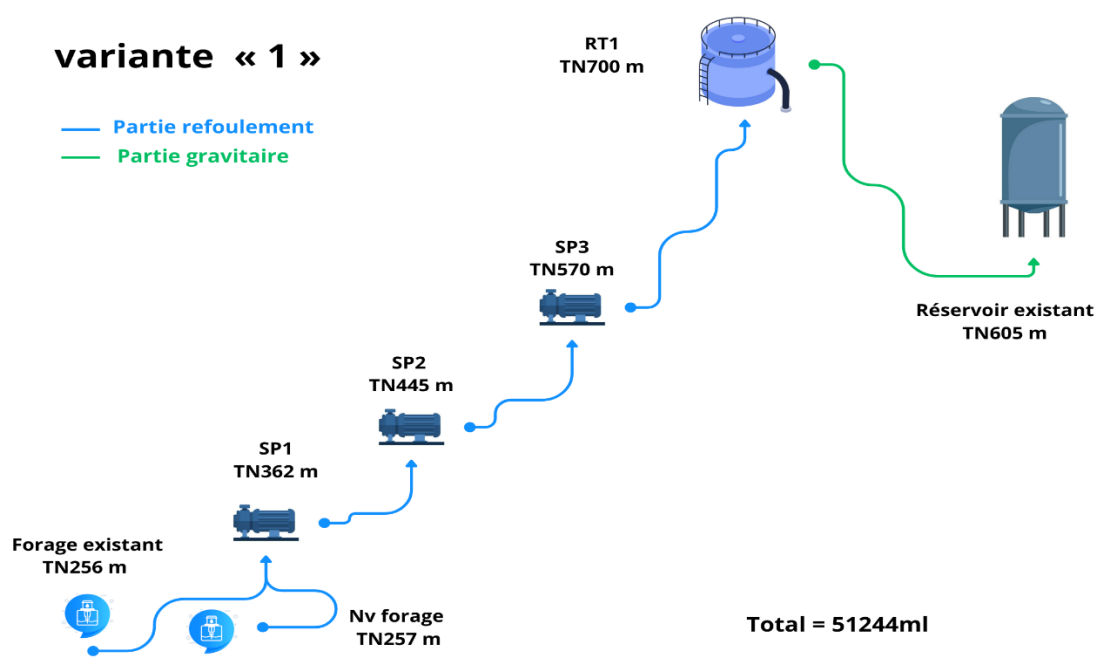


Figure III.4 : Schéma de la variante "1"

III.11.2 Variante 2 :

Cette variante dite « 2 » Prévoit la mise en place d'une conduite unique :

- Une conduite de refoulement de 43,41 mètres de long. Cette nouvelle conduite aura pour fonction de transporter l'eau des forages jusqu'au réservoir de stockage R500 m³ (TN605 m). Cette eau passera par trois pompes avant d'arriver à destination.

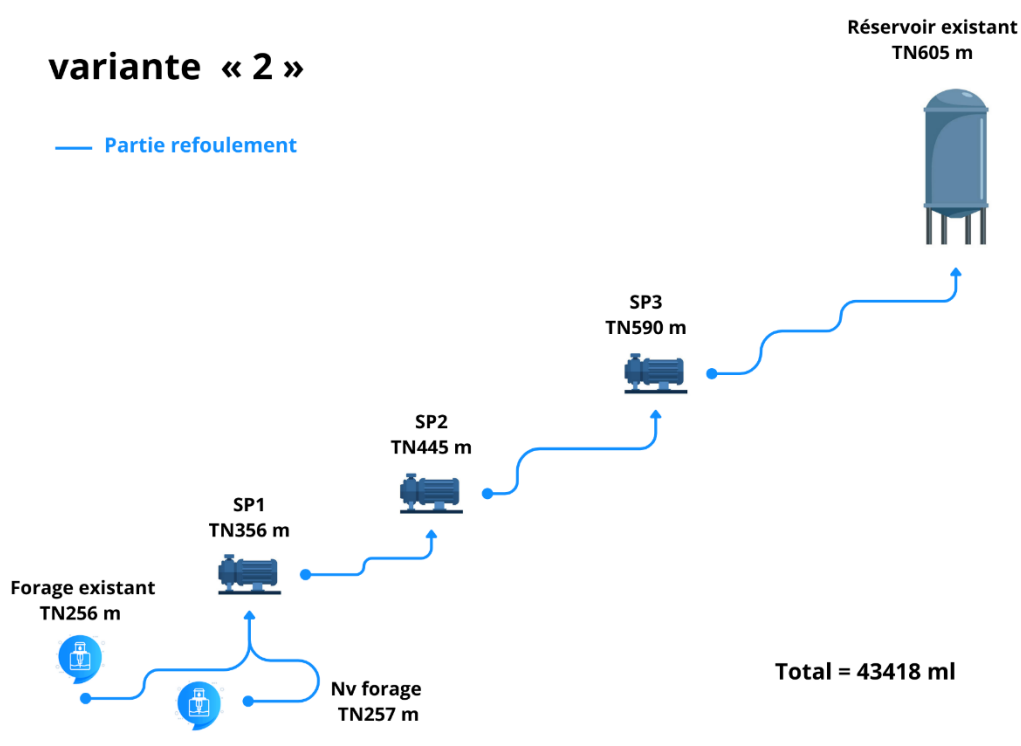


Figure III.5 : Schéma de la variante "2"

III.11.3 Variante 3 :

Cette variante dite « 3 » prévoit la mise en place de plusieurs conduites :

- Une conduite de refoulement de 22044 mètres, qui reliera les puits de forage à un nouveau réservoir RT1 (TN490 m), Ce conduit passera par une station de pompage SP1.
- Une conduite d'adduction gravitaire de 5025 mètres, qui ira du réservoir RT1 (TN490 m) à une nouvelle station de pompage SP2 (TN395 m)
- Une autre conduite de refoulement de 9620 mètres, qui reliera la station SP2 (TN395 m) à un deuxième nouveau réservoir RT2 (TN650 m)
- Une dernière conduite d'adduction gravitaire de 6020 mètres, qui ira du réservoir RT2 (TN650 m) vers un réservoir existant (TN605 m).

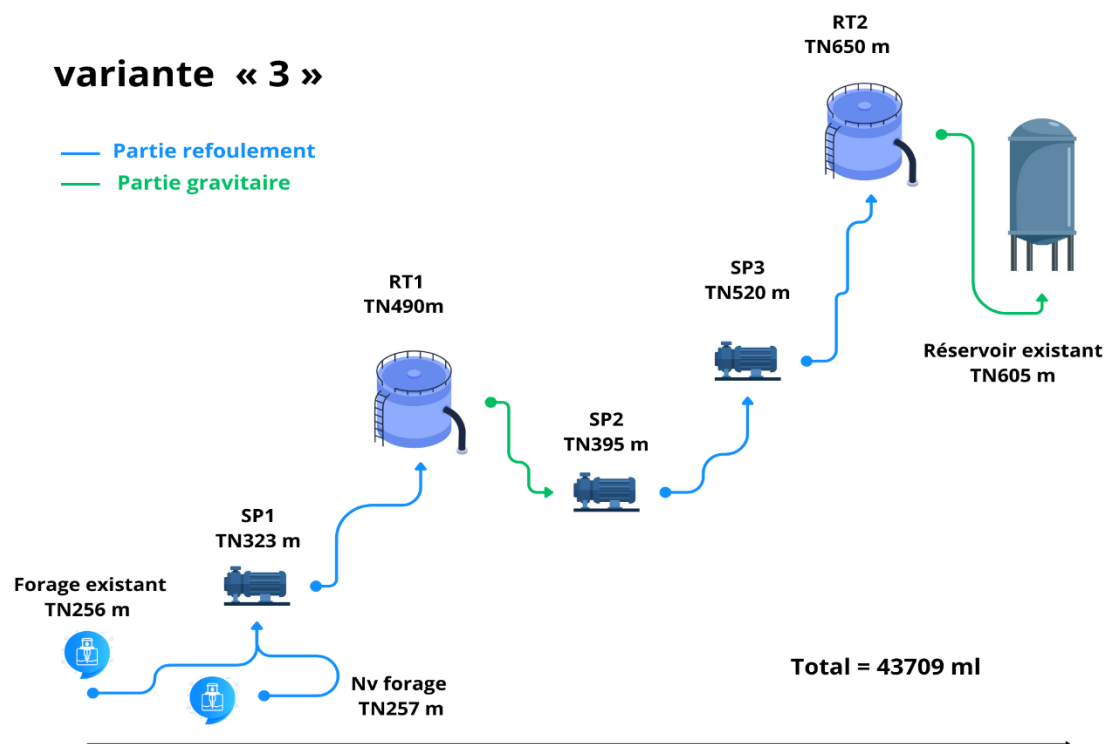


Figure III.6 : Schéma de la variante "3"

III.11.4 Variante 4 :

Cette variante dite « 4 » prévoit la mise en place de trois conduites :

- Une conduite de refoulement de 2259 mètres pour transporter l'eau des forages vers un nouveau réservoir RT1 (TN500.34 m), Ce conduit passera par une station de pompage SP1.
- Une conduite d'adduction gravitaire de 8908 mètres pour amener l'eau du réservoir RT1 (TN500.34 m) vers une nouvelle station de pompage SP2 (TN439.45 m)
- Une autre conduite de refoulement de 5201 mètres pour acheminer l'eau de la station SP2 (TN439.45m) vers un réservoir existant (TN605 m).

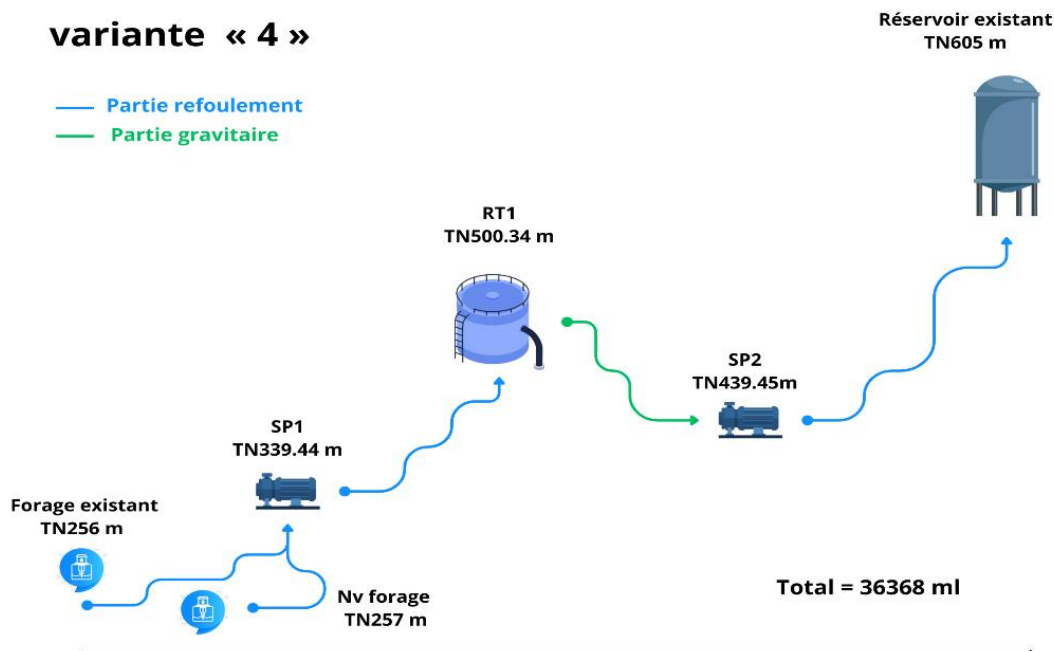


Figure III.7 : Schéma de la variante "4"

III.11.5 Variante 5 :

Cette variante dite « 5 » prévoit la mise en place de deux conduites :

- Une conduite de refoulement de 35533 mètres, qui reliera les puits de forage à un nouveau réservoir (TN650 m). Ce pipeline passera par trois stations de pompage intermédiaires.
- Une conduite d'adduction gravitaire qui connectera ce nouveau réservoir (TN650 m) à un réservoir déjà existant (TN605 m).

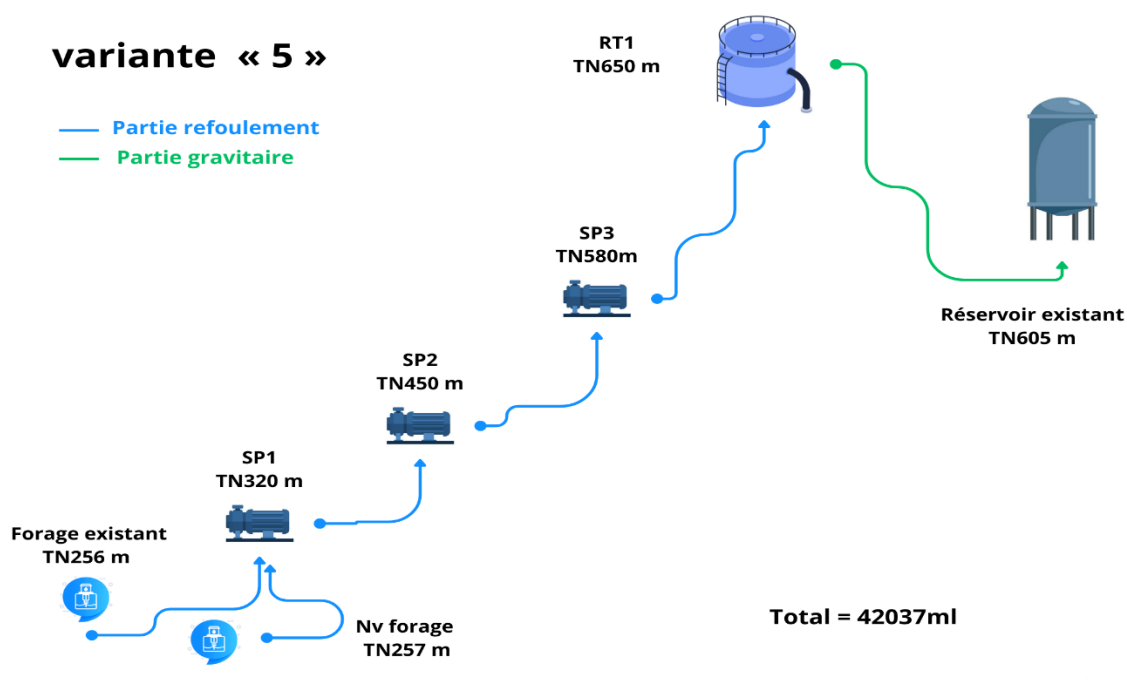


Figure III.8 : Schéma de la variante "5"

III.11.6 Variante 6 :

Cette variante dite « 6 » prévoit mise en place de deux conduites :

- Une conduite de refoulement de 38533 mètres, transporte le fluide des forages jusqu'à un nouveau réservoir (TN670 m). Traversant trois stations de pompage.
- Une conduite d'adduction de 6504 mètres, reliant ce nouveau réservoir (TN670 m) à un réservoir existant (TN605 m).

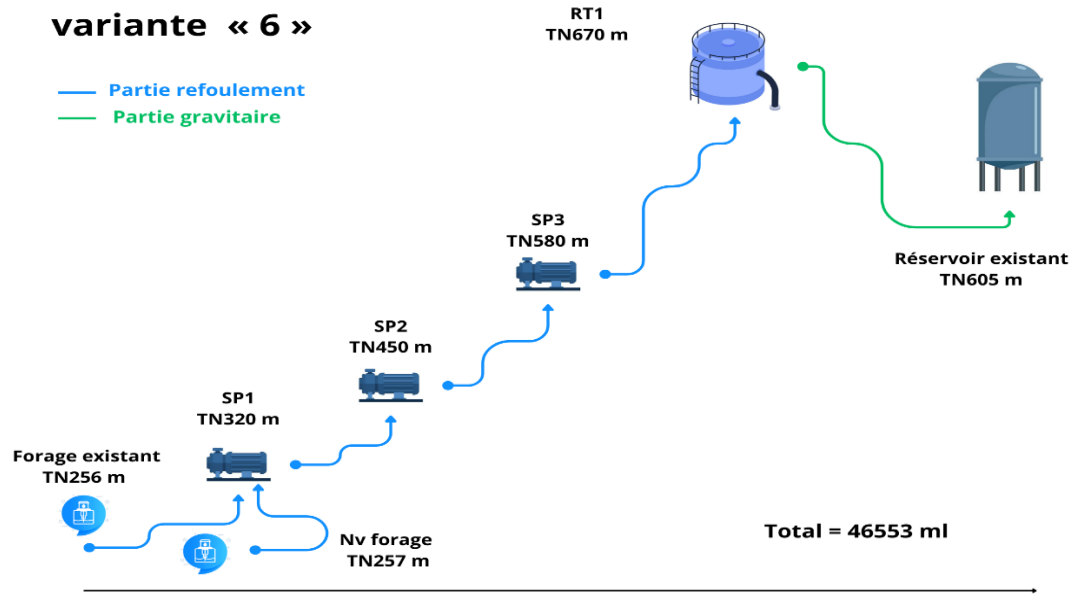


Figure III.9 : Schéma de la variante "6"

Parmi ces six solutions possibles, nous sélectionnerons la meilleure pour transporter l'eau, en considérant les données techniques suivantes :

- Fonctionnement de la pompe sur 20h
- Réservoir à 605 m.

III.12 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

Tronçon 1 : NvForage – SP1

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin (III-2) est :

A.N :

$$(III.2) \Rightarrow D_{ec} = \sqrt{0.03} \Rightarrow D_{ec} = 0,173 \text{ m}$$

Donc **$D_{ec} = 180 \text{ mm}$**

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 90 et 315 mm.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)

D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	9663	1014,83	0,1050	1167,06	82,44	1249,50
110	0,03	3,16	0,0081	9663	360,63	0,0373	414,72	82,44	497,16
125	0,03	2,44	0,0079	9663	186,61	0,0193	214,60	82,44	297,04
160	0,03	1,49	0,0076	9663	52,31	0,0054	60,16	82,44	142,60
200	0,03	0,95	0,0074	9663	16,58	0,0017	19,07	82,44	101,51
250	0,03	0,61	0,0071	9663	5,26	0,0005	6,05	82,44	88,49
315	0,03	0,38	0,0069	9663	1,60	0,0002	1,84	82,44	84,28

Le pompage fonctionne en continu, 365 jours par an. Le prix de l'électricité utilisé pour cette opération est de 4,34 dinars algériens par kilo watt-heure (kWh), d'après les tarifs de Sonelgaz de 2020.

En utilisant les formules fournies, il est possible de déterminer le coût total de l'énergie consommée.

Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{ex} (DA)
90	1249,50	448,45	3273671	4,34	14207732
110	497,16	178,43	1302565,2	4,34	5653133
125	297,04	106,61	778242,17	4,34	3377571
160	142,60	51,18	373613,9	4,34	1621484
200	101,51	36,43	265952	4,34	1154232
250	88,49	31,76	231835,89	4,34	1006168
315	84,28	30,25	220817,29	4,34	958347

Le coût annuel de l'investissement (ou l'annuité) est déterminé à partir du prix du tuyau en PEHD (PN16) par mètre, tel que mentionné dans le catalogue CHIALLI.

Tableau III.5 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	580	9663	5604540	0,0888	497683
110	875	9663	8455125	0,0888	750815

Tableau III.6 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
125	1120	9663	10822560	0,0888	961043
160	1820	9663	17586660	0,0888	1561695
200	2900	9663	28022700	0,0888	2488416
250	4350	9663	42034050	0,0888	3732624
315	7200	9663	69573600	0,0888	6178136

Pour trouver le diamètre le moins cher, nous allons d'abord calculer le coût total. Ce coût total est obtenu en additionnant les frais liés à l'utilisation de l'équipement (frais d'exploitation) et la perte de valeur de cet équipement au fil du temps (amortissement). Ensuite, nous représenterons graphiquement ces coûts en fonction des différents diamètres possibles. Le point le plus bas de cette courbe nous indiquera le diamètre pour lequel le coût est minimal.

Tableau III.7 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)

D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	14207732	497683	14705415
110	5653133	750815	6403948
125	3377571	961043	4338614
160	1621484	1561695	3183180
200	1154232	2488416	3642647
250	1006168	3732624	4738791
315	958347	6178136	7136483

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau, on peut dresser la courbe d'optimisation.

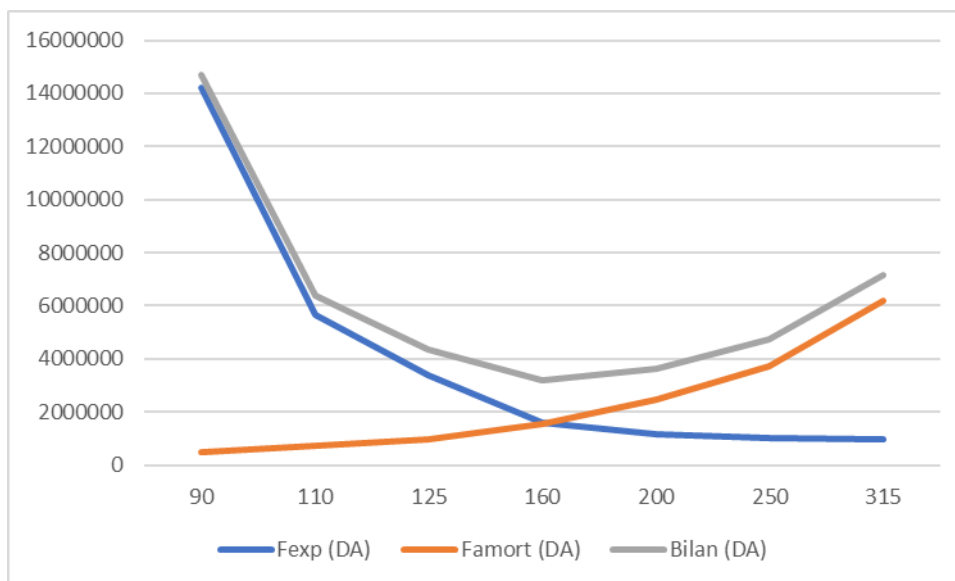


Figure III.10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique normalisé est de 160 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 1.492$ m/s pour une conduite en PEHD.

Donc la hauteur manométrique qui correspond ce diamètre est $HMT = 142,60$ m.c.e

Tronçon 2 : forage – SP1

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin (III-2) est :

A.N :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.03} \Rightarrow D_{ec} = 0,173 \text{ m}$$

Donc **$D_{ec} = 180$ mm**

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 90 et 315 mm.

Voici les résultats des calculs du diamètre économique pour ce tronçon :

Tableau III.8 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage -SP1)

D_{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	9920	1041,82	0,1050	1198,10	83,44	1281,54
110	0,03	3,16	0,0081	9920	370,22	0,0373	425,75	83,44	509,19

Tableau III.9 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage -SP1)

D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
125	0,03	2,44	0,0079	9920	191,57	0,0193	220,31	83,44	303,75
160	0,03	1,49	0,0076	9920	53,71	0,0054	61,76	83,44	145,20
200	0,03	0,95	0,0074	9920	17,02	0,0017	19,58	83,44	103,02
250	0,03	0,61	0,0071	9920	5,40	0,0005	6,21	83,44	89,65
315	0,03	0,38	0,0069	9920	1,64	0,0002	1,89	83,44	85,33

Tableau III.10 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage -SP1)

D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1281,54	459,95	3357613,9	4,34	14572045
110	509,19	182,75	1334084	4,34	5789925
125	303,75	109,02	795815,93	4,34	3453841
160	145,20	52,11	380426,05	4,34	1651049
200	103,02	36,97	269900,74	4,34	1171369
250	89,65	32,17	234877,27	4,34	1019367
315	85,33	30,63	223565,62	4,34	970275

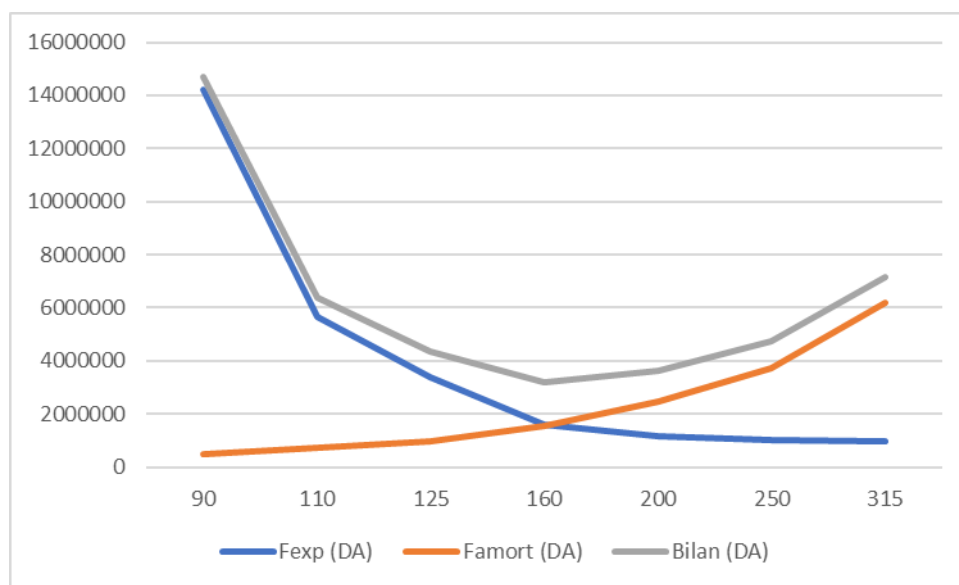
Tableau III.11 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage -SP1)

D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	580	9920	5753600	0,0888	510920
110	875	9920	8680000	0,0888	770784
125	1120	9920	11110400	0,0888	986604
160	1820	9920	18054400	0,0888	1603231
200	2900	9920	28768000	0,0888	2554598
250	4350	9920	43152000	0,0888	3831898
315	7200	9920	71424000	0,0888	6342451

Tableau III.12 : Bilan du tronçon (forage -SP1)

D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	14572045	510920	15082964
110	5789925	770784	6560709
125	3453841	986604	4440445
160	1651049	1603231	3254280
200	1171369	2554598	3725968
250	1019367	3831898	4851265
315	970275	6342451	7312726

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau, on peut dresser la courbe d'optimisation.

**Figure III.11 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique normalisé est de 160 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 1.492$ m/s pour une conduite en PEHD.

Donc la hauteur manométrique qui correspond ce diamètre est $HMT = 145,20$ m.c.e

Tronçon 3 : SP1 – Réservoir tampon

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin (III-2) est :

A.N :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.06} \Rightarrow D_{ec} = 0,245 \text{ m}$$

Donc **$D_{ec} = 250 \text{ mm}$**

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 90 et 400 mm.

Voici les résultats des calculs du diamètre économique pour ce tronçon :

Tableau III.13 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -Réservoir tampon)

D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	2676	1124,16	0,4201	1292,79	160,9	1453,69
110	0,06	6,31	0,0081	2676	399,48	0,1493	459,40	160,9	620,30
125	0,06	4,89	0,0079	2676	206,71	0,0772	237,72	160,9	398,62
160	0,06	2,98	0,0076	2676	57,95	0,0217	66,64	160,9	227,54
200	0,06	1,91	0,0074	2676	18,37	0,0069	21,12	160,9	182,02
250	0,06	1,22	0,0071	2676	5,83	0,0022	6,70	160,9	167,60
315	0,06	0,77	0,0069	2676	1,77	0,0007	2,04	160,9	162,09

Tableau III.14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -Réservoir tampon)

D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1453,69	1043,46	7617281,3	4,34	33059001
110	620,30	445,26	3250373,2	4,34	14106620
125	398,62	286,13	2088755,9	4,34	9065200
160	227,54	163,33	1192317,7	4,34	5174659
200	182,02	130,66	953796,96	4,34	4139479
250	167,60	120,30	878214,05	4,34	3811449
315	162,09	116,96	853802,77	4,34	3705504

Tableau III.15 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -Réservoir tampon)

D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	580	2676	1552080	0,0888	137825

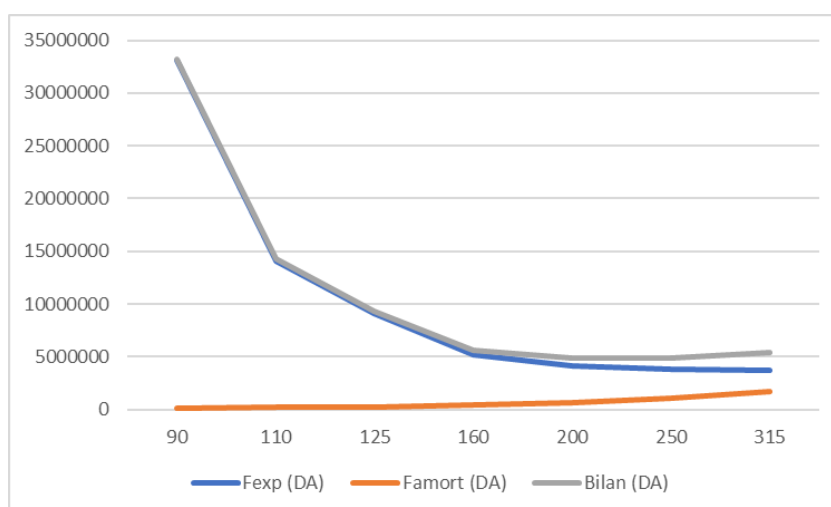
Tableau III.16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -Réservoir tampon)

D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
110	875	2676	2341500	0,0888	207925
125	1120	2676	2997120	0,0888	266144
160	1820	2676	4870320	0,0888	432484
200	2900	2676	7760400	0,0888	689124
250	4350	2676	11640600	0,0888	1033685
315	7200	2676	19267200	0,0888	1710927

Tableau III.17 : Bilan du tronçon (SP1 -Réservoir tampon)

D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	33059001	137825	33196825
110	14106620	207925	14314545
125	9065200	266144	9331345
160	5174659	432484	5607143
200	4139479	689124	4828602
250	3811449	1033685	4845134
315	3705504	1710927	5416431

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau, on peut dresser la courbe d'optimisation.

**Figure III.12 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -RT)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique normalisé est de 200 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 0.77$ m/s pour une conduite en PEHD.

Donc la hauteur manométrique qui correspond ce diamètre est $HMT = 182.02$ m.c.e

Tronçon 4 : SP2 – Réservoir existant

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin (III-2) est :

A.N :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.06} \Rightarrow D_{ec} = 0,245 \text{ m}$$

Donc **$D_{ec} = 250 \text{ mm}$**

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 90 et 400 mm.

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats du calcul du diamètre optimal pour ce tronçon.

Tableau III.18 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -Réservoir existant)

D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	5201	2184,89	0,4201	2512,62	165,55	2678,17
110	0,06	6,31	0,0081	5201	776,42	0,1493	892,88	165,55	1058,43
125	0,06	4,89	0,0079	5201	401,76	0,0772	462,02	165,55	627,57
160	0,06	2,98	0,0076	5201	112,63	0,0217	129,52	165,55	295,07
200	0,06	1,91	0,0074	5201	35,70	0,0069	41,05	165,55	206,60
250	0,06	1,22	0,0071	5201	11,32	0,0022	13,02	165,55	178,57
315	0,06	0,77	0,0069	5201	3,45	0,0007	3,97	165,55	169,52

Tableau III.19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -Réservoir existant)

D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	2678,17	1922,41	14033567	4,34	60905680
110	1058,43	759,75	5546164,4	4,34	24070353
125	627,57	450,48	3288477	4,34	14271990

Tableau III.20 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -Réservoir existant)

D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
160	295,07	211,81	1546184,4	4,34	6710440
200	206,60	148,30	1082602,1	4,34	4698493
250	178,57	128,18	935701,2	4,34	4060943
315	169,52	121,68	888256,1	4,34	3855031

Tableau III.21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -Réservoir existant)

D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	580	5201	3016580	0,0888	267872
110	875	5201	4550875	0,0888	404118
125	1120	5201	5825120	0,0888	517271
160	1820	5201	9465820	0,0888	840565
200	2900	5201	15082900	0,0888	1339362
250	4350	5201	22624350	0,0888	2009042
315	7200	5201	37447200	0,0888	3325311

Tableau III.22 : Bilan du tronçon (SP2 -Réservoir existant)

D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	60905680	267872	61173553
110	24070353	404118	24474471
125	14271990	517271	14789261
160	6710440	840565	7551005
200	4698493	1339362	6037854
250	4060943	2009042	6069985
315	3855031	3325311	7180343

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau, on peut dresser la courbe d'optimisation.

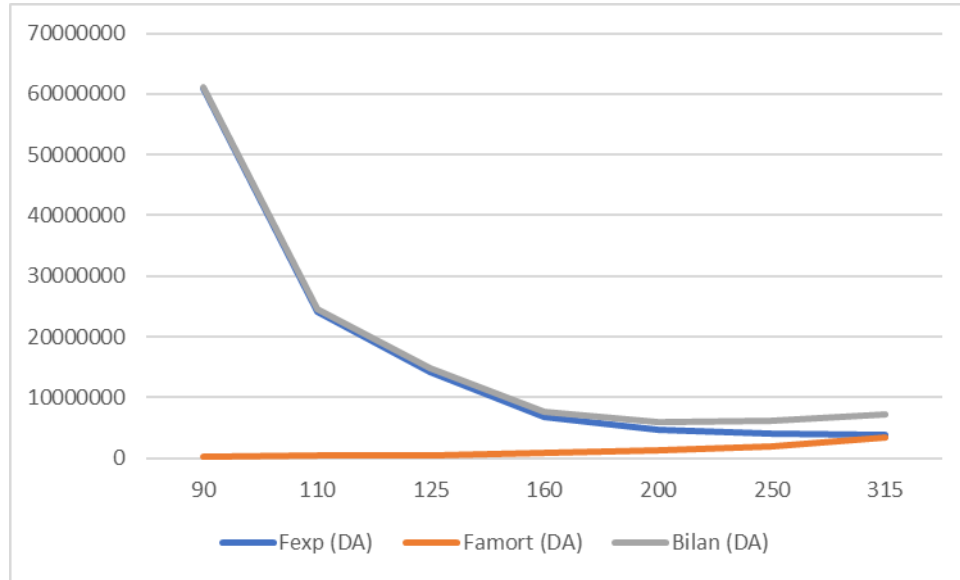


Figure III.13 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -Rex)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique normalisé est de 200 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 0.77$ m/s pour une conduite en PEHD.

Donc la hauteur manométrique qui correspond ce diamètre est $HMT = 206.60$ m.c.e

III.13 Détermination des diamètres économiques de la conduite gravitaire :

Tronçon 5 : Réservoir tampon – SP2

Le dimensionnement du tronçon consiste à déterminer le diamètre optimal. La charge disponible, calculée à partir de la différence de cote entre le radier du réservoir tampon et la cote de station de pompage, est un paramètre déterminant.

III.13.1 La charge disponible :

$$H_d = C_{r-RT} - C_{sp02} \quad (III-21)$$

Avec :

H_d : La charge disponible.

C_{r-RT} : Cote du radier du réservoir tampon (500.34 m).

C_{TP} : Cote de station de pompage (439.45m).

$$H_d = 500.34 - 439.45 = 60.89 \text{ m}$$

La longueur de la conduite gravitaire :

$$L=8908 \text{ m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

$$Leq=1.15*L \quad (III-22)$$

$$Leq=10244.2 \text{ m}$$

Détermination du diamètre :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052*10244.2*0.06^2}{60.89}} = 0.214 \text{ m}$$

$$D_{av} = 214.00 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de **D=250 mm** de PN20

III.13.2 Calcul des paramètres hydraulique :

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Lequi (m)	ΔHt(m)
200	0,95	5025	45

III.13.3 Les frais d'investissement

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

Tableau III.23 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre (mm)	Prix de ml(DA)	L(m)	F_{Investissement} (DA)
250	4350	8908	23219300

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique normalisé est de 250 mm, PN20 avec une vitesse de $V = 0.95 \text{ m/s}$ pour une conduite en PEHD

III.13.4 Bilan Total :**Tableau III.24 :** Les bilans de chaque tronçon

Bilan (DA)	
Tronçon	Variante 4
N _V _{forage} - SP1	3183180
For-SP1	3254280
SP1-RT	4828602
RT-SP2	38749800
SP2-Rex	6037854
Total	56053716

III.12 Tableau récapitulatif :**Tableau III.25 :** Tableau récapitulatif des variantes

Variante	LOT CANALISATION					Station de pompage et HMT		Ouvrage GC
	L(m), PEHD		Ref Gra		TOTAL	SP	HMT(m)	
	P20	P16						
1	6892	44352	43444	7800	51244	2Forage+3SP	1X170+4X180	R500
2	5632	37786	43418	0	43418	2Forage+3SP	1X60+3X180	/
3	6624	36085	31664	11045	42709	2Forage+3SP	1X130 +1X200	RT200 +R500
4	4906	31462	27460	8908	36368	2Forage+2SP	2X150+1X190+1X210	RT200
5	4236	37801	35533	6504	42037	2Forage+3SP	2X130+2X190	R500
6	7631	38922	38533	8000	46553	2Forage+3SP	1X130+1X160+2X190	R1000

III.13 Bilan total :

Tableau III.26 : Bilan total des variantes

Variante	Bilan (DA)
1	60455642
2	24379814
3	59996092
4	56053716
5	57357568
6	67327100

Conclusion :

Pour réduire les coûts, nous avons opté pour la variante numéro 4. Cette option a été choisie après une étude minutieuse, en respectant toutes les normes de sécurité pour garantir la durabilité de notre réseau d'eau.

Ce chapitre a porté sur l'étude d'un réseau d'adduction composé de trois tronçons principaux en PEHD (de 315 à 160 mm de diamètre). Le réseau comprend deux forages, deux stations de pompage équipées de colonnes d'équilibre, un réservoir tampon et alterne des sections en gravité et en refoulement.

Le dimensionnement de la conduite a été optimisé en considérant les aspects techniques, économiques et en tenant compte de la charge hydraulique disponible pour les sections en gravitaire.

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

IV Introduction :

Les réservoirs, structures hydrauliques variées, font l'objet d'études techniques poussées pour assurer leur bon fonctionnement. Leur rôle principal est de stocker l'eau en vue de sa distribution. Ce chapitre abordera le dimensionnement de la bête d'aspiration et l'évaluation de la capacité du réservoir existant.

IV.1 Etude des réservoirs :

IV.1.1 Rôles des réservoirs :

Les réservoirs d'eau jouent un rôle crucial dans la distribution d'eau potable.

Ils servent à :

- **Stocker l'eau** : Ils accumulent l'eau pendant les périodes de faible consommation pour la restituer lors des pics de demande.
- **Stabiliser la pression** : Ils maintiennent une pression constante dans les canalisations, même lorsque la consommation varie.
- **Assurer la continuité du service** : En cas d'arrêt des pompes ou de problèmes sur le réseau, les réservoirs garantissent une alimentation continue en eau.
- **Optimiser le fonctionnement des pompes** : Ils permettent aux pompes de fonctionner de manière plus régulière, en réduisant les démarrages et arrêts fréquents.
- **Faire face aux imprévus** : Ils constituent une réserve d'eau pour faire face aux situations d'urgence (pannes, réparations, etc.).
- **Améliorer la sécurité incendie** : Ils fournissent l'eau nécessaire en cas d'incendie.
- **Répartir la pression** : Dans certains cas, ils aident à réguler la pression dans différents secteurs du réseau.

III.1.1 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon différents critères :

- **Matériau de construction** :
 - Métallique
 - Maçonnerie
 - Béton (armé ou précontraint)

- **Emplacement :**

- Enterré
- Semi-enterré
- En surface

- **Forme :**

- Circulaire
- Rectangulaire
- Autre forme

Un réseau d'eau utilise différents types de réservoirs pour assurer une distribution efficace de l'eau.

- **Réservoirs terminaux :** Ce sont les derniers réservoirs d'une ligne d'eau. Ils sont placés juste avant de se diviser en plus petits réseaux pour alimenter les différents quartiers ou bâtiments.
- **Réservoirs de mise en charge :** Ces réservoirs sont situés aux points les plus hauts du réseau. Ils sont généralement remplis par des pompes et servent à alimenter par gravité les parties basses du réseau.
- **Bâches de reprise :** Ces réservoirs fournissent directement de l'eau aux stations de pompage. Elles permettent de maintenir un débit constant dans le réseau.

III.1.2 Fonctions des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable remplissent plusieurs rôles importants, tant d'un point de vue économique que technique. Ces différents rôles sont détaillés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions techniques	Fonctions économiques
– Régulation du débit – Sécurité d'approvisionnement – Régulation de la pression – Simplification de l'exploitation – Réacteur participant au – Traitement	– Réduction des investissements sur les ouvrages de production – Réduction des investissements sur le réseau de distribution – Réduction des dépenses d'énergie

III.1.3 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement des réservoirs est déterminant pour le système.

- **Réservoir tampon** : Il doit être placé en hauteur pour assurer une pression suffisante et un écoulement naturel vers l'aval.
- **Bâches** : Leur position doit permettre un pompage efficace et réduire les travaux de terrassement. Toutes les bâches doivent être situées à une altitude qui favorise l'écoulement par gravité.

III.1.4 Choix du réservoir :

Djemaa Ouled Cheikh possède un réservoir aux caractéristiques suivantes :

Tableau IV.2 : Les caractéristiques de réservoir existant

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote radié(m)	La forme géométrique
Réservoir Semi-enterré R1	500	605	Cylindrique

Source : DRE (Ain Defla)

IV.2 Equipement des réservoirs :

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.2.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'arrivée d'eau peut se faire de deux manières : par refoulement ou par gravité.

IV.2.2 Par le haut (chute libre) :

La chute libre : un équilibre délicat. Ce procédé favorise le dégazage de l'eau, notamment en ce qui concerne le dioxyde de carbone. Si cela permet une meilleure oxygénation, il peut aussi accélérer les phénomènes de corrosion et d'entartrage des équipements en aval.

IV.2.3 En bas (siphon noyé) :

Ce système offre l'avantage de mélanger l'eau qui entre et sort du réservoir, ce qui peut réduire légèrement les coûts de fonctionnement, surtout si l'eau est pompée pour remplir le réservoir. Cependant, en cas de fuite sur la conduite d'arrivée, le réservoir risque de se vider complètement. Pour éviter cela, on peut installer un clapet anti-retour à l'entrée du réservoir.

De plus, il est important de pouvoir arrêter l'arrivée d'eau lorsque le réservoir est plein. Si l'eau arrive par gravité, un simple flotteur peut fermer le robinet. Si l'eau est pompée, un dispositif doit arrêter le moteur automatiquement.

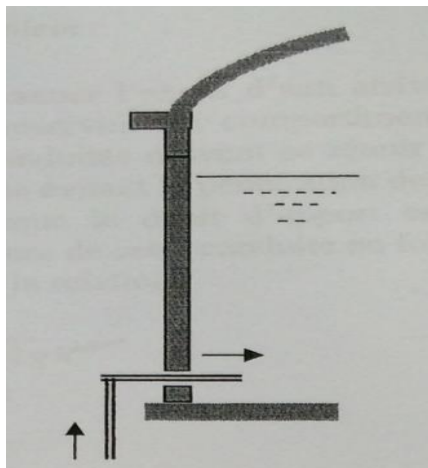


Figure IV.1 : Arrivée par le bas

Source : (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B. SALAH ,2014).

IV.2.4 Conduite de départ ou de distribution :

Pour optimiser le brassage de l'eau et prévenir l'entraînement de sédiments, le départ de la conduite de distribution sera positionné à 15-20 cm au-dessus du radier et en vis-à-vis de l'arrivée. Une crépine incurvée à l'extrémité limitera les risques de vortex. Afin de sécuriser l'installation, notamment pour les grands réservoirs, une vanne de survitesse sera intégrée pour une fermeture rapide en cas de rupture, réduisant ainsi les risques d'inondation.

IV.2.5 Conduite de trop plein :

Le trop-plein est une sécurité supplémentaire qui entre en action lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint son maximum. Si les pompes et la vanne flotteur (qui ont pour rôle d'arrêter l'arrivée d'eau) ne fonctionnent pas, le trop-plein permet d'évacuer l'eau excédentaire pour éviter un débordement. Grâce à un siphon, il empêche également l'entrée de corps étrangers dans le système.

IV.2.6 Conduite de vidange :

La conduite de vidange, située au point bas du réservoir et généralement raccordée à la conduite de trop-plein, permet l'évacuation totale du contenu du réservoir. Cette opération est nécessaire pour les opérations de nettoyage ou de maintenance. Un nettoyage régulier de cette conduite est indispensable pour éviter tout colmatage par les sédiments.

IV.2.7 Conduite By-pass :

Un 'by-pass' permet de maintenir la distribution d'eau lorsque le réservoir est nettoyé. Ce tuyau relie directement l'arrivée d'eau au réseau de distribution.

IV.2.8 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Ce système de tuyauterie spécial est conçu pour couper l'arrivée d'eau dès que la réserve incendie est remplie. Il existe deux types principaux : les systèmes à deux prises et les systèmes à siphon.

IV.2.8.1 Système à deux prises :

Le réservoir d'incendie possède deux sorties : une en haut et une en bas équipée d'un robinet. Ces conduites se rejoignent dans la chambre de manœuvre.

- Le robinet permet de contrôler le débit d'eau et de protéger la réserve.
- L'alimentation s'arrête automatiquement lorsque le niveau d'eau est suffisant.

Il est important de renouveler régulièrement l'eau pour éviter sa détérioration et la formation de dépôts.

IV.2.8.2 Système à siphon :

Une seule conduite, située au fond de la réserve d'incendie, alimente la chambre de manœuvre. Cette conduite est équipée d'un siphon avec évent et de trois robinets. En cas d'alarme incendie, le système se vide automatiquement grâce à l'évent, tout en maintenant les deux premiers robinets ouverts. Les robinets 1 et 3 servent à protéger la réserve d'incendie.

IV.2.9 Prescriptions sanitaires :

Afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet :

IV.2.9.1 Renouvellement de l'eau :

La qualité de l'eau stockée dans les réservoirs dépend en grande partie de la fréquence à laquelle elle est renouvelée. Plus l'eau stagne longtemps, plus elle risque de se dégrader. La taille du réservoir joue un rôle crucial dans ce renouvellement. Pour dimensionner un réservoir, on considère généralement qu'il doit pouvoir contenir :

- **En milieu rural** : l'eau nécessaire pour une journée de consommation.

- **En milieu urbain :** l'eau nécessaire pour une demi-journée de consommation.

IV.2.9.2 Brassage de l'eau :

La géométrie des réservoirs et les systèmes de remplissage/vidange doivent être optimisés pour favoriser le renouvellement constant de l'eau et limiter ainsi les risques de contamination biologique.

IV.2.9.3 Choix des matériaux :

Nous utiliserons des matériaux adaptés et soignerons particulièrement les finitions (joints et enduits).

IV.2.9.4 Etanchéité de l'ouvrage et équipements divers :

L'étanchéité des ouvrages de stockage d'eau est primordiale. Tous les éléments constitutifs, tels que les parois, le radier, les couvercles et les accès, doivent être conçus et réalisés pour assurer l'imperméabilité de l'ensemble. Il est à noter que les infiltrations par la partie supérieure sont une cause fréquente de contamination.

IV.2.9.5 Isolation thermique :

Les variations importantes de température, comme celles que l'on observe entre le jour et la nuit ou entre l'été et l'hiver, peuvent accélérer la dégradation de la qualité de l'eau. En effet, ces changements favorisent le développement d'algues et de mousses. Pour conserver une eau de meilleure qualité, on utilise souvent des réservoirs enterrés. Grâce à leur isolation, ils permettent de maintenir une température de l'eau relativement constante tout au long de l'année.

IV.2.9.6 Protection des entrées d'air :

L'aération des réservoirs est indispensable pour maintenir une qualité d'air optimale. Les dispositifs d'aération sont équipés de tamis micrométriques en inox ou en matériau plastique, assurant une filtration efficace contre les particules et les contaminants biologiques.

IV.2.9.7 Limitation de l'éclairage naturel :

Pour limiter le développement des algues, qui prolifèrent à la lumière, il est indispensable de protéger le réservoir d'une exposition lumineuse constante. Un système d'éclairage artificiel sera mis en place uniquement lorsque cela est nécessaire pour assurer la sécurité des opérations et faciliter les travaux d'entretien.

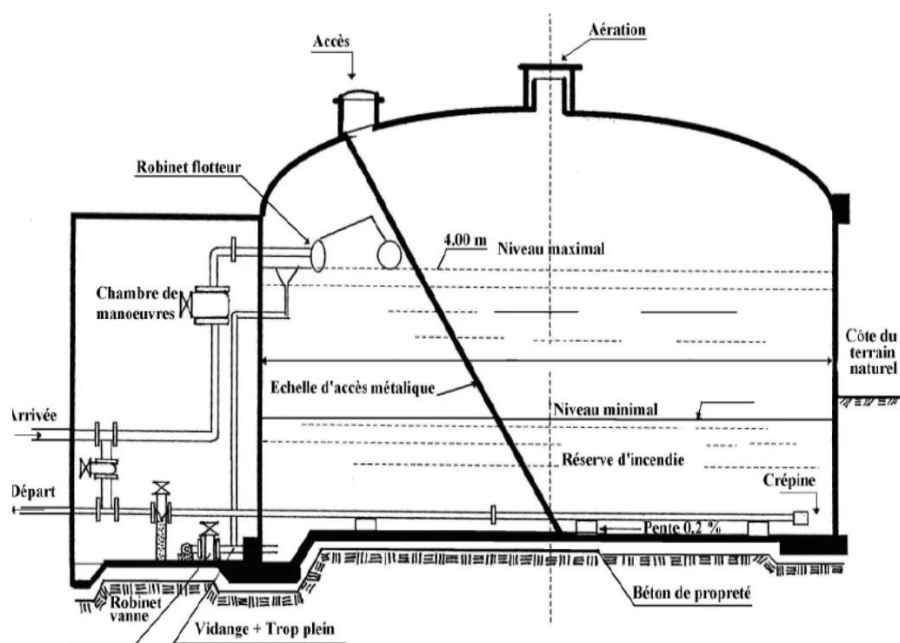


Figure IV.2 : Schéma d'un réservoir Semi-enterré

IV.3 Capacité de réservoirs :

Pour déterminer la taille d'un réservoir, on doit prendre en compte plusieurs facteurs :

- **La consommation d'eau** : Elle varie en fonction des habitudes de vie et des saisons.
- **Les pics de consommation** : Les moments où la demande en eau est la plus forte (par exemple, le matin et le soir).
- **Les besoins en cas d'incendie** : Une réserve d'eau est nécessaire pour faire face à d'éventuels sinistres.

En analysant ces données, on peut calculer la capacité minimale requise pour assurer une distribution continue de l'eau, tout en évitant de surdimensionner le réservoir.

IV.3.1 Cas d'une adduction par refoulement :

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

IV.3.1.1 Méthode analytique :

L'analyse consiste à soustraire le débit de consommation variable (qui dépend des habitants) du débit d'alimentation constant. Le résultat obtenu correspond au volume d'eau excédentaire.

$$V_r = a (\%) * Q_{\max.j} / 100 [m^3] \quad (IV-1)$$

Avec :

- **V_r** : capacité résiduelle (m³).
- **a** : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- **Q_{max,j}** : la consommation maximale journalière (m³ /j).

Le volume total est obtenu en sommant le volume d'incendie et le volume résiduel.

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

Avec :

- **V_T** : capacité totale du réservoir (m³).
- **V_r** : capacité résiduelle (m³).
- **V_{inc}** : volume d'incendie estimé à 120 m³

IV.3.1.2 Méthode graphique :

En traçant un graphique qui montre l'évolution de la consommation et de la production d'eau au fil du temps, on peut déterminer la capacité nécessaire. Cette capacité correspond au point où la demande en eau est la plus forte. Le volume total d'eau est ensuite calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_T = (Q_{max,j} * R_{max}) / 100 + V_{inc} [m^3] \quad (IV-3)$$

Avec :

- **V_T** : volume total (m³)
- **Q_{max,j}** : le débit maximum journalier (m³ /j)
- **R_{max}** : résidu maximal journalier (%)

Tel que :

$$R_{max} = |d| + |d'| [\%] \quad (IV-4)$$

- **d** : Excès pendant les différentes heures de la journée.
- **d'** : Déficit pendant les différentes heures de la journée.
- **V_{inc}** : volume d'incendie estimé à 120 m³.

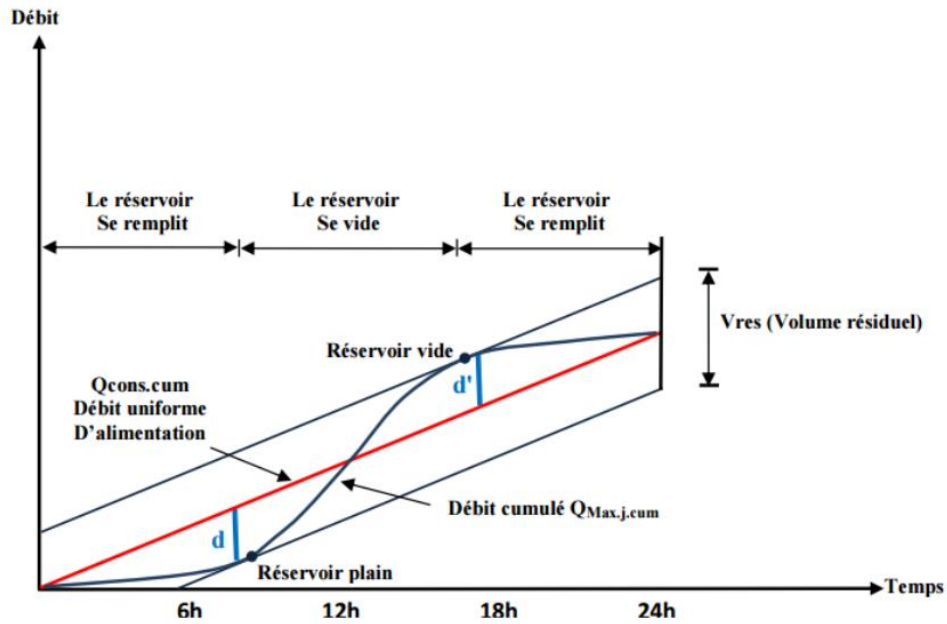


Figure IV.3 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale

IV.3.2 Cas d'une adduction gravitaire : (1)

Lorsque les réservoirs sont alimentés par gravité, on utilise la formule suivante :

$$V = n \cdot (K_p \cdot Q_{\text{moy.h}} - Q_a) \text{ [m}^3\text{]} \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

- K_p : Coefficient de pointe,
- $Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
- Q_a : Débit horaire disponible (m^3/h).
- V : Volume du réservoir (m^3).
- n : nombres des heures de pointes.

IV.4 Dimensionnement des réservoirs :

IV.4.1 Réservoir projeté de Djemaa Ouled Cheikh :

Pendant 20 heures, le système est alimenté par un procédé de refoulement. La consommation énergétique horaire varie en fonction de la population, les détails se trouvant en Annexe I.

Les variations des résidus du réservoir, heure par heure, sont visualisées dans le tableau suivant.

Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de distribution à l’horizon d’étude 2054

Heures	Distribution	Apport	Surplus	Déficit	Accumulation
%	%	%	%	%	
0-1	1,5	0		-1,5	0
1-2	1,5	0		-1,5	-1,5
2-3	1,5	5	3,5		-3
3-4	1,5	5	3,5		0,5
4-5	2,5	5	2,5		4
5-6	3,5	5	1,5		6,5
6-7	4,5	5	0,5		8
7-8	5,5	5		-0,5	8,5
8-9	6,25	5		-1,25	8
9-10	6,25	5		-1,25	6,75
10-11	6,25	5		-1,25	5,5
11-12	6,25	5		-1,25	4,25
12-13	5	5		0	3
13-14	5	5		0	3
14-15	5,5	5		-0,5	3
15-16	6	5		-1	2,5
16-17	6	5		-1	1,5
17-18	5,5	5		-0,5	0,5
18-19	5	5		0	0
19-20	4,5	5	0,5		0
20-21	4	5	1		0,5
21-22	3	5	2		1,5
22-23	2	0		-2	3,5
23-24	1,5	0		-1,5	1,5

Avec un débit maximum journalier de la partie haute est de **3611.27** m³/j.

A.N :

$$V_r = 3611.27 * 11.5 / 100 = 415,30 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d’incendie, le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} = 415,30 + 120 = 535,30 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé, qui est **700** m³.

Résultat : Le volume existant est de 500 m³, Le diamètre du réservoir est de 10 m. La taille actuellement disponible ne répond pas à nos besoins de l’année 2054

IV.4.2 Dimensionnement de réservoir tampon :

Le réservoir assure les fonctions de régulation de débit et de compensation de charge. Il permet de lisser les variations de débit provenant de la station de pompage et d'alimenter en continu le réservoir de Djemaa Ouled Cheikh.

Pour calculer le volume du réservoir tampon (V_{RT}), on utilise la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L \quad (IV-6)$$

Avec :

- V_R : volume tampon

$$V_R = Q_{tr} * T / 4 \quad (IV-7)$$

- Q_{tr} : le débit transité dans la conduite
- T : temps de l'arrêt de la pompe.

$$T = 900 = 0.25h$$

$$V_R = 216 * 0.25 / 4 = 13.5 \text{ m}^3$$

- V_S : Le volume de sécurité

$$V_S = Q_{tr} * T' / 2 \quad (IV-8)$$

- T' : fermeture linéaire totale du robinet-vanne

$$T' = 2700s = 0.75h$$

$$V_S = 216 * 0.75 / 2 = 82 \text{ m}^3$$

- V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

$$V_L = S * h \quad (IV-9)$$

$$h = 0.1m$$

$$D = 650 \text{ mm}$$

$$S = (V_S + V_R) / D \quad (IV-10)$$

$$S = (82+13.5) / 6.5 = 14.69 \text{ m}^2$$

$$V_L = 1.47 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 13.5 + 82 + 1.47 = 96.97 \text{ m}^3$$

Alors $V_{RT} = 120 \text{ m}^3$ (volume normalisé)

Pour garantir la sécurité du procédé, un réservoir tampon d'une capacité de 120 m^3 a été dimensionné afin de compenser le délai inhérent à l'arrêt d'urgence des groupes et à la manœuvre de fermeture de la vanne.

IV.4.3 Dimensionnement de la Bâche de la station SP1 :

Le volume de la bâche de (SP) est :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot j \cdot \frac{1}{n}}{4 \cdot (N-1)} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

- **n** : nombre maxi de démarrages par heures -pour une puissance de 5.10 kW, on peut retenir 5 démarrages /h
- **N** : nombre de pompes identiques (ici 2 suffisent).

$$V_{\text{bâche}} = \frac{3611.27 \cdot \frac{1}{5}}{4 \cdot (2-1)} = 180,56 \text{ m}^3$$

On prend le volume normalisé de 200 m^3 pour la bâche

IV.4.4 Forme des réservoirs :

Compte tenu des contraintes de volume de notre projet (inférieur à $10\,000 \text{ m}^3$), la section circulaire a été retenue pour les réservoirs. Cette géométrie offre un rapport optimal entre la capacité de stockage et les contraintes mécaniques, tout en permettant de respecter une plage de hauteur d'eau usuelle de 3 à 6 mètres.

IV.4.4.1.1 Le diamètre D de la cuve :

Pour calculer le diamètre de la cuve, on utilise la formule :

$$S = V_n/h \Rightarrow \pi \cdot D^2/4 = V_n/h$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{h \cdot \pi}} \quad (\text{IV-12})$$

Avec :

- **V_n** : capacité normalisée du réservoir (m³)
- **S** : section du réservoir (m²)
- **D** : diamètre de la cuve (m)
- **h** : hauteur utile optimale d'eau (m)

IV.4.4.1.2 La section de la cuve :

Pour déterminer la section, nous utilisons la formule :

$$S = V_n / h \quad (\text{IV-13})$$

IV.4.4.1.3 La hauteur totale H du réservoir :

Pour trouver la hauteur du réservoir, on utilise la formule suivante :

$$H = h + R \quad (\text{IV-14})$$

Avec :

- **H** : hauteur totale du réservoir (m)
- **h** : hauteur d'eau (m)
- **R** : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m.

IV.4.4.1.4 La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$h_{inc} = V_{inc} / S \quad (\text{IV-15})$$

- **h_{inc}** : hauteur de la réserve d'incendie (m)

Tableau IV.4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m ³)	D(m)	S (m ²)	h(m)	h _{inc} (m)	R(m)	H(m)
Bâche de la SP1 et SP2	200	11,28	100,00	2	/	0,5	2,5

Tableau IV.5 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m3)	D(m)	S (m2)	h(m)	h _{inc} (m)	R(m)	H(m)
Réservoir tampon	120	6,09	29,13	4,12	/	0,5	4,62
Réservoirs existant	500	11,96	112,36	4,45	26,97	0,5	4,95
Réservoir 200 m ³	200	6.63	33.33	6	3.6	0.5	6.5

Conclusion :

Ce chapitre a porté sur le calcul des capacités de stockage de notre système d'adduction. Nous avons ainsi déterminé la bache d'aspiration 200 m³ et le réservoir tampon 120 m³. Ce dernier joue un rôle essentiel en assurant une transition fluide avec la partie gravitaire de notre réseau.

Afin de garantir l'accès à l'eau pour tous d'ici 2054, de nouveaux travaux sont prévus : la construction d'un nouveau réservoir 200 m³.

CHAPITRE V : Etude de pompage

V Introduction :

Une pompe est un dispositif mécanique qui convertit une énergie (électrique, thermique, etc.) en énergie hydraulique pour augmenter l'énergie potentielle d'un fluide. L'objectif de cette étude est de dimensionner une pompe capable de satisfaire les exigences de notre application en termes de débit volumétrique et de hauteur manométrique totale.

Les pompes utilisées dans les stations de pompage peuvent être de différents types :

- **Vis d'Archimède** : On les trouve surtout dans les systèmes d'égouts et les stations d'épuration.
- **Pompes volumétriques ou à piston** : Elles sont utilisées pour pomper de petites quantités d'eau.
- **Turbopompes (pompes axiales et centrifuges)** : Ce sont les plus courantes car elles sont très efficaces pour déplacer de grandes quantités d'eau.

V.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage :

L'emplacement idéal d'une station de pompage dépend de plusieurs facteurs :

- **Proximité de la source d'eau** : Il est préférable que la station soit située le plus près possible de l'endroit où l'eau est captée.
- **Sécurité géologique** : Les zones sismiques ou instables doivent être évitées autant que possible.
- **Respect des normes** : La station doit respecter certaines distances minimales par rapport aux aéroports et aux points de captage (30 km).
- **Protection contre les inondations** : Les équipements de la station ne doivent pas être situés dans des zones susceptibles d'être inondées.

V.2 Conditions d'installation :

- **Accès** : Il faut prévoir des accès faciles à tous les équipements.
- **Plateforme** : La station doit être construite sur une plateforme stable, avec un revêtement routier.
- **Drainage** : Un système de drainage est nécessaire pour évacuer les eaux de pluie.
- **Niveau du sol** : Le rez-de-chaussée de la station doit être légèrement surélevé par rapport à la plateforme pour éviter les infiltrations.

- **Environnement** : Des aménagements paysagers sont à prévoir autour de la station.

V.3 Choix du type de pompe :

La sélection d'une pompe est basée sur les critères suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT
- Meilleur rendement
- Vérifier la condition de non cavitation
- Encombrement et poids les plus faibles
- Vitesse de rotation la plus élevée
- Puissance absorbée minimale
- $(NPSH)_r$ minimal
- Être fabriquée en série.

V.4 Choix du nombre de pompes :

La prescription du nombre de pompes se base sur différents paramètres.

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

V.5 Les modes de couplage des pompes :

On peut relier plusieurs pompes entre elles, soit en série pour augmenter la pression, soit en parallèle pour augmenter le débit.

V.5.1 Couplage en parallèle :

Les pompes sont couplées en parallèle sur un collecteur commun. Le débit total du système est la somme des débits individuels. Ce montage est adapté aux applications nécessitant un débit variable à hauteur constante.

V.5.2 Couplage en série :

Ce couplage en série implique que le débit volumétrique est identique dans les deux pompes. Les hauteurs manométriques totales sont égales à la somme des hauteurs manométriques individuelles. Ce montage est particulièrement adapté aux applications nécessitant des hauteurs de refoulement importantes pour un débit donné.

V.6 Dimensionnements des pompes immergées :

V.6.1 Calcul des hauteurs manométriques totales :

V.6.1.1 Pour le forage :

$$HMT = H_g + \Delta H_{\text{forage-SP1}} \quad (V-1)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe\text{Forage}} \quad (V-2)$$

$$C_{pe\text{Forage}} = C_{TN\text{Forage}} - (N_{d\text{Forage}} + 2.7) \quad (V-3)$$

Avec :

- **HMT** : hauteur manométrique
- **H_g** : hauteur géométrique
- **ΔH_{Forage-SP1}** : les pertes de charge totale de tronçon Forage-SP1
- **C_{tp}** : cote trop-plein de la bêche de la station de pompage (SP1)
- **C_{peForage}** : cote plane d'eau du forage
- **C_{TNForage}** : cote terrain du forage
- **N_{dForage}** : niveau dynamique du forage

AN :

$$C_{pe\text{Forage}} = 256 - (30 + 2.7) = 223.3 \text{ m}$$

$$H_g = 339.44 - 223.3 = 116.14 \text{ m}$$

$$HMT = 116.14 + 61.76 = 177.9 \text{ m}$$

La HMT de la pompe du forage est de **177.9 m**.

V.6.1.2 Pour le $N_{vforage}$:

$$HMT = H_g + \Delta H_{N_{vforage}-SP1} \quad (V-4)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{peN_{vforage}} \quad (V-5)$$

$$C_{peN_{vforage}} = C_{TNN_{vforage}} - (N_{dN_{vforage}} + 2.7) \quad (V-6)$$

Avec :

- **HMT** : hauteur manométrique
- **H_g** : hauteur géométrique
- **$\Delta H_{N_{vforage}-SP1}$** : les pertes de charge totale de tronçon $N_{vforage}-SP1$
- **C_{tp}** : cote trop-plein de la bêche de la station de pompage (SP1)
- **$C_{peN_{vforage}}$** : cote plane d'eau du $N_{vforage}$
- **$C_{TNN_{vforage}}$** : cote terrain du $N_{vforage}$
- **$N_{dN_{vforage}}$** : niveau dynamique du $N_{vforage}$

AN :

$$C_{peForage} = 257 - (30 + 2.7) = 224.3 \text{ m}$$

$$H_g = 339.44 - 224.3 = 115.14 \text{ m}$$

$$HMT = 115.14 + 60.16 = 175.3 \text{ m}$$

La HMT de la pompe du forage est de **175.3 m**.

V.6.2 Choix du type des pompes immergées :

Le débit de refoulement, l'HMT et l' H_g sont des éléments clés qui nous permettent d'affirmer que :

V.6.2.1 Le forage :

Plusieurs choix sont possibles, comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Variantes pour le choix du type de pompes de forage

Variante	Q (l/s)	HMT	Type de pompe	REND (%)	N _t (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	30,8	185	P8C/5/30/9A	79,2	2900	72,9	4,42
2	30	180	E9S55/9K+MC8100	73,6	2900	67,5	4,71
3	30,5	183	P9C/6/30/5D	77,2	2900	71	3,94
4	30,1	181	P12C/7/40/10D	75,4	2900	70,8	5,4
5	29,9	179	E10R40/5I+MC860	73,2	2900	71,8	5,34

Après avoir analysé les différentes variantes présentées dans le tableau, nous avons opté pour la deuxième solution, celle-ci répondant le mieux à nos besoins spécifiques en matière de puissance minimale requise et de rendement optimal.

Les détails de cette variante sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q _{ref} (l/s)	HMT (m)	D (mm)	η (%)	N _t (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
30	180	160	73.6	2900	67.5	4.71

V.6.2.2 Le Nvforage :

Plusieurs choix sont possibles, comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Variantes pour le choix du type de pompes de Nvforage

Variante	Q (l/s)	HMT	Type de pompe	REND (%)	N _t (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	30,8	185	P8C/5/30/9A	79,2	2900	72,9	4,42
2	30	180	E9S55/9K+MC8100	78,7	2900	67,5	4,71
3	30,5	183	P9C/6/30/5D	77,2	2900	71	3,94
4	30,1	181	P12C/7/40/10D	75,4	2900	70,8	5,4
5	29,9	179	E10R40/5I+MC860	73,2	2900	71,8	5,34

Après avoir analysé les différentes variantes présentées dans le tableau, nous avons opté pour la deuxième solution, celle-ci répondant le mieux à nos besoins spécifiques en matière de puissance minimale requise et de rendement optimal.

Les détails de cette variante sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	D (mm)	η (%)	N_t (tr/min)	P_{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
30	180	160	78.7	2900	67.5	4.71

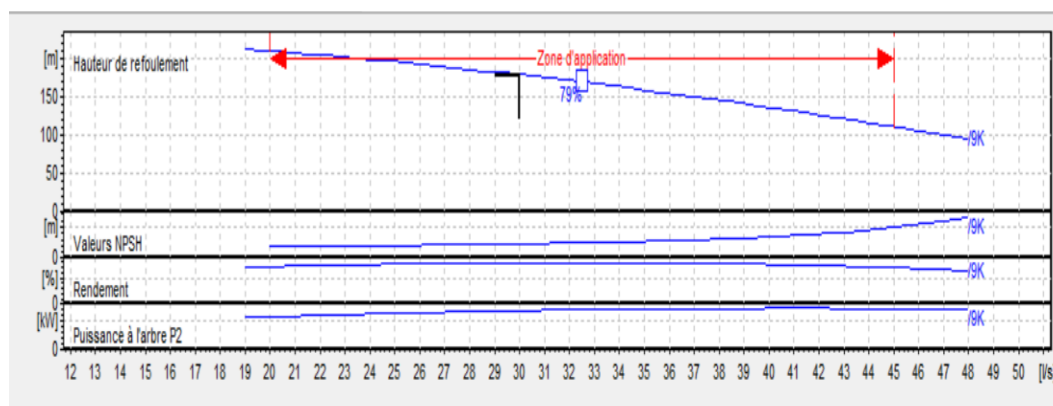
V.6.3 Courbes caractéristiques des pompes :

Pour choisir la bonne pompe, on utilise des graphiques appelés 'courbes de performance'. Ces courbes montrent comment la pompe fonctionne en fonction de différents facteurs.

Les principales courbes sont :

- **Hauteur de refoulement** : Cette courbe indique la hauteur maximale à laquelle la pompe peut élever un liquide en fonction du débit (volume de liquide pompé par unité de temps). $H=f(Q)$
- **Rendement** : Cette courbe montre l'efficacité de la pompe : quelle proportion de l'énergie consommée est réellement utilisée pour pomper le liquide. $\eta=f(Q)$
- **Puissance** : Cette courbe indique la puissance électrique nécessaire pour faire fonctionner la pompe en fonction du débit. $P=f(Q)$
- **Charge nette d'aspiration (NPSH)** : Cette courbe est importante pour éviter le phénomène de cavitation (formation de bulles de vapeur dans la pompe). Elle montre la pression minimale nécessaire à l'entrée de la pompe pour un bon fonctionnement. $NPSH=f(Q)$

Ces courbes sont généralement fournies par le fabricant de la pompe sous forme de graphiques.

**Figure V.1 :** Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage

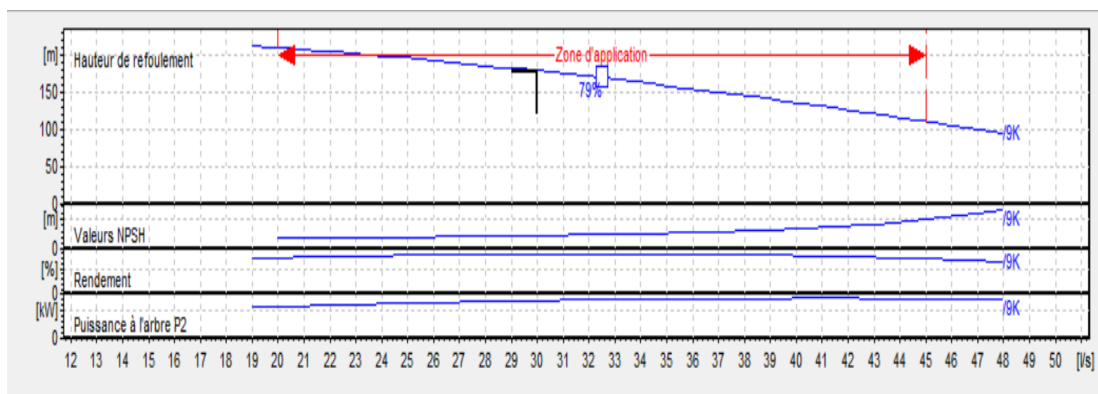


Figure V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le Nvforage

V.7 Dimensionnement de la station de pompage :

V.7.1 Refoulement SP1 - Réservoir tampon :

Ce tableau synthétise les spécifications techniques des pompes sélectionnées.

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

Nombre de pompes	Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	N_t (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	61,3	191	75,3	2900	158	4,88
2	30	210	74.2	2900	75	3.18
3	20,4	191	54,3	2900	69,4	1,97
4	15,1	190	56	2900	48,1	1,97
5	12,4	192	25,7	2900	84,3	2,61

Les résultats du tableau indiquent clairement que la configuration la plus performante est celle avec trois pompes, incluant une pompe de secours. Cette option offre le meilleur compromis entre rendement, puissance et nombre d'équipements.

Nous opterons pour un système de quatre pompes identiques, l'une servant de réserve.

Voici les caractéristiques de cette version :

Tableau V.6 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q (m ³ /h)	HMT (m)	η (%)	N_t (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
216	210	74.2	2900	75	3.18

V.7.2 Refoulement SP2 - Réservoir existant :

Ce tableau synthétise les spécifications techniques des pompes sélectionnées.

Tableau V.7 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Nombre de pompes	Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	N_t (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	61,3	211	75,3	2900	158	4,88
2	30	210	74.2	2900	75	3.18
3	20,4	211	56,3	2900	69,4	1,97
4	15,1	210	56	2900	48,1	1,97
5	12,4	212	25,7	2900	84,3	2,61

Les résultats du tableau indiquent qu'un système de deux pompes, dont une de secours, est le choix optimal. Il offre le meilleur compromis en termes de rendement, de consommation électrique et de nombre d'unités. Nous retiendrons donc cette configuration, avec trois pompes identiques au total.

Les caractéristiques de cette variante sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q (m ³ /h)	HMT (m)	η (%)	N_t (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
216	210	74.2	2900	75	3.18

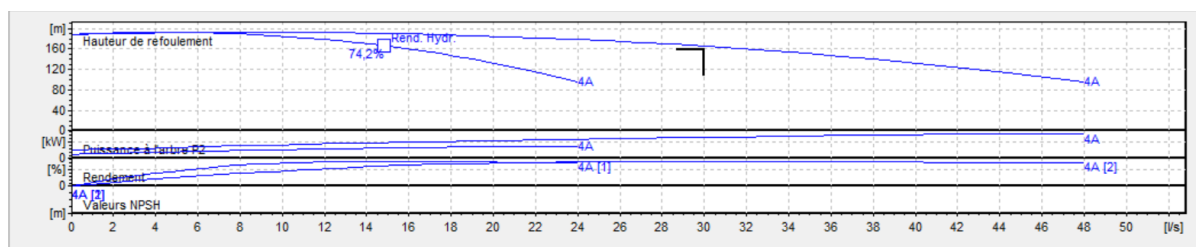
V.7.3 Courbe caractéristique de la pompe :

Pour une pompe donnée (vitesse et diamètre fixés), on obtient les courbes suivantes :

$$H=f(Q) ; P=f(Q) ; \eta =f(Q) ; (NPSH)_r=f(Q)$$

La courbe caractéristique des stations de pompage 1 et 2 sera établie à partir de la courbe individuelle de la pompe, supposée identique pour les deux stations.

Les courbes sont présentées dans la figure

**Figure V.3 :** Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage 1

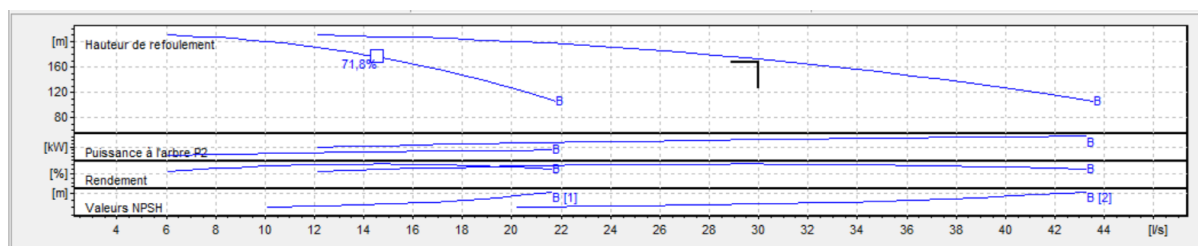


Figure V.4 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage 2

V.8 Encombrement des pompes choisies :

L'encombrement de la pompe des forages est représenté la figure

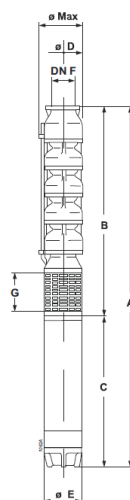


Figure V.5 : Encombrement de la pompe des forages

La pompe de la station SP1 et SP1 est bouchée, comme illustré dans la figure

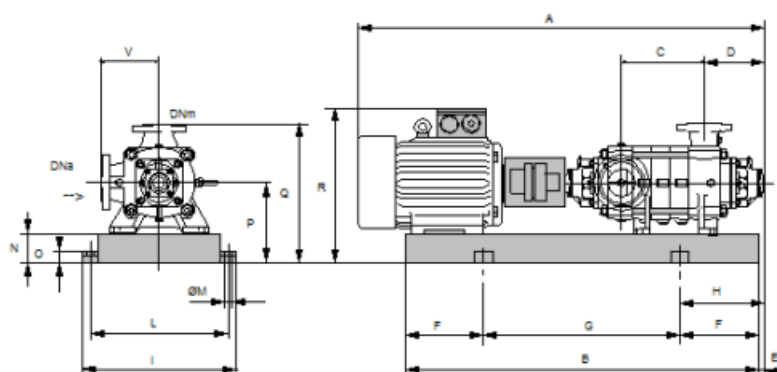


Figure V.6 : Encombrement de la pompe de SP1 et SP2

V.9 Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini par l'intersection des courbes caractéristiques H-Q de la pompe et de la conduite. Cette intersection détermine le débit et la hauteur manométrique totale de fonctionnement. Pour un rendement optimal, il convient de choisir un point de fonctionnement situé dans la zone non cavitationnelle de la courbe de la pompe.

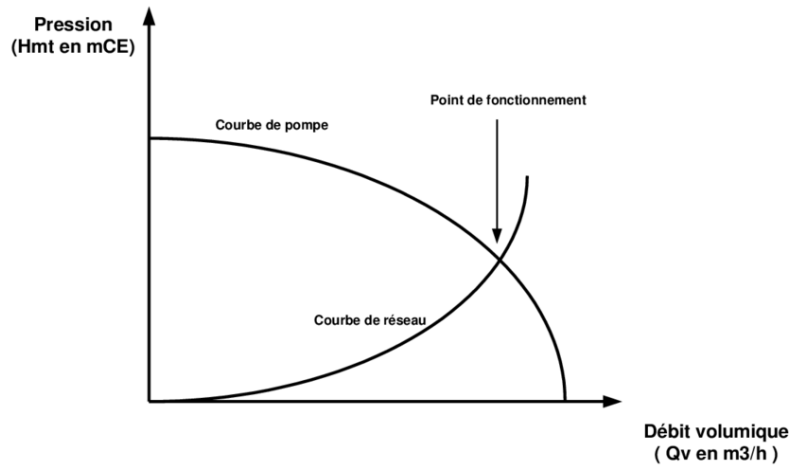


Figure V.7 : Détermination du point de fonctionnement.

V.10 Courbes caractéristiques de la conduite :

La courbe qui décrit le comportement de la conduite est une parabole. Son équation est :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-7)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m)
- Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1.1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V-8)$$

Avec :

- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5.3}} \quad (V-9)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement
- L_{ref} : Longueur de la conduite de refoulement (m)
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s)
- D_{ec} : Diamètre économique de la conduite de refoulement (m)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

V.10.1 Refoulement Forage – SP1 :

Tableau V.9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage-SP1)

Q (l/s)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	λ (m)	Δh_{in} (m)	Δh_t (m)	H_c (m)
10	83,44	9920	160	0,008	5,97	6,86	90,30
15	83,44	9920	160	0,008	13,43	15,44	98,88
20	83,44	9920	160	0,008	23,87	27,45	110,89
25	83,44	9920	160	0,008	37,30	42,89	126,33
30	83,44	9920	160	0,008	53,71	61,76	145,20
35	83,44	9920	160	0,008	73,10	84,06	167,50
40	83,44	9920	160	0,008	95,48	109,80	193,24

La courbe caractéristique de la pompe et la résistance du tuyau de refoulement sont représentées sur la figure (Figure V.8)

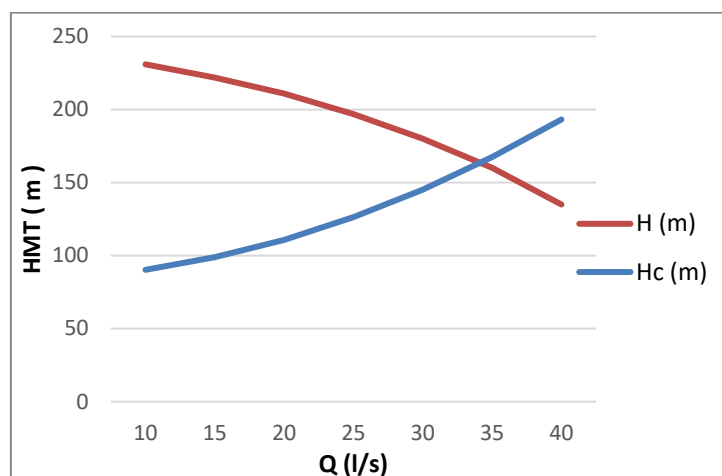


Figure V.9 : Point de fonctionnement de la pompe du forage

Au point de fonctionnement, le débit et la hauteur manométrique totale sont de :

$$Q_{pf} = 35 \text{ l/s} > Q_{app} = 30 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 167.50 \text{ m} > H_{app} = 145.20 \text{ m}$$

La pompe fonctionne à un débit et une pression supérieure à ceux requis. Il faut donc l'ajuster.

V.10.2 Refoulement NvForage – SP1 :

Tableau V.10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (NvForage-SP1)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	Dec (mm)	λ (m)	Δh _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
10	82,44	9663	160	0,01	5,81	6,68	89,12
15	82,44	9663	160	0,01	13,08	15,04	97,48
20	82,44	9663	160	0,01	23,25	26,74	109,18
25	82,44	9663	160	0,01	36,33	41,78	124,22
30	82,44	9663	160	0,01	52,31	60,16	142,60
35	82,44	9663	160	0,01	71,21	81,89	164,33
40	82,44	9663	160	0,01	93,00	106,95	189,39

La courbe caractéristique de la pompe et la résistance du tuyau de refoulement sont représentées sur la figure (Figure V.2)

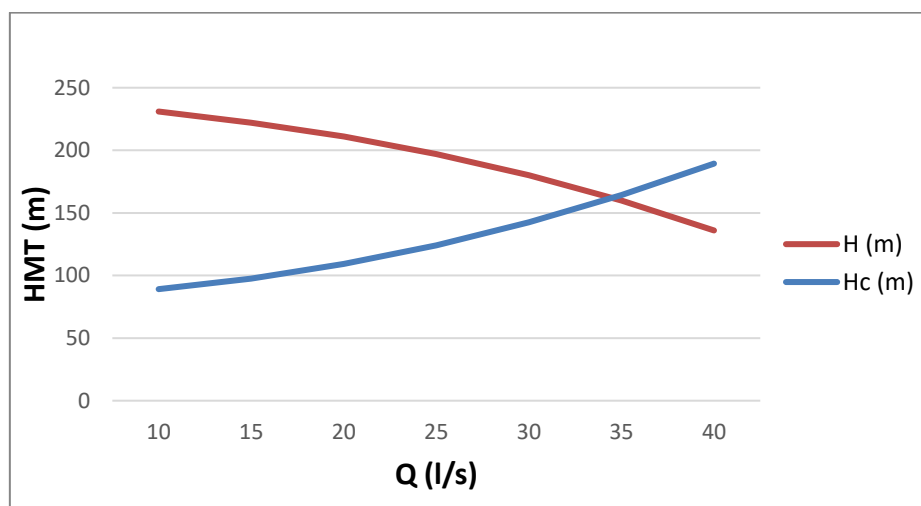


Figure V.10 : Point de fonctionnement de la pompe du Nvforage

Au point de fonctionnement, le débit et la hauteur manométrique totale sont de :

$$Q_{pf} = 35 \text{ l/s} > Q_{app} = 30 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 163.33 \text{ m} > H_{app} = 142.60 \text{ m}$$

La pompe fonctionne à un débit et une pression supérieure à ceux requis. Il faut donc l'ajuster.

V.10.3 Refoulement SP1 -Réservoir tampon :

Tableau V.11 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir tampon)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	Dec (mm)	λ (m)	Δh _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	160,9	2676	200	0,01	0,00	0,00	160,90
10	160,9	2676	200	0,01	0,51	0,59	161,49
20	160,9	2676	200	0,01	2,04	2,35	163,25
30	160,9	2676	200	0,01	4,59	5,28	166,18
40	160,9	2676	200	0,01	8,16	9,39	170,29
50	160,9	2676	200	0,01	12,76	14,67	175,57
60	160,9	2676	200	0,01	18,37	21,12	182,02

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

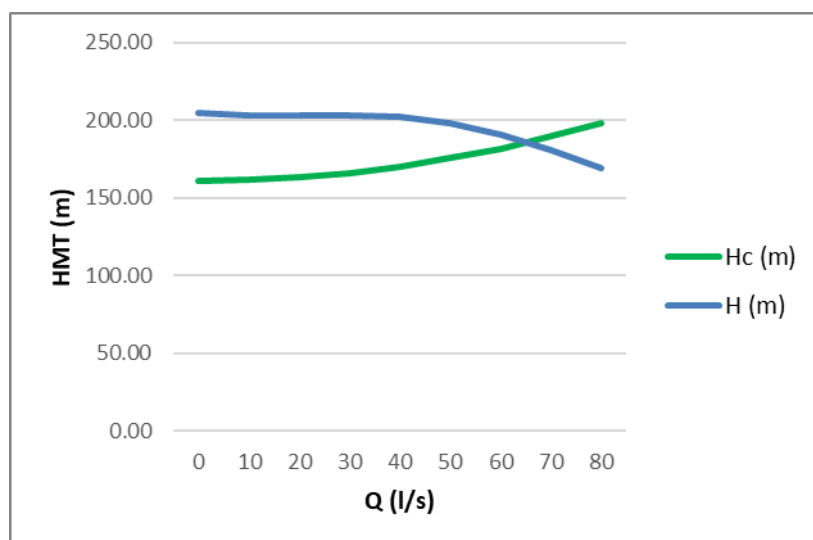


Figure V.11 : Point de fonctionnement de la pompe du SP1

Pour un fonctionnement optimal, il faut un débit et une hauteur manométrique de :

$$Q_{pf} = 66 \text{ l/s} > Q_{app} = 60 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 185.33 \text{ m} > H_{app} = 182.02 \text{ m}$$

Le débit et la pression de la pompe sont trop élevés pour les besoins actuels. Il faut donc adapter la pompe.

V.10.4 Refoulement SP2-Réservoir existant :

Tableau V.12 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Réservoir existant)

Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ (m)	Δh _{in} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	165,55	5201	200	0,01	0,00	0,00	165,55
10	165,55	5201	200	0,01	0,99	1,14	166,69
20	165,55	5201	200	0,01	3,97	4,56	170,11
30	165,55	5201	200	0,01	8,92	10,26	175,81
40	165,55	5201	200	0,01	15,87	18,25	183,80
50	165,55	5201	200	0,01	24,79	28,51	194,06
60	165,55	5201	200	0,01	35,70	41,05	206,60

La figure (Figure V.4) montre comment la pompe fonctionne dans le système.

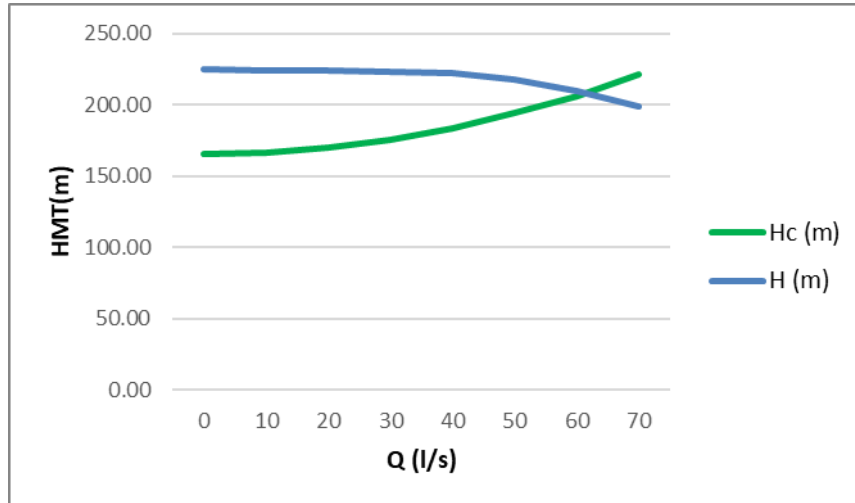


Figure V.12 : Point de fonctionnement de la pompe du SP2

Les caractéristiques de la pompe au point de fonctionnement sont :

$$Q_{pf} = 62 \text{ l/s} > Q_{app} = 60 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 209.3 \text{ m} > H_{app} = 206.6 \text{ m}$$

La pompe fournit un débit et une pression supérieurs à ceux requis. Un réglage est nécessaire pour optimiser son fonctionnement.

V.11 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Pour compenser l'écart entre les besoins et les capacités de pompage, on ajuste le débit et la charge par deux méthodes de réglage.

V.11.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

En cas de débit excédentaire par rapport à la demande, plusieurs réglages sont possibles :

- **Réglage qualitatif** : Réduction de la vitesse de rotation de la pompe (si variable).
- **Réglage quantitatif** : Fermeture partielle de la vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation, une fois nettoyée, est de :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-10)$$

Avec :

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après vannage

- $\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant vannage
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée
- h_v : Différence entre la hauteur H_c' et la hauteur appelée.

$$H_v = H_c' - H_{app} \quad (V-11)$$

- H_c' : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$.

Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

Les lois de similitude nous permettent de déterminer l'équation de la droite de rognage.

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-12)$$

- Q_{app} : débit demandé ou débit appelé
- H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après avoir rogné la roue, son diamètre extérieur est donné par la formule suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{m1}}} \quad (V-13)$$

- Q_{m1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage
- D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage
- d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Rendement de rognage :

$$R = (1-m) * 100 \quad (V-14)$$

- R : rendement de rognage (%)
- m : coefficient de rognage

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{m1}}} \quad (V-15)$$

Remarque : Le rognage est efficace si moins de **15%** des déchets sont produits.

- Les pertes de charge dans les conduites augmentent lorsque l'on multiplie les coudes, rétrécissements ou autres obstacles.
- Diminution de la durée du cycle de pompage en réservoir.

Les nouveaux horaires de la station sont les suivants :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-16)$$

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_{pf}** : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h)
- Si c'est possible, on peut changer le type de pompe.

V.11.2 Débit disponible < Débit appelé :

Deux solutions s'offrent à nous : augmenter la vitesse de rotation de la pompe ou changer complètement de modèle de pompe.

Remarque :

L'objectif est de déterminer le mode de fonctionnement qui maximise le rendement et minimise la consommation de l'onduleur.

Dans notre cas, nous étudierons les réglages suivants : le vannage, la réduction du temps de pompage et le rognage.

V.12 Application des modes de réglage :

V.12.1 Refoulement Forage – SP1 :

Vannage :

$$H_c' = 167.50$$

$$H_v = 167.50 - 145.20 \Rightarrow H_v = 22.3 \text{ m}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 73.6\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 73.6 * \frac{145.20}{145.20 + 22.3} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 63.8\%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*0.03*145.20}{0.638} \Rightarrow P = 66.98 \text{ KW}$$

Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{108}{126} * 22 \Rightarrow t' = 18\text{h } 51\text{min } 26\text{sec}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 126 \text{ m}^3/\text{h}$ est 73.6 %

A partir de la formule $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée,

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*0.03*145.20}{0.736} \Rightarrow P = 58.06 \text{ KW}$$

Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Tableau V.13 : Variantes pour le choix du type de pompes (forage)

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	63.8	66.98	2122060.36
Par diminution de temps de pompage	73.6	58.06	1839456.92

Afin d'obtenir le meilleur rendement avec la plus faible consommation, nous avons réduit la durée de pompage.

V.12.2 Refoulement $N_{vForage}$ – SP1 :

Vannage :

$$H_c' = 164.33$$

$$H_v = 164.33 - 142.60 \Rightarrow H_v = 21.73 \text{ m}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 78.7\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 78.7 * \frac{142.60}{142.60 + 21.73} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 68.29\%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81 \cdot 0.03 \cdot 142.60}{0.6829} \Rightarrow P = 61.45 \text{ KW}$$

Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{108}{126} \cdot 22 \Rightarrow t' = 18\text{h } 51\text{min } 26\text{sec}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 126 \text{ m}^3/\text{h}$ est 78.7 %

A partir de la formule $P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée,

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81 \cdot 0.03 \cdot 142.6}{0.787} \Rightarrow P = 53.33 \text{ KW}$$

Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Tableau V.14 : Variantes pour le choix du type de pompes (Nvforage)

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	68.29	61.45	1946858.9
Par diminution de temps de pompage	78.7	53.33	1689601.06

Afin d'obtenir le meilleur rendement avec la plus faible consommation, nous avons réduit la durée de pompage.

V.12.3 Refoulement SP1 -Réservoir tampon :

Vannage :

$$H_c' = 185.33 \text{ m}$$

$$H_v = 185.33 - 182.02 \Rightarrow h_v = 3.31 \text{ m}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 56.2\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 56.2 \cdot \frac{182.02}{182.02 + 3.31} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 55.20\%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : Nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{216}{2} \Rightarrow Q = 108 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*0.03*182.02}{0.552} \Rightarrow P = 97.04 \text{ KW}$$

Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{216}{237.6} * 20 \Rightarrow t' = 18\text{h } 10\text{min } 55\text{sec}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 237.6 \text{ m}^3/\text{h}$ est 56.2 %

A partir de la formule $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{Q_{pf}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{237.6}{2} \Rightarrow Q = 118.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*0.03*182.02}{0.562} \Rightarrow P = 95.32 \text{ KW}$$

Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{182.02}{216} * Q \Rightarrow H = 0.84 * Q$$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$d = 250 * \sqrt{\frac{216}{242}} \Rightarrow d = 236.19 \text{ mm}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{216}{242}} \Rightarrow m = 0.94$$

Le rendement de rognage est :

$$R = (1 - 0.94) * 100 \Rightarrow R\% = 6\% < 15\%$$

$\Rightarrow$ Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 50.2 %

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9.81 * 0.06 * 182.02}{0.502} \Rightarrow P_{abs} = 213.42 \text{ KW}$$

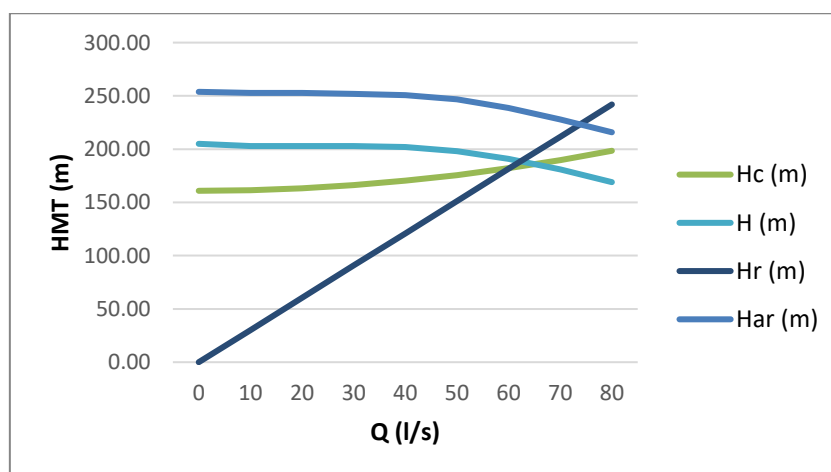


Figure V.13 : Modes de réglage de la station de pompage

Tableau V.15 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	55.2	97.04	3074421.28
Par diminution de temps de pompage	56.2	95.32	3019928.24
Par rognage	50.2	213.42	6761572.44

Afin d'obtenir le meilleur rendement avec la plus faible consommation, nous avons réduit la durée de pompage.

V.13 Etude de cavitation :

La cavitation est un phénomène qui se produit dans une pompe lorsque la pression à l'intérieur devient trop basse. Cette baisse de pression entraîne la formation de bulles de vapeur qui éclatent violemment, causant des dommages à la pompe.

V.13.1 Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :

À l'aspiration, des bulles de vapeur apparaissent et explosent dans la roue quand la pression remonte.

- Vibrations anormales
- Bruit anormal
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations
- Chute du débit pompe lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation
- Erosion du matériau
- Diminution brutale des débits et des rendements.

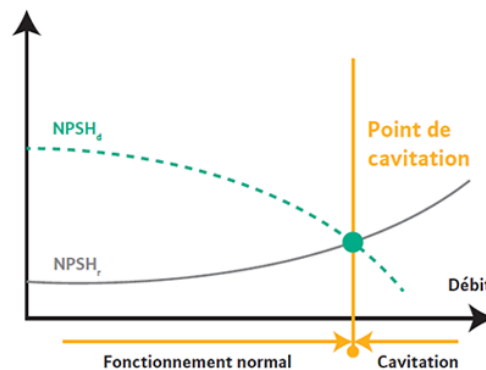


Figure V.14 : Graphe des courbes NPSH

La cavitation est évitée si le NPSH disponible à l'aspiration est supérieur au NPSH requis par la pompe. Cette condition s'écrit : $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$.

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V-17)$$

- **(NPSH)_r** : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur
- **(NPSH)_d** : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V-18)$$

- **r** : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

Pour notre calcul, on prend : $r = 0,3 \text{ m}$

V.13.2 Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre des collecteurs d'aspirations = Nombre des pompes

Pour assurer un bon fonctionnement, la conduite d'aspiration doit être correctement installée et dimensionnée. Une vitesse d'aspiration adéquate est nécessaire pour prévenir les problèmes de cavitation et de turbulences.

$$Da = (1,2-1,5) DNa \quad (V-19)$$

- **DNa** : diamètre de la tubulure d'aspiration

La vitesse d'aspiration est calculée par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi * Da^2} \quad (V-20)$$

Vérification de la vitesse :

Le diamètre nominal du collecteur d'aspiration est :

$$Dc = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * Vc}} \quad (V-21)$$

Avec :

- **Vc** : Vitesse découlement dans le collecteur d'aspiration (m/s), On prend $Vc = 1.5 \text{ m/s}$.

V.13.3 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

La hauteur manométrique d'aspiration nette positive (NPSH) disponible doit toujours être supérieure à la NPSH requise par la pompe pour éviter le phénomène de cavitation.

Notre installation étant en charge, la hauteur d'aspiration maximale est déterminée par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{Pat}{\rho * g} + \frac{Tv}{\rho * g} + \frac{Va^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V-22)$$

- **Va** : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s)
- **Pat** : Pression atmosphérique (m.c.e)

$$P_{at} = 10 - 0.00139 * H \quad (V-23)$$

Avec :

- **H** : Altitude de la station en (mNGA)
- **T_v** : Tension de vapeur d'eau

Tableau V.16 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

On utilisera la tension de vapeur d'eau à 17°C.

- **Δh_{asp}** : Perte de charge totale à l'aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15) \% * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-24)$$

- **Δh_{asp}^{lin}** : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration, en utilisant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (V-25)$$

Avec :

- **L** : Longueur de la conduite d'aspiration, L= 16 m
- **D** : Diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da= 200mm
- **Q** : Débit refoulé (m3/s)

V.13.4 Calage de la pompe :

Le calage de la pompe consiste à ajuster précisément la hauteur de son axe par rapport au niveau d'eau à aspirer, afin d'éviter tout risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{adm}^{asp} + r \quad (V-26)$$

Avec :

- **∇_{axe}** : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)
- **r** : Marge de sécurité, r = (0.1 – 0.3) m

- $V_{\min}$: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$V_{\min} = C_p + h + h_{\text{inc}} \quad (\text{V-27})$$

- C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA)
- h : hauteur d'eau dans le réservoir (m)
- h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m)

Station de pompage SP1 :

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 3.57 \text{ m}$.

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10 - 0.00139 \cdot 339.44$

$$\Rightarrow P_{\text{atm}} = 9.53 \text{ m}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T=20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0.24 \text{ m.c.e}$

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a > D_{Na}$

$D_{Na} = 200 \text{ mm}$

Donc : $D_a > 100 \Rightarrow D_a = 225 \text{ mm}$

Le diamètre normalisé est égal à 250 mm.

La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 250 \text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0.06}{\pi \cdot 0.25^2} \Rightarrow V_{\text{asp}} = 1.22 \text{ m/s}$$

Dans notre cas $D_a = 250 \text{ mm}$ et $V_{\text{asp}} = 1.22 \text{ m/s}$, donc la vitesse d'aspiration est admissible.

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0.21 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}} = 0.15 \cdot 0.21 = 0.0315 \text{ m}.$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{adm}}^{\text{asp}} = (\text{NPSH})_r + r - \frac{P_{\text{at}}}{\rho \cdot g} + \frac{T_v}{\rho \cdot g} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Delta h_{\text{asp}}$$

$$h_{adm}^{asp} = 3.57 + 0.5 - \frac{9.53}{1000 \cdot 9.81} + \frac{0.24}{1000 \cdot 9.81} + \frac{0.61^2}{2 \cdot 9.81} + 0.0315$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = 4.12 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'eau d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 339.44 + 3.87 \Rightarrow \nabla_{\min} = 343.31 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 337.85 \text{ m}$$

Pour éviter la cavitation, la pompe doit fonctionner à une cote de 337.85 m.

Pour éviter toutes risques de cavitation il faut :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_{atm}}{\rho \cdot g} - \frac{pv}{\rho \cdot g} - (-h_a + \frac{Va^2}{2 \cdot g} + \Delta h_{asp})$$

$$(\text{NPSH})_d = 3.56 \text{ m.}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

Station de pompage SP2 :

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 2.48 \text{ m.}$

La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10 - 0.00139 \cdot 439.45$

$$\Rightarrow P_{atm} = 9.39 \text{ m}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T=20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0.24 \text{ m.c.e}$

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a > D_{Na}$

$$D_{Na} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a > 100 \Rightarrow D_a = 225 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé est égal à 250 mm.

La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 250 \text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D*a^2} \Rightarrow V_{asp} = 1.22 \text{ m/s}$$

Dans notre cas $D_a = 250 \text{ mm}$ et $V_{asp} = 1.22 \text{ m/s}$, donc la vitesse d'aspiration est admissible.

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.42 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 0.15 * 0.42 = 0.063 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{Pat}{\rho*g} + \frac{Tv}{\rho*g} + \frac{Va^2}{2*g} + \Delta h_{asp}$$

$$h_{adm}^{asp} = 2.48 + 0.5 - \frac{9.39}{1000*9.81} + \frac{0.24}{1000*9.81} + \frac{0.61^2}{2*9.81} + 0.063$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = 3.06 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'eau d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 439.45 + 2.78 \Rightarrow \nabla_{min} = 442.23 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 437.47 \text{ m}$$

Pour éviter la cavitation, la pompe doit fonctionner à une cote de 438.47 m.

Pour éviter toutes risques de cavitation il faut :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = \frac{Patm}{\rho*g} - \frac{pv}{\rho*g} - (-h_a + \frac{Va^2}{2*g} + \Delta h_{asp})$$

$$(NPSH)_d = 2.52 \text{ m.}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

V.14 Choix du moteur électrique

Le choix du moteur dépend de plusieurs critères.

V.14.1 Critères de choix du moteur électrique

Pour choisir un moteur électrique, il faut prendre en compte les éléments suivants :

- **Puissance nécessaire** : Le moteur doit être suffisamment puissant pour accomplir la tâche demandée.
- **Orientation de l'arbre** : L'arbre de transmission peut être horizontal ou vertical selon la configuration de la machine.
- **Alimentation électrique** : La tension d'alimentation doit être adaptée à la puissance du moteur et tenir compte des coûts d'installation.

V.14.2 Station de pompage SP1 :

Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \quad (V-28)$$

Avec :

- **N_m** : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)
- **N_p** : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn)

$$N_m = 2900 \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (V-29)$$

Puissance fournie par le moteur :

La puissance du moteur, exprimée en watts, se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (V-30)$$

Avec :

- **ϖ** : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$
- **Q_{app}** : débit refoulé par une seule pompe
- **HMT** : hauteur manométrique totale minimum (m.c.e)
- **η_p** : rendement de la pompe ; $\eta_p = 74.2 \%$
- **η_{acc}** : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 76 \%$
- **η_m** : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95) \%$

On prend : $\eta_m = 93\%$.

- **K** : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe

Tableau V.17 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P (KW)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	>200
K	2	2 – 1.3	1.3 – 1.2	1.2 – 1.1	1.1 – 1.05	1.05

$$P_m = \frac{9810 \cdot 0.06 \cdot 162.09 \cdot 1.15}{0.742 \cdot 0.76 \cdot 0.93} = 209.21 \text{ KW}$$

V.14.3 Station de pompage SP2 :

Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200$$

Avec :

- **N_m** : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)
- **N_p** : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn)

$$N_m = 2900 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Puissance fournie par le moteur :

La puissance du moteur, exprimée en watts, se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{app} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{acc} \cdot \eta_m}$$

Avec :

- **ϖ** : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$
- **Q_{app}** : débit refoulé par une seule pompe
- **HMT** : hauteur manométrique totale minimum (m.c.e)
- **η_p** : rendement de la pompe ; $\eta_p = 74.2\%$
- **η_{acc}** : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 76 \%$
- **η_m** : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95) \%$

On prend : $\eta_m = 93\%$.

- **K** : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe

Tableau V.18 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P (KW)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	>200
K	2	2 – 1.3	1.3 – 1.2	1.2 – 1.1	1.1 – 1.05	1.05

$$P_m = \frac{9810 \cdot 0.06 \cdot 162.55 \cdot 1.15}{0.742 \cdot 0.76 \cdot 0.93} = 209 \text{KW}$$

V.14.4 Caractéristiques des pompes choisies

V.14.4.1 Refoulement Forage – SP1

Dans le cadre de cette étude, les caractéristiques techniques du moteur de la pompe sont les suivantes :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 67.5 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 88.5 A
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

V.14.4.2 Refoulement NvForage – SP1

Le moteur présente les caractéristiques suivantes :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 67.5 Kw
- Type de moteur 3~

- Courant nominal 88.5 A
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

V.14.4.3 Refoulement SP1 -Réservoir tampon

Voici les spécifications du moteur :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 52 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 68

V.14.4.4 Refoulement SP2-Réservoir existant

Les caractéristiques techniques du moteur sont les suivantes :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 37 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 74A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 68

V.15 Choix du bâtiment :

Pour le choix du type du bâtiment, il faut tenir compte des critères suivants : (2)

Schéma d'assemblage

- Schéma de raccordement
- Conditions naturelles
- Disponibilité des matériaux de construction
- Variation du plan d'eau d'aspiration
- Type d'installation
- Type du groupe électropompe
- Le débit et la hauteur manométrique totale.

Pour des raisons économiques et pratiques, nous avons construit un bâtiment de surface pour notre station de pompage.

V.15.1 Dimensionnement du bâtiment de station pompage

V.15.1.1 Station de pompage SP1 :

Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (V-31)$$

Avec :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (V-32)$$

- H_p : hauteur de la pompe

A.N :

$$H_p = 0.450 \text{ m}$$

- H_s : hauteur du socle = (0.3 – 0.5) m, $H_s = 0.3 \text{ m}$
- H_r : hauteur de réservée $H_r = 0.5 \text{ m}$

$$\text{A.N : } H_5 = 0.45 + 0.3 + 0.5 \Rightarrow H_5 = 1.25 \text{ m}$$

- H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2.2 \text{ m}$
- H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0.3 \text{ m}$
- H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0.8 \text{ m}$
- H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0.5 \text{ m}$

$$A.N : H_b = 1.25 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.05 \text{ m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées comme suit :

$$(8.4 - 9.6 - 12.6 - 14) \text{ m}$$

Donc on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 8.4 \text{ m}$

Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \cdot L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (\text{V-33})$$

- n : nombre de pompes, $n=3$ (tenant compte de la pompe de secours)
- L : longueur de la pompe et celle du moteur

$$A.N : L = 1.516 \text{ m}$$

$$L = 3 \cdot 1.516 \Rightarrow L = 4.548 \text{ m}$$

- L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0.8 - 2) \text{ m}$

On prend : $L_{\text{int}} = 1.5 \text{ m}$

- L_{pf} : longueur de la plateforme de montage, $L_{\text{pf}} = 2.5 \text{ m}$
- L_1 : distance entre le mur et le premier organe de la pompe, $L_1 = 0.5 \text{ m}$
- L_3 : longueur des accessoires d'aspiration
- L_4 : longueur des accessoires de refoulement

$$L_3 + L_4 = L_{\text{tr}} + L_{\text{tasp}} + L_c + L_{\text{div}} \quad (\text{V-34})$$

Avec :

- L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $L_{\text{tr}} = 2 \cdot D_r$

$$A.N : L_{\text{tr}} = 2 \cdot 250 \Rightarrow L_{\text{tr}} = 0.5 \text{ m}$$

- L_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $L_{\text{tasp}} = 2 \cdot D_a$

$$A.N : L_{\text{asp}} = 2 \cdot 225 \Rightarrow L_{\text{asp}} = 0.45 \text{ m}$$

- L_c : longueur du convergent, $L_c = (3.5 - 4) \cdot (D_a - d_a) = 3.5 \cdot 110 = 0.39 \text{ m}$
- L_{div} : longueur du divergent, $L_{\text{div}} = (3.5 - 4) \cdot (D_r - d_r) = 3.5 \cdot 180 = 0.63 \text{ m}$

$$A.N : L_3 + L_4 = 0.5 + 0.45 + 0.39 + 0.63 = 1.97 \text{ m}$$

$$L_b = n \cdot L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$A.N : L_b = 4.548 + 3 + 2.5 + 0.5 + 1.97 \Rightarrow L_b = 12.518 \text{ m}$$

La station de pompage aura une longueur de 13 m

Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_b + L_r + L_p \quad (V-35)$$

- **L₁** : distance entre le mur et le premier organe de la pompe, $L_1 = 1.5 \text{ m}$
- **L₂** : Distance entre le mur et le dernier organe de la pompe, $L_2 = 1.2 \text{ m}$
- **L_r** : Longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2 - 3) \text{ m}$; on prend : $L_r = 2 \text{ m}$
- **L_b** : Longueur du bureau du personnel, On prend : $L_b = 3 \text{ m}$
- **L_p** : Largeur de la pompe et le moteur ; on prend : $L_p = 0.87 \text{ m}$

$$A. N : l_b = 8.57 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

Dimensions des portes :

Porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2.5×1.6

Dimensionnement des fenêtres :

Il faut éclairer au moins 10% et au maximum 15% de la surface de la station, en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum SF = 0.15 * 13 * 9 \Rightarrow \sum SF = 17.55 \text{ m}^2$$

- **n** : nombre de fenêtres
- **S_f** : surface d'une seule fenêtre : $S_f = (1.2 * 2.2)$

$$A.N : n = \frac{17.55}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 7 \text{ fenêtres.}$$

Tableau V.19 : Les dimensions du bâtiment de la station de pompage 1 et 2

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes (m)	
					Principale	Secondaire
13	9	8,4	40	1.2*2.2	3*3	2.5*1.6

Conclusion :

Pour les stations de pompage, nous avons opté pour des pompes centrifuges horizontales, tandis que des pompes immergées ont été sélectionnées pour les forages. L'entraînement sera assuré par des moteurs asynchrones triphasés. Un calage précis est indispensable pour garantir le bon fonctionnement des pompes et prévenir les risques de cavitation.

CHAPITRE VI : Protection contre le coup de bélier

VI Introduction :

La conception d'un réseau doit intégrer une analyse approfondie des risques de coups de bélier. Une telle étude permet de dimensionner les dispositifs de protection adaptés, notamment pour les canalisations.

Définition :

Le coup de bélier est une oscillation de la pression dans un tuyau, causée par un arrêt ou un démarrage brusque de l'écoulement. Ces variations de pression peuvent être très importantes et endommager les installations.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier : (3)

VI.1.1 Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène vibratoire dû à des variations brusques de débit dans les conduites. Les causes principales sont :

- La manœuvre rapide de vannes.
- Le démarrage ou l'arrêt de pompes.
- Les transitoires de remplissage ou de vidange.
- Les variations de régime des pompes.
- Les arrêts d'urgence des pompes suite à une coupure d'électricité.

Les surpressions induites par les coups de bélier peuvent causer des ruptures de canalisations, même dans des réseaux à basse pression. Étant donné que les tuyaux sont dimensionnés pour résister à une pression spécifique, il est primordial de mettre en œuvre des mesures visant à limiter l'amplitude de ces ondes de choc afin d'optimiser les coûts de construction.

VI.1.2 Les risques dus aux coups de bélier : (3)

Les manœuvres brusques dans une conduite en charge engendrent des coups de bélier. Ces phénomènes induisent des surpressions et des dépressions pouvant endommager les installations. Plus l'amplitude des variations de pression et de débit est élevée, plus les risques de dégâts sont importants.

VI.1.2.1 Cas de la surpression :

Lorsque l'on ferme rapidement une vanne ou que l'on arrête brusquement une pompe, cela crée une onde de choc dans les canalisations, appelée coup de bélier. Cette onde de choc entraîne une augmentation soudaine de la pression. Si cette pression devient trop élevée, elle peut endommager les tuyaux en les faisant éclater et en détériorant les joints qui les étanchent.

VI.1.2.2 Cas de dépression :

Lorsqu'une pompe s'arrête brusquement ou qu'une vanne se ferme soudainement, cela crée une onde de choc dans le tuyau (coup de bélier). Cette onde peut provoquer une chute brutale de pression. Si cette pression devient trop basse, des bulles de vapeur apparaissent dans le liquide (cavitation). Ces bulles peuvent imploser violemment, endommagent les parois du tuyau et les joints. De plus, la cavitation peut accélérer l'usure de l'intérieur du tuyau.

VI.1.2.3 Fatigue de la canalisation :

Les cycles de charge et de décharge induits par les régimes transitoires, bien que de faible amplitude, engendrent une fatigue du matériau constituant la canalisation.

VI.1.3 Description des phénomènes physiques :

Un arrêt brusque peut se produire en quatre phases distinctes :

Phase 01 :

Quand une pompe est coupée, une onde de vide se crée et se propage dans la conduite à une vitesse a . Pour parcourir les L mètres qui séparent la pompe du réservoir, cette onde met L/a secondes. Ainsi, au bout de ce temps, toute la conduite est en manque de pression.

Phase 02 :

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

Phase 03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps L/a c'est-à-

dire à $3L/a$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.
(1)

Phase 04 :

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/a c'est-à-dire à L/a depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc L/a . (1)

VI.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

VI.2.1 Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité d'une onde élastique dans une conduite dépend des propriétés du fluide (ici, l'eau), des dimensions géométriques de la conduite et des caractéristiques du milieu environnant.

La vitesse à laquelle le son se déplace dans une conduite dépend de sa rigidité. Dans une conduite qui ne se déforme pas, le son voyage à environ 1400 mètres par seconde. Mais si la conduite peut se tordre ou s'étirer, cette vitesse ralentit.

On peut calculer cette valeur en utilisant la formule de B. SALAH, qui prend en compte l'influence du sol sur le comportement.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - v_m^2) \cdot (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - v_s)}}} \quad (\text{VI-1})$$

- Avec :
- **C** : Célérité en [m/s]
- **k** : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal
- **ρ** : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³
- **e_m** : Epaisseur de la conduite (m)
- **a** : Rayon intérieur de la conduite (m)

- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0,46$ (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s=0,33$
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m=1.5*10^9$ Pascal
- E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s=2*10^8$ Pascal.

VI.2.2 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

VI.2.2.1 Cas de la fermeture brusque :

- T : inférieur à $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{c \cdot V_0}{g} \text{ (m)} \quad (\text{VI-2})$$

Où :

- V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

VI.2.2.2 Cas de la fermeture lente :

Ce phénomène se caractérise par un temps de fermeture supérieur à deux périodes d'oscillation $\frac{2L}{a}$. La pression maximale engendrée peut être calculée à l'aide de la formule de Michaud.

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \text{ (m)} \quad (\text{VI-3})$$

- L : la longueur de la conduite (m).

La vanne est fermée pendant 45 minutes. Est-ce que cette durée est suffisante pour amortir le coup de bélier ?

$$b = \frac{2 \cdot 8908 \cdot 1.22}{9.81 \cdot 2700} = 0.82 \text{ m}$$

VI.2.2.3 Cas de la surpression :

$$H_{\max} = H_g + \frac{c \cdot V_0}{g} \text{ (m)} \quad (\text{VI-4})$$

VI.2.2.4 Cas de la dépression :

$$H_{\min} = H_g - \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-5})$$

Tableau VI.1 : Calcul du coup de bélier

Adduction	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	C (m/s)	V0 (m/s)	Hg (m)	b (m)	Hmax (m)	Hmin (m)
RT-SP2	250	8908	27.9	83	351.78	1,22	60,89	0.82	104.64	17.14

VI.2.3 Moyen de protection contre le coup de bélier :**VI.2.3.1 Vanne à fermeture lente :**

Ce système est conçu pour protéger les conduites remplies par la force de la gravité. Il ne peut pas empêcher une pompe de s'arrêter subitement. En revanche, il réduit l'impact des coups de bélier qui se produisent lorsqu'une pompe s'arrête brutalement, ce qui peut endommager les canalisations.

VI.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Plusieurs solutions permettent de protéger les installations contre les coups de bélier.

- **Réservoirs d'air :** Une capacité métallique pressurisée, contenant un mélange d'eau et d'air, est installée en aval du clapet. Ce système assure l'alimentation continue de la veine liquide en cas de disjonction du groupe, protégeant ainsi les installations des fluctuations de pression.
- **Cheminée d'équilibre :** Les systèmes de pompage utilisent souvent des réservoirs d'air comprimé pour réguler la pression. Une alternative à ce système est la cheminée d'équilibre. Installée à la station de pompage, cette cheminée fonctionne comme un réservoir ouvert à l'air libre. Elle permet de maintenir une pression constante dans le réseau. Toutefois, pour pomper l'eau à de grandes hauteurs, la cheminée doit être très élevée, ce qui rend sa construction complexe et coûteuse.
- **Soupape de décharge :** Ces dispositifs fonctionnent grâce à un ressort qui bloque un passage dans la conduite. Lorsque la pression devient trop élevée, le ressort cède, permettant à l'eau de s'échapper. Pour éviter les inondations, il est nécessaire d'installer un dispositif d'évacuation à l'extérieur.

- **Volant d'inertie** : Le volant d'inertie est comme une batterie d'énergie mécanique. Il est couplé à l'arbre de la pompe pour réguler le débit de liquide. Quand le moteur s'arrête, le volant continue à faire tourner la pompe grâce à l'énergie qu'il a emmagasinée, évitant ainsi des arrêts brusques qui pourraient endommager les canalisations. Pour mettre en mouvement le volant au démarrage, le moteur doit fournir un effort supplémentaire, ce qui augmente la consommation d'énergie initiale.

Remarque :

Pour protéger les installations soumises à des variations de pression (surpressions et dépressions), nous proposons d'utiliser un réservoir d'air.

VI.4 Calcul des réservoirs d'air :

Pour dimensionner un réservoir d'air, on doit calculer la pression maximale et minimale dans le réseau de tuyaux. Le volume du réservoir dépendra de ces résultats. Il existe différentes approches pour réaliser ces calculs.

VI.4.1 Méthode de VIBERT :

La méthode de Vibert est efficace pour les petites installations, mais peut nécessiter des réservoirs d'air très volumineux dans les grandes installations.

VI.4.2 Méthode de BERGERON :

La méthode de BERGERON est la référence en matière de calcul des coups de bélier, offrant une précision satisfaisante pour un large éventail d'applications.

VI.4.3 Dimensionnement des réservoirs d'air :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - v_m^2) \cdot (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - v_s)}}$$

VI.4.3.1 La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI-6})$$

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g : l'accélération de pesanteur.

VI.4.3.2 La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI-7})$$

VI.4.3.3 La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI-8})$$

$$D'où : \begin{cases} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{cases} \Rightarrow \left\{ \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L S} ; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right.$$

Avec :

- U_0 : volume de l'air en m³
- V_0 : vitesse d'écoulement m/s
- L : longueur de la conduite en m
- S : section de la conduite

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI-9})$$

- $U_{\max}$: volume du réservoir d'air

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques de l'adduction par refoulement.

Tableau VI.2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N°	Type de Matériau	D (mm)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
NV _{Forage} – SP1	PEHD	200	0.94	9663	82.44
Forage -SP1	PEHD	200	0.94	9920	83,44
SP1-RT	PEHD	250	1.22	2676	160,9
SP2-Rex	PEHD	250	1.22	5201	165,55

Tableau VI.3 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N°	K (Pa) (x 10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	Es (Pa) (x 10 ⁸)	Em (Pa) (x 10 ⁹)	e_m (m)	C (m/s)
Nv Forage	2.07	1000	0.08	0.46	0.33	2	1.5	0.0182	319.46
Forage	2,07	1000	0,08	0,46	0,33	2	1,5	0.0182	319.46
SP1	2,07	1000	0,08	0,46	0,33	2	1,5	0,0279	351.78
SP2	2,07	1000	0,08	0,46	0,33	2	1,5	0,0279	351.78

VI.4.3.4 Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**Tableau VI.4 :** Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

(Voir annexe VI.1, 2, 3,4.)

N°	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	Z _{max} /Z ₀	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ *10 ⁻⁴	U ₀ /L*S	Z _{min} /Z ₀	U ₀	U _{max} (m ³)	(LV)
Nv _{forage}	92,44	123,05	1,33	0,94	0,05	0.49	0,01	0,77	3,13	4,06	4061,40
Forage	93,44	124,05	1,33	0,94	0,05	0.48	0,01	0,77	3,48	4,52	4522,80
SP1	170,9	239,39	1,40	1,91	0,19	1.09	0,02	0,74	1,68	2,27	2271,97
SP2	175,55	244,04	1,39	1,91	0,19	1.06	0,02	0,74	3,27	4,42	4415,74

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié comment protéger les installations contre les variations brusques de pression (régime transitoire). Pour cela, nous avons installé quatre réservoirs d'air (5000, 5000, 3000 et 5000 litres) à la sortie de la station de pompage, afin d'amortir les coups de bélier.

CHAPITRE VII : Pose de canalisation

VII Introduction :

La pose de canalisations s'effectue principalement en tranchée. Cependant, certains cas particuliers nécessitent une pose en surface, à condition que les conduites soient protégées. Ce chapitre détaillera les différentes techniques de pose en fonction des contraintes du terrain et les méthodes de protection adaptées.

VII.1 Le Principe de pose des canalisations :

Pour garantir la sécurité et la durabilité de l'installation, il est impératif de respecter les distances minimales suivantes lors de la pose des canalisations : 10 mètres de tout élément dur, 30 centimètres des câbles électriques et 60 centimètres des canalisations de gaz. La technique de pose à adopter sera déterminée en fonction des spécificités du terrain, telles que la topographie et la nature du sol les différents types rencontrés :

- Pose en terre
- Pose en mauvais terrains
- Pose en galerie
- Pose en pentes
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement
- Passage de ponts
- Traversée de rivière.

VII.1.1 Pose en terre :

Les tuyaux sont posés dans une tranchée adaptée, avec des espaces réservés pour les raccords. La pose s'effectue par sections, en respectant un alignement parfait et une pente régulière, en commençant par les points les plus élevés. L'enfouissement assure la protection des canalisations contre les éléments extérieurs, garantit la fraîcheur de l'eau et évite le gel.

VII.1.2 Pose en mauvais terrains :

En présence de sols compressibles, la pose d'une semelle en béton armé sous la conduite est indispensable pour assurer sa stabilité et garantir l'étanchéité des joints.

VII.1.3 Pose en galerie :

La pose de conduites en galerie présente de nombreux avantages : elle facilite la surveillance, évite les affaissements du sol en cas de fuite et limite les travaux d'ouverture de chaussée. Cette technique est privilégiée dans les zones urbanisées où des galeries souterraines existent déjà. Les conduites sont fixées à des supports adaptés à leur diamètre : consoles en fonte d'aluminium pour les petites, tasseaux pour les grandes, dans des galeries sèches.

VII.1.4 Pose en pentes :

Pour les pentes supérieures à 25%, les frottements entre la conduite et le sol ne suffisent plus pour la maintenir en place. Il est alors nécessaire d'utiliser des butées d'ancrage ou des joints verrouillés, voire une combinaison des deux, pour contrebalancer la poussée de la gravité.

Une fois le remblai terminé, on procède au nivellement et au compactage du sol afin d'obtenir une surface plane et stable, limitant ainsi les risques de tassement.

VII.1.5 Traversée de rivière :

Selon l'importance de l'ouvrage d'adduction et la nature de la traversée, la pose d'une conduite dans un oued requiert des travaux de renforcement.

- **En présence d'un pont routier** : la conduite sera intégrée à l'ouvrage existant.
- **En l'absence de pont** : la canalisation sera posée sur des structures spéciales au fond de l'oued.

VII.1.6 Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à plusieurs types de contraintes :

- **Charges verticales** : poids du remblai, charges routières et charges permanentes en surface.
- **Pression latérale** : poussée des nappes phréatiques.
- **Déformations du sol** : tassements différentiels.
- **Actions biologiques** : pression des racines.

VII.1.7 Conduites en PEHD :

Les tubes en PEHD sont idéaux pour la pose en tranchée grâce à leur légèreté et à leur facilité d'assemblage. Pour garantir une performance à long terme, une mise en œuvre soignée et une surveillance rigoureuse sont essentielles à toutes les étapes.

La pose des canalisations s'effectue en deux phases principales :

- **Préparation du terrain** : aménagement d'un lit de pose adapté.
- **Enfouissement** : introduction des canalisations dans les tranchées.

VII.1.8 Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, plusieurs étapes préparatoires sont nécessaires :

- **Nettoyage du fond de fouille** : Les grosses pierres seront retirées des bords de la tranchée pour éviter tout risque de chute sur la canalisation une fois posée.
- **Nivellement précis** : Le fond de la tranchée sera soigneusement nivelé afin d'assurer une répartition uniforme des contraintes sur la canalisation, notamment aux points de changement de pente.
- **Préparation du lit de pose** : Un lit de pose sera aménagé en fonction de la nature du terrain. Il sera constitué d'une couche de sable compacté, éventuellement surmontée d'une fine couche de béton. L'épaisseur de sable sera d'environ 10 cm.

Cette préparation minutieuse du terrain garantit une pose optimale des conduites et une meilleure durabilité de l'installation.

VII.2 Introduction de la canalisation :

La pose en enterré des canalisations en PEHD doit être conforme au projet. Néanmoins, la souplesse intrinsèque de ce matériau autorise des rayons de courbure importants, réduisant ainsi la nécessité d'utiliser des raccords coudés.

Avant toute pose, il est impératif de :

- **Préparer la tranchée** : La nettoyer soigneusement et en créer un fond plat, sans aspérité.
- **Manipuler avec précaution** : Utiliser des équipements de levage adaptés pour déposer la conduite en douceur.

- **Respecter les revêtements** : Éviter tout endommagement des protections de la conduite.
- **Vérifier l'alignement** : S'assurer que la conduite est posée droit.

VII.3 Le remblayage des tranchées :

Comprend deux phases principales : la mise en place d'une couche d'enrobage, destinée à assurer l'étanchéité et la résistance de la surface, suivie d'un remblai supérieur pour finaliser la structure.

VII.4 Accessoires :

Les canalisations sont équipées de différents organes pour assurer un écoulement optimal, gérer la pression, protéger les installations et permettre les modifications de trajectoire, de diamètre ou de débit.

VII.4.1 Vannes de sectionnement :

Ces vannes sont indispensables pour isoler certaines sections du système lors d'interventions, sans interrompre complètement l'alimentation. Elles seront installées tous les 2500 mètres environ, ainsi qu'au départ de chaque raccordement.

Pour faciliter les opérations et réduire les coûts, les vannes de 250 mm et plus seront de type papillon. Ces vannes seront équipées d'un by-pass pour une remise en eau progressive.

Ce dispositif permet de mieux contrôler les débits dans le réseau et d'optimiser sa gestion. Il existe différents types de vannes, chacun adapté à des besoins spécifiques.

VII.4.1.1 Les vannes d'isolement :

Ces équipements permettent l'isolement de tronçons de conduite pour des opérations de maintenance. Selon le diamètre de la conduite, on utilise soit des vannes papillon, soit des vannes.



Figure VII.1 : Robinet vanne papillon

VII.4.1.2 Les vannes à clapets de non-retour :

Le clapet anti-retour est un dispositif qui s'installe dans les systèmes de distribution d'eau pour éviter les retours de fluide. Il fonctionne grâce à une valve qui s'ouvre dans un seul sens.

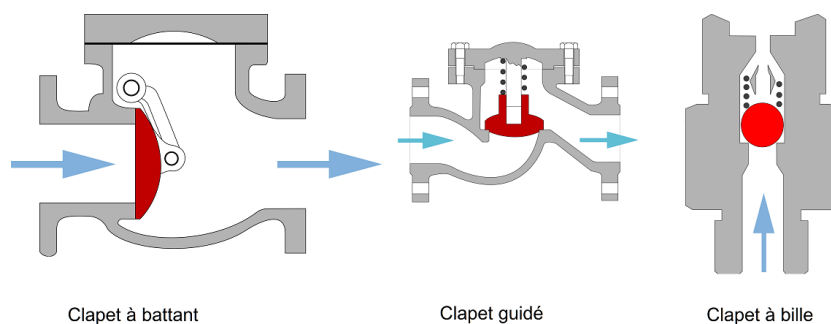


Figure VII.2 : Clapet anti retour

VII.4.1.3 Les vannes de réduction de pression :

Ces vannes maintiennent une pression constante dans le réseau, quelle que soit la demande. Elles s'adaptent en permanence aux variations de pression et de débit, grâce à un mécanisme équilibré par un ressort qui réagit aux changements de pression aval.

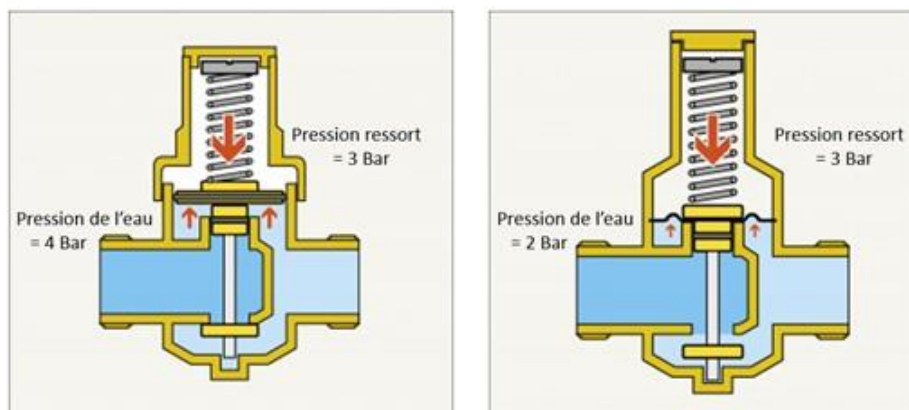


Figure VII.3 : Réducteur de pression

Remarque :

Les équipements suivants seront installés :

- **Vannes à clapet anti-retour** : À la sortie des pompes, sur les conduites liées aux réservoirs et tous les 400m environ sur les conduites principales.
- **Vannes d'isolement papillon** : Sur les conduites de départ de chaque réservoir.

VII.4.2 Ventouses :

Les adductions d'eau présentent des variations de pente tout au long de leur parcours, créant ainsi des points hauts et des points bas. Ces changements de niveau sont cruciaux car ils déterminent l'emplacement des vidanges (points bas) et des purges d'air (points hauts).

Les ventouses, placées aux points hauts, jouent un rôle essentiel dans la gestion de l'air dans les conduites. Fonctionnant comme un tuba, elles s'ouvrent automatiquement lorsque de l'air s'accumule, permettant ainsi son évacuation. Une fois l'air évacué, la ventouse se referme.

Ces dispositifs sont indispensables pour éviter la formation de poches d'air qui pourraient perturber la circulation de l'eau et protéger le réseau en cas d'incident.

Il existe deux types de ventouses : simples et doubles. Les ventouses doubles possèdent deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice

Ventouse simple

Figure VII.4 : Les différents types de ventouses

VII.4.3 Conduite by-pass :

Les fonctions d'une conduite by-pass sont :

- Faciliter la manipulation de la vanne à fermeture lente.
- Permettre un remplissage en douceur de la conduite.
- Créer un raccourci entre l'entrée et la sortie du réservoir.

Afin de permettre le by-passage et l'inspection, des by-pass ont été placés en parallèle des vannes. On les retrouve à la fois sur la conduite gravitaire et de refoulement, ainsi qu'à l'intérieur de la chambre des vannes.

VII.4.4 Crépines :

La crépine est un élément de filtration cylindrique, perforé, qui protège les équipements en amont en retenant les impuretés. Son diamètre intérieur doit être au moins égal à celui de la conduite et, en installation verticale, elle doit être placée à 50 cm du fond minimum.



Figure VII.5 : Crépine

Remarque : Chaque départ de conduite sera muni d'une crépine.

VII.4.5 Vidange :

Les vidanges, situées aux points bas du réseau, assurent l'évacuation de l'eau, soit lors des opérations de maintenance, soit en cas de surpression ou de rupture.

VII.5 Organes de raccordement :

Les raccords permettent de :

- Modifier le trajet d'un fluide (changement de direction, déviation).
- Ajuster le débit (introduction, réduction).
- Adapter les diamètres.
- Faciliter la maintenance (montage, démontage).

VII.5.1 Coudes :

Utilisés dans les réseaux maillés et ramifiés, les coudes assurent les changements de direction des conduites. Leur fixation se fait au moyen de massifs de butée.

Les coudes utilisés sont de deux types :

- À deux emboîtements : Ils possèdent deux embouts permettant de les raccorder à d'autres éléments.
- À un emboîtement et un bout lisse : Ils combinent un emboîtement et une extrémité lisse pour des raccordements spécifiques. Quel que soit le type, l'angle de ces coudes est de α degrés.

VII.5.2 Cônes :

Utilisés pour relier des conduites de diamètres différents, les cônes sont aussi indispensables aux raccordements des pompes. Ils existent en trois modèles : à deux emboîtements, à deux brides ou avec un emboîtement et une bride.

VII.5.3 Tés :

Les tés sont des composants hydrauliques couramment utilisés dans les réseaux tubulaires pour réaliser des bifurcations. Ils permettent de dériver une partie du débit d'une conduite principale vers une branche secondaire, ou à l'inverse, d'alimenter une conduite principale à partir de plusieurs branches.

VII.5.4 Joints de démontage :

Les manchons utilisés dans les installations, notamment pour les appareils accessoires (vannes, clapets) et certains joints, se présentent sous diverses configurations : deux bouts lisses, deux emboîtements, un emboîtement et un bout lisse, deux brides, une bride et un bout lisse, ou encore un emboîtement et une bride.

VII.6 Organes de mesure :

VII.6.1 Mesure de débit :

Parmi les débitmètres les plus courants dans les installations, on retrouve ceux équipés d'un diaphragme, d'une venturi ou d'une tuyère.

Pour mesurer un débit, on peut provoquer une chute de pression en rétrécissant la conduite. Cette différence de pression, liée à l'accélération du fluide dans la zone rétrécie, est proportionnelle au débit. En mesurant cette pression différentielle, on peut donc déterminer le débit.

VII.6.1.1 Le diaphragme :

Ce diaphragme est une plaque métallique mince, perforée. Une languette y est fixée pour indiquer ses caractéristiques. Son côté supérieur est incliné.

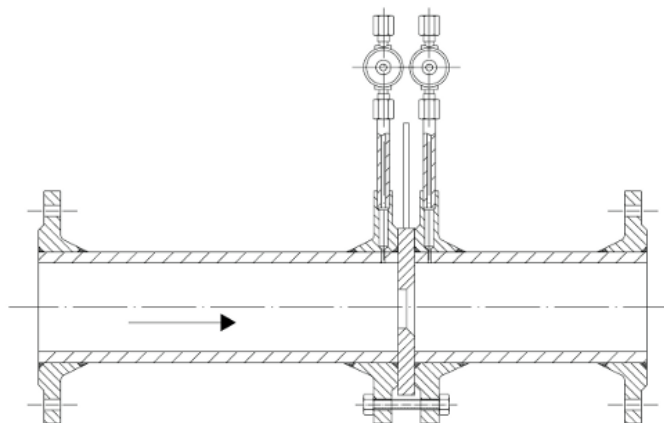


Figure VII.6 : Diaphragme

VII.6.1.2 Les venturis :

Un tube de Venturi est la solution pour stabiliser la pression d'un liquide. Sa conception en deux cônes minimise les pertes de pression. Résistant et sans obstacles, il laisse passer les particules en suspension.

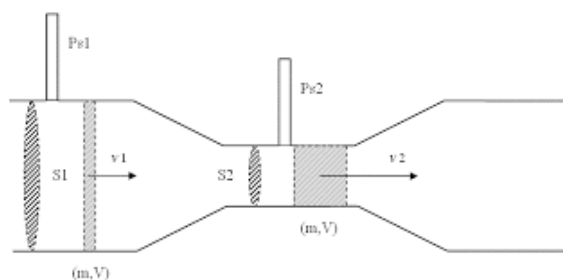


Figure VII.7 : Venturi

VII.6.1.3 La tuyère :

La tuyère, caractérisée par un coefficient de débit intermédiaire entre le diaphragme et la venturi, génère une différence de pression moins importante qu'un diaphragme, grâce à son contour profilé.

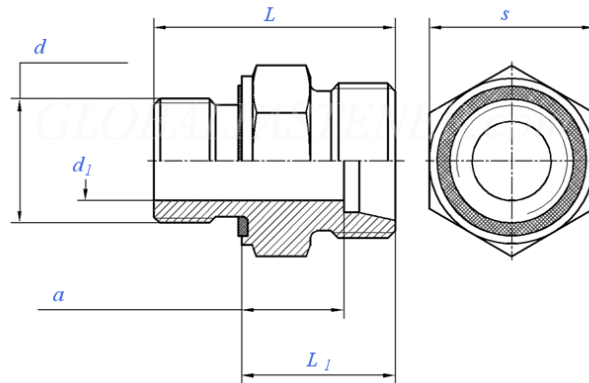


Figure VII.8 : Tuyère

VII.6.2 Mesure de pression :

Les appareils les plus populaires sont :

VII.6.2.1 Manomètres à aiguilles :

Les manomètres à aiguille utilisent différents mécanismes de transmission (secteur denté, levier, membrane) pour déplacer l'aiguille et indiquer la pression. Ces mécanismes offrent une calibration aisée mais sont sujets à une usure prématurée, surtout en environnement vibratoire.



Figure VII.9 : Manomètre à aiguilles

VII.6.2.2 Manomètres à soufflet :

Ces manomètres à soufflet utilisent un élément sensible en forme de cylindre accordéon. La pression du fluide déforme le soufflet, entraînant un déplacement mécanique transmis à l'indicateur.



Figure VII.10 : Manomètre à soufflet

Conclusion :

Nous avons exploré dans ce chapitre une variété de méthodes de pose de conduites, adaptées à différents environnements, ainsi que les techniques d'assemblage correspondantes.

CHAPITRE VIII : Organisation du chantier et sécurité des travaux

VIII. Introduction :

Ce chapitre est fondamental tant sur le plan économique que social.

VIII.1 Organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier vise à planifier et coordonner les travaux pour les mener à bien dans les délais impartis.

La réalisation d'un réseau d'adduction d'eau potable (AEP) implique les étapes suivantes : traçage, excavation, pose des conduites, essais d'étanchéité, remblaiement et compactage des tranchées.

VIII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VIII.1.1.1 Matérialisation :

L'axe de la tranchée est matérialisé sur le terrain par une ligne de jalons espacés de 50 m, définie à partir des repères du plan.

VIII.1.1.2 Nivellement :

Un nivellement préalable est nécessaire pour évaluer les différences de hauteur sur la pente. Ces données nous permettront de construire une plateforme sécurisée pour les engins et de faciliter les travaux d'excavation.

VIII.1.1.3 Excavation des tranchées :

Les contraintes topographiques du site nécessiteront une excavation mécanique. La profondeur de la tranchée sera fixée à 1 mètre minimum. Ces mesures visent à :

- Maintenir l'eau fraîche en période de canicule.
- Faciliter les travaux agricoles.
- Préserver les canalisations du gel.

La largeur de la tranchée est calculée en fonction des diamètres des canalisations et des marges de sécurité nécessaires aux travaux.

Les travaux d'excavation des tranchées sont réalisés par tronçonnage successif, en suivant un profil en long descendant afin d'assurer, le cas échéant, une évacuation gravitaire des infiltrations.

Pour réaliser l'excavation, il est indispensable de déterminer au préalable les dimensions de la tranchée, notamment sa profondeur (H_{tr}), sa largeur (b) et la distance à laquelle se situera la cavalière.

VIII.1.1.4 La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée varie en fonction du diamètre du tuyau.

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \text{(VIII-1)}$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée(m)
- D : diamètre extérieur de la conduite (m)
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm
On prend $h = 1m$
- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2 \text{ m}$ (puisque le fond de tranchée contient de particules rocheux de différentes tailles).

D'où : $H_{tr} = 1,2 + D \quad \text{(VIII-2)}$

VIII.1.1.5 Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être adaptée au diamètre des conduites à installer et permettre un travail aisé de l'ouvrier. Elle doit être suffisante pour assurer une pose correcte et un compactage optimal du remblai.

On déterminera la largeur de la tranchée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse $a = 30 \text{ cm}$ d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a \quad \text{(VIII-3)}$$

D'où : $b = D + 60$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m)
- D : diamètre extérieur de la conduite (m)
- a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus(30cm)

VIII.1.1.6 Choix du coefficient du talus :

Pour assurer la sécurité des travaux lors de la pose des canalisations, nous calculons un coefficient spécifique au talus de la tranchée. Ce coefficient dépend de la profondeur de la tranchée et du type de sol.

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1, 5 m	Jusqu'à 3 m
Sable	m=0.5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

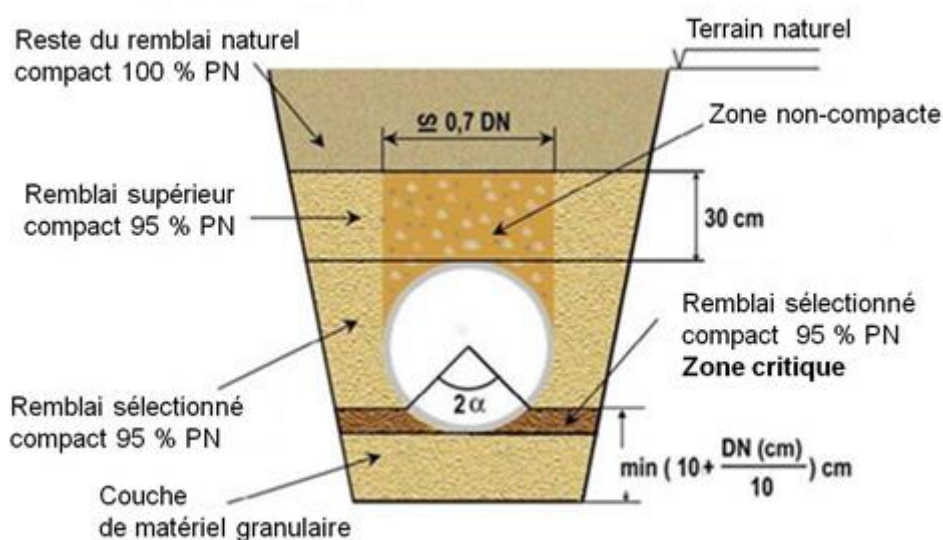


Figure VIII.1 : Schéma de la tranchée

VIII.1.2 Le volume des déblais :

Section transversale de la tranchée S_{tr} :

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2 \quad (VIII-4)$$

Avec :

- **S_{tr}** : Section transversale de la tranchée (m²)
- **H_{tr}** : profondeur totale de la tranchée (m)

- **b** : largeur du fond de la tranchée (m)
- **m** : coefficient du talus

VIII.1.2.1 Volume à excaver :

Décapage de la couche de terre végétale :

La première étape avant de creuser les tranchées consiste à retirer la fine couche de terre de surface, appelée terre végétale. Le volume de terre à enlever se calcule à l'aide de la formule :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VIII-5})$$

Avec :

- **V_{cv}** : volume de la terre décapée en (m³).
- **L** : longueur totale des tranchées en (m).
- **b** : largeur de la couche végétale en (m).
- **e** : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

VIII.1.2.2 Excavation des tranchées :

Le volume d'excavation est :

$$V_D = S_{tr} \times L = (b \times H_{tr}) \times L \quad (\text{VIII-6})$$

Avec :

- **V_D** : Volume du déblai (m³)
- **S_{tr}** : La section du tranché (m²)
- **L** : La longueur du tranché (m)
- **b** : La largeur du tranché (m)
- **H_{tr}** : La hauteur de la tranchée (m).

VIII.1.3 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme indiqué précédemment, nous utiliserons une pelle mécanique pour l'excavation. Le choix entre une pelle rétro ou une pelle avec butée dépendra des besoins spécifiques du chantier.

VIII.1.3.1 Pelle équipée en rétro :

La pelle en butée permet de :

- Creuser sous la machine, sans avoir besoin de reculer.
- Creuser vers l'avant, en direction de la machine.
- Faire des tranchées très droites et profondes, rapidement.

VIII.1.3.2 Pelle équipée en butée :

La pelle en butée permet de creuser au-dessus du niveau du sol et de ramasser les matériaux.

Après avoir analysé les spécificités du chantier et comparé les performances des différentes pelles, nous avons opté pour une pelle rétro caveuse. Ce choix a été motivé par sa polyvalence et sa capacité à atteindre des endroits difficiles d'accès, garantissant ainsi un rendement optimal.

Les calculs pour la pelle sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2 : Calcul du volume du décapage

Tronçon	Refoulement				Gravitaire
D (mm)	160	160	315	315	250
L(m)	8908	9920	2676	5201	8908
B (m)	0,26	0,26	0,31	0,31	0,31
e (m)	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
V _{Décapage}	231,61	257,92	82,96	161,23	276,15
V _{totale}	1009,863				

Tableau VIII.3 : Calcul du volume du déblai

Tronçon	Refoulement				Gravitaire
D (mm)	160	160	315	315	250
L(m)	8908	9920	2676	5201	8908
b (m)	0,26	0,26	0,31	0,31	0,31
H _{tr} (m)	1,46	1,46	1,51	1,51	1,51
SD (m ²)	0,91	0,91	1,04	1,04	1,04
V déblai	3381,48	3765,63	1252,64	2434,59	4169,83
V _{totale}	15004,17				

VIII.1.3.3 Détermination de la capacité du godé :

Le calcul du volume nous permet de connaître la capacité exacte du godet de notre pelle.

Tableau VIII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1,5

Étant donné que le volume à excaver dépasse 10000 m³, nous choisirons une pelle mécanique avec une benne de 0.55 m³

VIII.1.3.4 Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement d'une pelle, c'est-à-dire sa capacité à travailler, se calcule ainsi :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_r * K_t}{T_c * K_f} \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \text{(VIII-7)}$$

Avec :

- **q** : Capacité du gobet 0.55 m³.
- **K_r** : Coefficient de remplissage du gobet $K_r = (0,8 \div 0,9)$, on prend $K_r = 0,85$.
- **K_t** : Coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur, varie entre $(0,7 \div 0,9)$, on prend $K_t = 0,8$.
- **K_f** : Coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,1$.
- **T_c** : La durée d'un cycle de remplissage du gobet $T_c = (15 \div 30)$ s, on prend $T_c = 20$ s.

$$R_p = \frac{3600 * 0.55 * 0.85 * 0.8}{20 * 1.1} = 61.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

En travaillant 8 heures par jour, on produit **R_p = 489.6 m³/j**

VIII.1.3.5 Le volume des remblais :

Le volume des remblais est :

$$V_R = SP * L \text{ [m}^3\text{]} \quad \text{(VIII-8)}$$

Avec :

- **L** : La longueur du tranché en (m)

- **SP** : La surface de remblai, égale à :

$$SP = S_D - S_c - S_s \text{ [m}^2\text{]} \quad (\text{VIII-9})$$

Avec :

- **S_D** : surface du déblai en (m²)
- **S_c** : surface de la conduite en (m²)
- **S_s** : surface du lit de sable en (m²)

Le volume de remblai est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Calcul du volume du remblai

Tronçon	Refoulement				Gravitaire
D (mm)	160	160	315	315	250
L(m)	8908	9920	2676	5201	8908
S _c (m ²)	0,020	0,020	0,099	0,078	0,049
S _s (m ²)	0,17	0,17	0,18	0,18	0,18
S _D (m ²)	0,91	0,91	1,04	1,04	1,04
SP	1,10	1,10	1,32	1,30	1,27
V _{remblai}	9822,02	10937,85	3524,57	6740,79	11288,33
V _{totale}	42313,56				

Le tableau indique un volume total de remblai de **42313,56 m³**.

VIII.1.3.6 La durée d'excavation :

Le temps d'exécution est directement proportionnel au volume à excaver et inversement proportionnel au rendement de l'engin.

$$T = V / R_p \text{ [jours]} \quad (\text{VIII-10})$$

Avec :

- **V** : Volume du sol excavé en (m³)
- **R_p** : Capacité du godet en (m³/jour)

A. N :

$$T = 15004,17 / 489.6 = 31 \text{ jours}$$

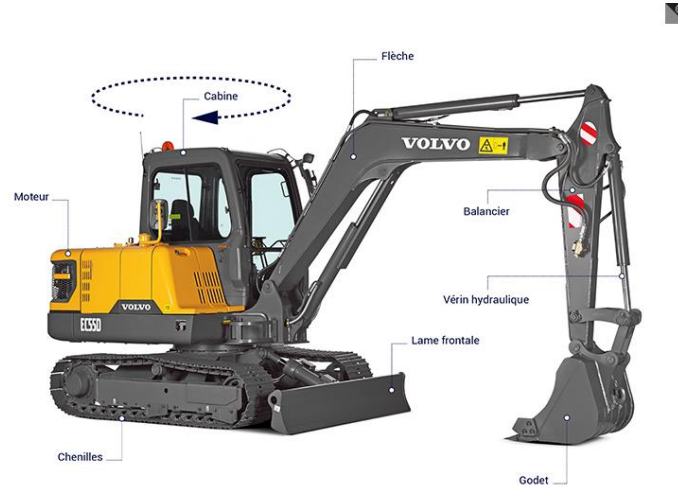


Figure VIII.2 : Pelle équipée en rétro

VIII.1.3.7 Choix du bulldozer :

La taille du bulldozer dépend de celle de la pelle mécanique. Après avoir installé les tuyaux, on utilise le bulldozer pour reboucher la tranchée.

Tableau VIII.6 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0.3-0.65	0.75-1.0	1.25-1.5	2.0-3.0
Classe du bulldozer d'après la puissance du traceur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Avec une pelle de **0.55 m³**, nous choisissons un bulldozer qui possède les caractéristiques suivantes :

Puissance **P_b=50 kw**

Largeur de la lame **L=2-3m**.

Hauteur de la lame **H=1-1.5m**



Figure VIII.3 : Bulldozer

VIII.1.3.8 Le compactage :

Le compactage du sol, c'est comme presser une éponge : on réduit l'espace entre les grains de terre pour la rendre plus solide.

On utilise un gros rouleau pour tasser le sol.



Figure VIII.4 : Rouleau lisse

VIII.1.3.9 Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

A. Piquetage.

B. Décapage de la couche de terre végétale.

C. Exécution des tranchées.

D. Aménagement du lit de pose.

E. La mise en place des canalisations en tranchée.

F. Assemblage des tuyaux.

G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

H. Remblai des tranchées.

I. Compactage.

J. Travaux de finition.

Tableau VIII.7 : Détermination du délai de la réalisation

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0		0
B	40	30	70	30	70	0
C	60	70	130	70	130	0
D	50	130	180	150	200	20
E	70	130	200	130	200	0
F	60	130	190	140	200	10
G	40	130	170	160	200	30
H	90	200	290	200	290	0
I	50	290	340	290	340	0
J	45	340	385	340	385	0

Avec :

- **TR** : temps de réalisation
- **DP** : date de commencement au plutôt
- **DFP** : date de finissement au plutôt
- **DPP** : date de commencement au plus tard
- **DFPP** : date de finissement au plus tard
- **MT** : marge totale.

$$\Sigma TR = 385 \text{ jours.}$$

Le chemin critique :

$A \Rightarrow B \Rightarrow C \Rightarrow E \Rightarrow H \Rightarrow I \Rightarrow J$

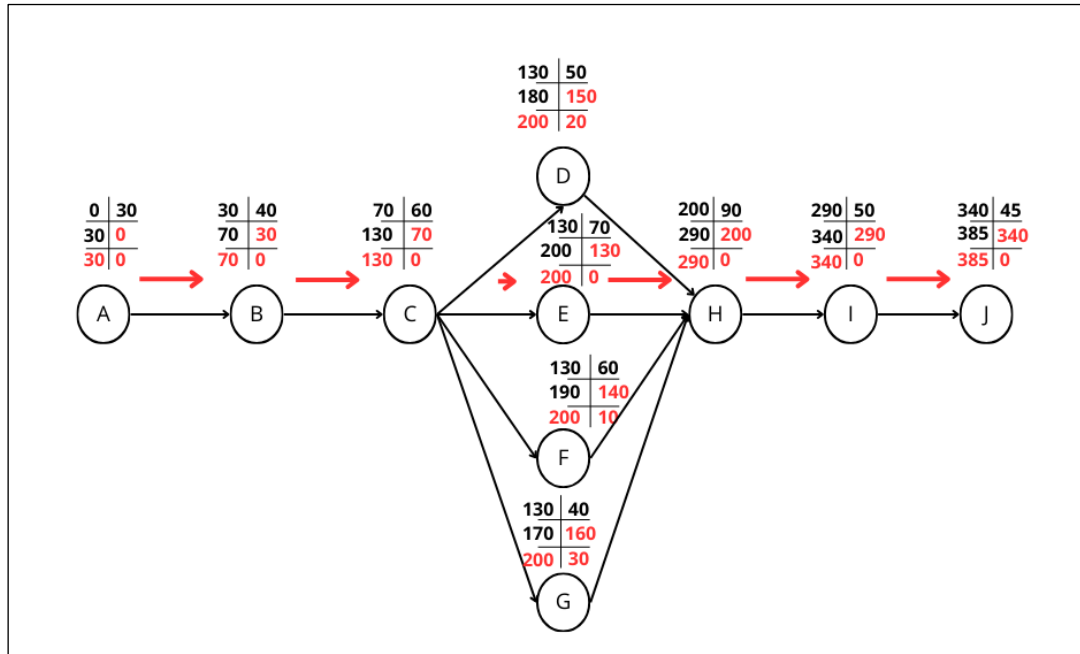


Figure VIII.5 : Réseau à nœud

VIII.1.4 Travaux concernant les stations de pompage :

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

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

VIII.1.4.1 Estimation quantitative et financière du projet :**VIII.1.4.1.1 Estimation quantitative :**

Les dimensions de la station de pompage SP1 :

- **Longueur de la station :**

$$L = 13 \text{ m}$$

- **Largeur de la station :**

$$L = 9 \text{ m}$$

- **Hauteur de la station :**

$$H = 8.4 \text{ m}$$

Poteaux : $b \times b = 0.40 \times 0.40$

Poutres : $b \times b = 0.40 \times 0.50$

Calcul du volume du décapage :

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} \times h_{\text{dec}} \quad (\text{VIII-11})$$

$$\text{et} \quad S_{\text{dec}} = L' \times l' \quad (\text{VIII-12})$$

Avec :

h_{dec} : L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm.

$$L' = L + 0.55 + 0.55 = 13 + 0.55 + 0.55 \Rightarrow L' = 14.1 \text{ m}$$

$$l' = l + 0.55 + 0.55 = 9 + 0.55 + 0.55 \Rightarrow l' = 10.1$$

$$\text{D'où : } S_{\text{dec}} = 14.1 \times 10.1 \Rightarrow S_{\text{dec}} = 142.41 \text{ m}^2$$

$$\text{On aura alors : } V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} \times h_{\text{dec}} \Rightarrow V_{\text{dec}} = 14.19 \text{ m}^3$$

Calcul du volume des déblais :

Comme la station de pompage est construite à même le sol, la quantité de terre à enlever (les déblais) est exactement égale à la quantité de terre creusée pour faire les trous (les fouilles). Chaque trou a la forme d'un cube de 1,5 mètre de côté, ce qui représente un volume de 3,375 mètres cubes. Étant donné qu'il y a 12 trous à creuser, le volume total de terre à enlever est de 40,5 mètres cubes. Une fois les trous creusés, un rouleau lisse sera utilisé pour tasser le sol.

Détermination du volume du béton :

Volume du béton de propreté : (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = 1.5 * 1.5 * 0.1 * 12 = 2.7 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{bp} = 2.7 \text{ m}^3$$

Volume du béton armé des semelles :

$$V_{bas} = 1.5 * 1.5 * 0.3 * 12 = 8.1 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{bas} = 8.1 \text{ m}^3$$

Volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = 0.4 * 0.4 * 0.6 * 12 = 1.152 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{dp} = 1.152 \text{ m}^3$$

Volume du béton des poteaux :

$$V_p = 0.4 * 0.4 * 8.4 * 12 = 16.13 \text{ m}^3 \Rightarrow V_p = 16.13 \text{ m}^3$$

Volume du béton de propreté au-dessous de la ceinture :

$$V_{ceins} = (11.4 * 3 + 7.8 * 4) * 0.1 * 0.4 = 2.62 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{ceins} = 2.62 \text{ m}^3$$

Volume du béton de longrine :

$$V_{lon} = (11.4 * 3 + 7.8 * 4 + 12 * 0.4) * 0.4 * 0.4 = 11.23 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{lon} = 11.23 \text{ m}^3$$

Volume du béton de la chape inférieure :

$$V_{chinf} = (4.8 * 1.95 * 6) * 0.07 = 3.93 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{chinf} = 3.93 \text{ m}^3$$

Volume du béton de la dalle supérieure :

$$V_{\text{dalle}} = 13 \times 9 \times 0.07 = 8.19 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{dalle}} = 8.19 \text{ m}^3$$

Volume des poutrelles :

$$V_{\text{poutrelle}} = 2 \times V_{\text{dalle}}$$

$$V_{\text{poutrelle}} = 0.2 \times 8.19 = 1.64 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{poutrelle}} = 1.64 \text{ m}^3$$

Le nombre d'ourdis :

$$N_{\text{ourdis}} = (4.8 \times 1.95 \times 6) / (0.45 \times 0.20) = 630 \Rightarrow N_{\text{ourdis}} = 360 \text{ ourdis}$$

Volume de la dalle :

$$V_{\text{dalle}} = V_{\text{chinf}} \Rightarrow V_{\text{dalle}} = 3.93 \text{ m}^3$$

Détermination des maçonneries :

Les murs intérieurs et extérieurs de la station de pompage seront réalisés en briques de 30 cm x 20 cm x 10 cm. Un joint de mortier de 1 cm d'épaisseur sera laissé entre chaque brique.

La surface totale à couvrir par les briques correspond à la différence entre la surface totale des murs et celle occupée par les ouvertures (portes, fenêtres).

$$631.8 / (0.3 \times 0.2) = 10530 \text{ briques}$$

Détermination du volume de remblais :

Volume des Remblais des fouilles :

$$V_{\text{rf}} = 12 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 27.19 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{rf}} = 27.19 \text{ m}^3$$

Volume des Remblais des cases :

$$V_{\text{cas}} = (4.8 \times 1.95 \times 6) \times (0.4 + 0.4 - 0.07) = 50 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{cas}} = 50 \text{ m}^3$$

Le tableau ci-dessous présente les résultats des calculs effectués pour chaque station de pompage.

Tableau VIII.8 : Différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité (m³)
1	Décapage	m³	14.19
2	Excavation des fouilles	m³	40.5
3	Béton de propreté	m³	2.7
4	Béton armé pour semelles	m³	8.1
5	Béton armé pour demi-poteaux	m³	1.152
6	Béton armé des poteaux	m³	16.13
7	Béton armé pour longrines	m³	11.23
8	Béton armé de la chape inferieur et supérieur	m³	7.86
9	Béton armé de la dalle sup	m³	8.19
10	Remblai des fouilles	m³	27.19
11	Remblai des casiers	m³	50
12	Nombre de briques	Unité	10530
13	Nombre ourdis	Unité	630
14	Poutrelle	Unité	1.64

Estimation financière :**Tableau VIII.9 :** Devis des différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m³	14,19	142	2014,98
2	Déblai	m³	40,5	348	14094
3	Remblai	m³	57,19	400	22876
4	Béton de propreté	m³	2,7	656	1771,2
5	Béton armé	m³	50,62	32000	1619840
6	Briques	Unité	10530	23	242190

Tableau VIII.10 : Devis des différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
7	Ourdis	Unité	630	25	15750
Total					1918536,18

Le coût total de la station de pompage s'élève à **1 918 536,18 DA**.

VIII.1.5 Travaux concernant les réservoirs :

Pour construire les trois réservoirs, les travaux comprennent les étapes suivantes :

- **Préparation du terrain :** Excavation et pose d'une couche de tout-venant.
- **Fondations :** Coulage du béton de propreté et du radier.
- **Structure :** Édification des murs et des poteaux en béton (voiles et poteaux de la chambre de manœuvre).
- **Couverture :** Réalisation de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres en béton.
- **Finitions :** Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VIII.1.6 Evaluation du projet :

Pour établir le coût total du projet, nous comptabilisons toutes les actions menées sur le terrain. Pour chaque action, nous déterminons le nombre de fois qu'elle a été effectuée et le coût unitaire associé. En multipliant ces deux valeurs et en additionnant tous les résultats, nous obtenons le coût global du projet.

VIII.1.6.1 Devis estimatif d'établissement du projet :

Tableau VIII.11 : Devis estimatif de l'établissement du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1-Terrassement				
Décapage	M ³	5391.863	300	1617558,9
Déblais	M ³	15004.17	300	45001251

Tableau VIII.12 : Devis estimatif de l'établissement du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
Pose de lit du sable	M ³	10009.863	1200	12011835,6
Remblaiement des tranchées	M ³	42313,56	300	12694068
Evacuation des déblais excédentaires	M ³	2038.95	200	407790
2-canalisation et pose conduite				
Conduite 160	Ml	9663	1820	17586660
Conduite 160	Ml	9920	1820	18054400
Conduite 200	Ml	2676	2900	7760400
Conduite 250	Ml	8908	4350	38749800
Conduite 250	Ml	5201	4350	22624350
3-station de pompage				
Génie civile	-	-	-	3837072,36
Equipements	-	-	-	14838762.19
4-Ouvrage de stockage				
Génie civile + Equipements	-	-	-	1260380.333

VIII.1.6.2 Devis global :

Tableau VIII.13 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	71711326,5
Canalisations et pose conduite	104 775 610
Station de pompage	18 675 834.46
Ouvrage de stockage	1 260 380.333

Tableau VIII.14 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Totale HT	196 423 151.3
TVA 17%	33 391 935.72
TOTALE TTC	229 815 087

D'après nos estimations, le coût total de ce projet atteindra **229** millions de DA.

VIII.2 Sécurité du travail :

La sécurité au travail est un pilier essentiel du développement et, dans certains cas, une obligation réglementaire incontournable.

L'objectif premier de la sécurité sur un chantier est de réduire significativement le nombre et la gravité des accidents. Le domaine de l'hydraulique présente des risques spécifiques, notamment lors de projets de transfert. Les travaux s'articulent généralement autour de plusieurs phases :

- **Travaux préparatoires** : Excavations, terrassements, pose de conduites, installation de réservoirs et de stations de pompage.
- **Travaux de construction** : Génie civil (bétonnage, ferrailage) et aménagements spécifiques liés aux installations hydrauliques (réservoirs, stations de pompage).

VIII.2.1 Causes des accidents de travail :

Les accidents du travail peuvent être provoqués par deux catégories de causes principales :

VIII.2.1.1 Facteurs humains :

- **Manque de rigueur et de contrôle** : Fatigue du personnel, surcharge de travail, erreurs de jugement et rythme de travail inapproprié.
- **Organisation défailante** : Encombrement des différentes phases de réalisation des travaux.

VIII.2.1.2 Facteurs matériels :

Équipements (outils, machines, engins), matériaux, difficultés techniques et installations (mécaniques et électriques).

VIII.2.1.3 Conditions dangereuses :

- **Équipements défectueux** : Outils, machines, installations, et équipements de protection individuelle en mauvais état ou inexistant.
- **Environnement de travail dangereux** : Mauvaise organisation du travail, stockage inapproprié, éclairage insuffisant, conditions climatiques défavorables, et facteurs environnementaux nuisibles.
- **Conception et construction déficientes** : Problèmes liés à la conception initiale des installations ou à leur construction.
- **Matériaux de mauvaise qualité** : Utilisation de matériaux défectueux pouvant entraîner des accidents.

VIII.2.1.4 Actions dangereuses :**VIII.2.1.4.1 Interventions non sécurisées :**

- Sur machines en mouvement
- Sur installations sous pression ou sous tension

VIII.2.1.4.2 Actions non autorisées :

- Interventions sans autorisation préalable
- Neutralisation des dispositifs de sécurité

VIII.2.1.4.3 Équipement de protection individuelle (EPI) :

- Non-utilisation des EPI obligatoires

VIII.2.1.4.4 Utilisation inappropriée des outils et engins :

- Mauvaise manipulation
- Maintenance inadéquate

VIII.2.1.4.5 Conditions de travail dangereuses :

- Postures de travail inadaptées
- Travail en hauteur non sécurisé

- Rythme de travail excessif

VIII.2.1.4.6 Comportements à risques :

- Manque de vigilance
- Prises de risque inconsidérées
- Attitudes négligentes (plaisanteries, disputes)

VIII.2.2 Machines et installations dangereuses :

Utiliser des machines ou des installations (sous pression, sous tension) sans prendre les précautions nécessaires. Désactiver les dispositifs de sécurité.

- **Équipement de protection individuelle (EPI) :** Ne pas porter l'équipement de protection individuelle obligatoire.
- **Outils et engins :** Utiliser des outils ou des engins de manière incorrecte.
- **Environnement de travail :** Travailler dans une position instable ou à une hauteur dangereuse. Ne pas respecter les règles de stockage.
- **Procédures et autorisations :** Agir sans autorisation ou sans prévenir les autres.
- **Rythme de travail et attitude :** Travailler trop vite ou trop lentement. Avoir un comportement inapproprié (plaisanteries, disputes).

VIII.2.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VIII.2.3.1 Protection individuelle :**

Dans certains métiers, les risques sont nombreux. Pour se protéger, il est essentiel d'utiliser des équipements de protection individuelle comme des casques, des gants et des lunettes. Ces dispositifs réduisent considérablement les risques de blessures.



Figure VIII.6 : Casque, gants, chaussures, lunette de protection

VIII.2.3.2 Protection collective :

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en tant que responsable, doit s'assurer que :

- Les règles de sécurité sont strictement respectées par tous les membres de l'équipe.
- Le personnel compétent est affecté aux postes clés de l'installation, afin de garantir son bon fonctionnement.

VIII.2.3.2.1 Engin de levage :

Les grues, pipe layer et autres engins de levage nécessitent une grande attention en raison de leur puissance et de la précision requise pour les opérations. Pour garantir la sécurité sur les chantiers, le technicien responsable doit :

- Assigner du personnel qualifié pour surveiller les opérations de levage.
- Effectuer des vérifications régulières des équipements conformément aux instructions du fabricant.
- Délimiter des zones de sécurité autour des engins et interdire formellement le stationnement sous les charges suspendues.

VIII.2.3.2.2 Appareillage électrique :

Pour votre sécurité, ne touchez pas aux installations électriques. Seul un électricien qualifié peut les manipuler.

VIII.2.4 Equipements auxiliaires :

Pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité d'une station de pompage, plusieurs équipements sont indispensables. Ces équipements doivent être faciles à utiliser et, dans certains cas, fonctionner de manière automatique. On retrouve notamment :

- Des systèmes de levage pour faciliter la manutention des équipements.
- Des systèmes de commande automatisée pour contrôler les opérations.
- Des systèmes de ventilation pour assurer une bonne qualité de l'air.
- Une alimentation électrique fiable.
- Un système d'éclairage adapté.
- Des équipements de sécurité incendie pour prévenir et combattre les incendies.

VIII.2.4.1 Système de levage :

Le pont roulant est un appareil de levage qui se déplace sur des rails pour déplacer des charges lourdes. Il est largement utilisé dans les stations de pompage.



Figure VIII.7 : Le pont roulant

VIII.2.4.1.1 Dimensionnement du pont roulant :

Avec cette formule, on peut calculer la capacité de charge du pont roulant.

$$C = P + 20\%P \quad (\text{VIII-13})$$

Avec :

- **P** : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

VIII.2.4.1.2 Station de pompage SP :

Le poids d'une seule pompe est de 400 kg $\Rightarrow C = 400 + 0.02 \cdot 400$

$$\Rightarrow C = 408 \text{ kg}$$

VIII.2.4.2 Système de ventilation :

La ventilation a pour fonction d'extraire l'air chaud et chargé en polluants de la station et de le remplacer par de l'air frais extérieur. Ce processus est essentiel pour le refroidissement de l'équipement, la sécurité incendie et le confort des travailleurs.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation, on peut utiliser plusieurs méthodes.

VIII.2.4.2.1 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation :

On calcule le volume de la salle des machines, puis on le multiplie par un coefficient fixe (K) pour déterminer le volume d'air à renouveler.

$$Q = V \cdot K \quad (\text{VIII-14})$$

Avec :

- **Q** : débit d'air en (m³/h)
- **K** : taux de renouvellement par heure (h-1), salle de machines (20-30)
- **V** : volume de la station

Station de pompage SP :**VIII.2.4.3 Système anti-incendie :**

Dans une station de pompage, la prévention incendie consiste à mettre en place des mesures pour détecter et éteindre les incendies le plus rapidement possible.

VIII.2.4.4 Système de drainage :

Le système de drainage sert à évacuer l'eau lors de travaux, de nettoyage ou en cas de fuite.

VIII.2.4.5 Système d'éclairage :

Pour assurer une bonne gestion de la station, l'équipe doit disposer d'un éclairage suffisant pour voir tous les recoins du bâtiment.

Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à l'estimation quantitative et financière du projet. Nous avons établi un planning détaillé des travaux et identifié les équipements les plus appropriés pour optimiser leur exécution.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Compte tenu de la situation actuelle et face au grave manque d'eau dont souffre la municipalité de Djemaa Ouled Cheikh dans la wilaya d'Aïn Defla,

Nous avons mis en place un système de canalisation reliant les puits aux réservoirs de la commune de Djemaa Ouled Cheikh, afin d'assurer la distribution d'eau potable.

Les forages utilisent des pompes immergées, tandis que les stations de pompage sont équipées de deux pompes horizontales multicellulaires.

Les conduites en PEHD reliant les deux forages à la bache de la station de pompage 1 ont respectivement un diamètre de 160 mm. La conduite de refoulement vers le réservoir tampon, ainsi que celle vers le réservoir existant, sont également en PEHD et ont un diamètre de 315 mm. La bache de la station de pompage a une capacité de 200 m³ et un diamètre de 11,28 m. Le réservoir tampon a une capacité de 120 m³ et un diamètre de 6,09 m.

Nous avons installé une conduite gravitaire de 250 mm pour acheminer l'eau du réservoir tampon jusqu'à la station de pompage 2. Pour assurer le bon fonctionnement de ce système d'approvisionnement en eau, nous avons ajouté un réservoir d'air. Les travaux, qui devraient durer environ 385 jours, nécessiteront la mise en place de mesures de sécurité strictes pour protéger les employés sur le chantier.

Notre contribution a porté sur une étude du renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Djemaa Ouled Cheikh. Cette étude propose d'utiliser les ressources en eau des forages de Sidi Lakhdar afin de garantir une distribution continue d'eau potable à la population locale jusqu'à l'horizon 2054.

Références

1. **B.SALAH.** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994,.p.11, 27, 29,72,.
2. **W.MEUNIER.** « les coup de bélier la protection des réseaux d'eau sous pression ».
3. **N.Damien.** « pompes et stations de pompages » , édition sogreah ,paris.
4. **CARLIER, M.** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
5. **Catalogue technique du groupe CHIALI.**

ANNEXES

Annexe II.1 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Aggl. de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E. P de Pr. Salah Boualem)

Annexe III.1 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 1 : NvForage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	10343	1086,25	0,1050	1249,19	105	1354,19
110	0,03	3,16	0,0081	10343	386,01	0,0373	443,91	105	548,91
125	0,03	2,44	0,0079	10343	199,74	0,0193	229,70	105	334,70
160	0,03	1,49	0,0076	10343	56,00	0,0054	64,40	105	169,40
200	0,03	0,95	0,0074	10343	17,75	0,0017	20,41	105	125,41
250	0,03	0,61	0,0071	10343	5,63	0,0005	6,47	105	111,47
315	0,03	0,38	0,0069	10343	1,71	0,0002	1,97	105	106,97

Annexe III.2 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 1 : NvForage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1354,19	486,02	3547951,5	4,34	15398109
110	548,91	197,00	1438136	4,34	6241510
125	334,70	120,13	876915,51	4,34	3805813
160	169,40	60,80	443812,93	4,34	1926148
200	125,41	45,01	328574,7	4,34	1426014
250	111,47	40,01	292057,79	4,34	1267531
315	106,97	38,39	280263,79	4,34	1216345

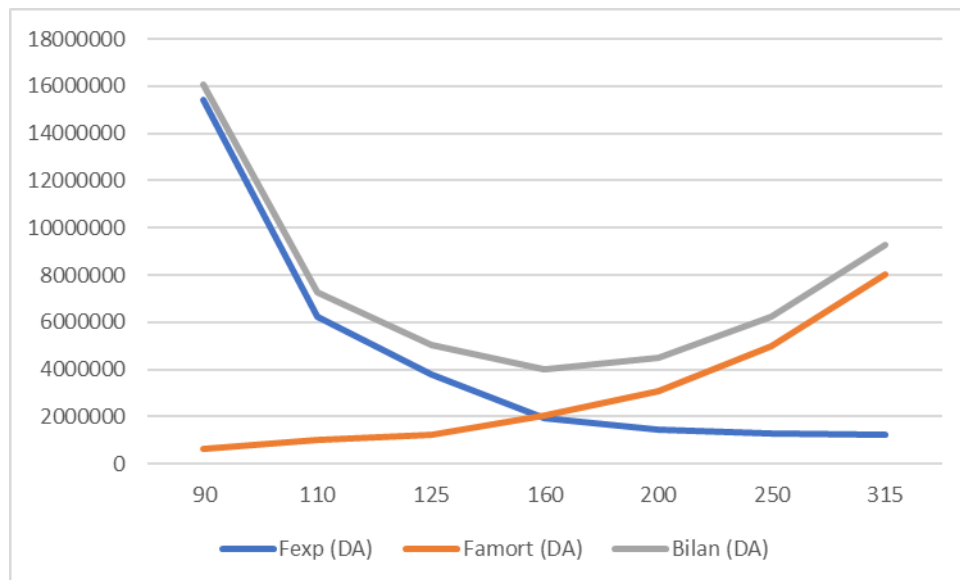
Annexe III.3 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 1 : NvForage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	10343	7446960	0,0888	661290
110	1096	10343	11335928	0,0888	1006630
125	1350	10343	13963050	0,0888	1239919
160	2250	10343	23271750	0,0888	2066531
200	3370	10343	34855910	0,0888	3095205
250	5400	10343	55852200	0,0888	4959675
315	8750	10343	90501250	0,0888	8036511

Annexe III.4 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 1 : NvForage – SP1			
D _{int} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	15398109	661290	16059399
110	6241510	1006630	7248141
125	3805813	1239919	5045732
160	1926148	2066531	3992680
200	1426014	3095205	4521219
250	1267531	4959675	6227206
315	1216345	8036511	9252856

Annexe III.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)



Annexe III.6 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage -SP1)

Variante 1 : Forage-SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	10600	1113,24	0,1050	1280,23	106	1386,23
110	0,03	3,16	0,0081	10600	395,60	0,0373	454,94	106	560,94
125	0,03	2,44	0,0079	10600	204,70	0,0193	235,41	106	341,41
160	0,03	1,49	0,0076	10600	57,39	0,0054	66,00	106	172,00
200	0,03	0,95	0,0074	10600	18,19	0,0017	20,92	106	126,92
250	0,03	0,61	0,0071	10600	5,77	0,0005	6,63	106	112,63
315	0,03	0,38	0,0069	10600	1,76	0,0002	2,02	106	108,02

Annexe III.7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage -SP1)

Variante 1 : Forage-SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1386,23	497,52	3631894,4	4,34	15762422
110	560,94	201,32	1469654,8	4,34	6378302
125	341,41	122,53	894489,27	4,34	3882083
160	172,00	61,73	450625,08	4,34	1955713
200	126,92	45,55	332523,44	4,34	1443152
250	112,63	40,42	295099,17	4,34	1280730
315	108,02	38,77	283012,12	4,34	1228273

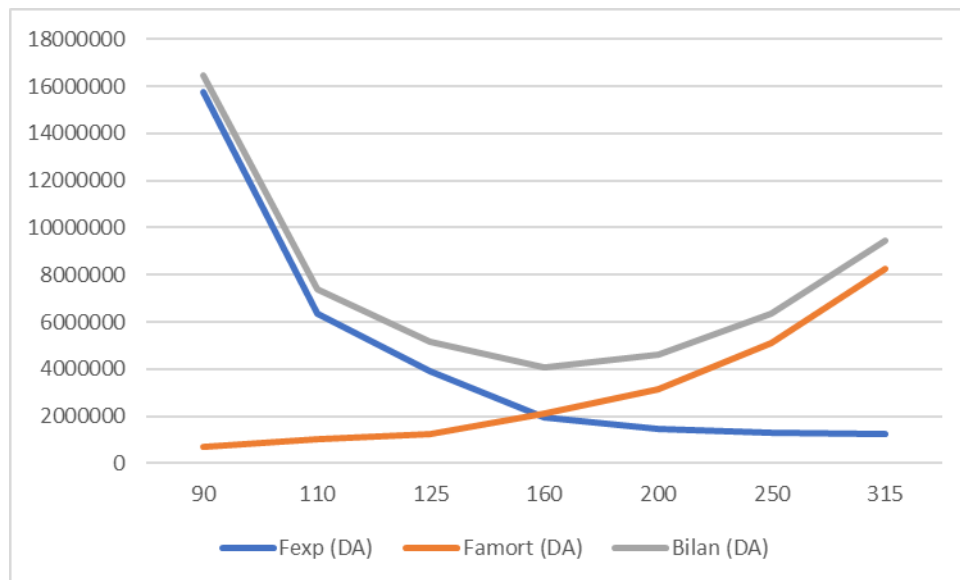
Annexe III.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage -SP1)

Variante 1 : Forage-SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	10600	7632000	0,0888	677722
110	1096	10600	11617600	0,0888	1031643
125	1350	10600	14310000	0,0888	1270728
160	2250	10600	23850000	0,0888	2117880
200	3370	10600	35722000	0,0888	3172114
250	5400	10600	57240000	0,0888	5082912
315	8750	10600	92750000	0,0888	8236200

Annexe III.9 : Bilan du tronçon (forage -SP1)

Variante 1 : Forage-SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	15762422	677722	16440143
110	6378302	1031643	7409945
125	3882083	1270728	5152811
160	1955713	2117880	4073593
200	1443152	3172114	4615265
250	1280730	5082912	6363642
315	1228273	8236200	9464473

Annexe III.10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)



Annexe III.11 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)

Variante 1 : SP1-SP2									
D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	11253	4727,28	0,4201	5436,37	83	5519,37
110	0,06	6,31	0,0081	11253	1679,88	0,1493	1931,86	83	2014,86
125	0,06	4,89	0,0079	11253	869,26	0,0772	999,65	83	1082,65
160	0,06	2,98	0,0076	11253	243,69	0,0217	280,24	83	363,24
200	0,06	1,91	0,0074	11253	77,24	0,0069	88,83	83	171,83
250	0,06	1,22	0,0071	11253	24,50	0,0022	28,17	83	111,17
315	0,06	0,77	0,0069	11253	7,46	0,0007	8,58	83	91,58

Annexe III.12 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 1 : SP1-SP2					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	5519,37	3961,83	28921363	4,34	125518714
110	2014,86	1446,28	10557829	4,34	45820976
125	1082,65	777,13	5673045,7	4,34	24621018
160	363,24	260,74	1903382,4	4,34	8260680
200	171,83	123,34	900365,27	4,34	3907585
250	111,17	79,80	582527,3	4,34	2528169
315	91,58	65,74	479874,02	4,34	2082653

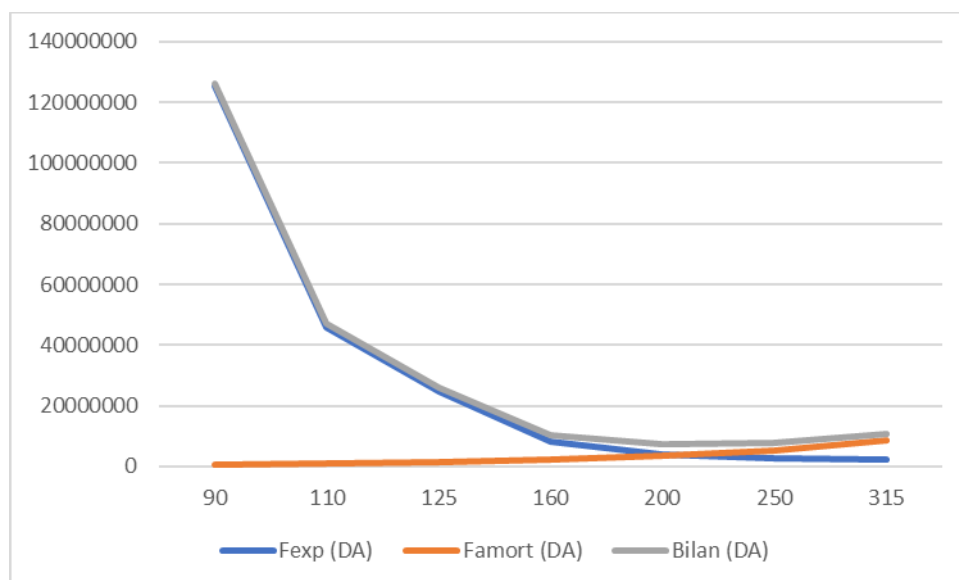
Annexe III.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 1 : SP1-SP2					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	11253	8102160	0,0888	719472
110	1096	11253	12333288	0,0888	1095196
125	1350	11253	15191550	0,0888	1349010
160	2250	11253	25319250	0,0888	2248349
200	3370	11253	37922610	0,0888	3367528
250	5400	11253	60766200	0,0888	5396039
315	8750	11253	98463750	0,0888	8743581

Annexe III.14 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 1 : SP1-SP2			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	125518714	719472	126238186
110	45820976	1095196	46916172
125	24621018	1349010	25970028
160	8260680	2248349	10509029
200	3907585	3367528	7275113
250	2528169	5396039	7924207
315	2082653	8743581	10826234

Annexe III.15 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2)



Annexe III.16 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)

Variante 1 : SP2-SP3									
D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6853	2878,88	0,4201	3310,71	125	3435,71
110	0,06	6,31	0,0081	6853	1023,04	0,1493	1176,49	125	1301,49
125	0,06	4,89	0,0079	6853	529,37	0,0772	608,78	125	733,78
160	0,06	2,98	0,0076	6853	148,41	0,0217	170,67	125	295,67
200	0,06	1,91	0,0074	6853	47,04	0,0069	54,09	125	179,09
250	0,06	1,22	0,0071	6853	14,92	0,0022	17,16	125	142,16
315	0,06	0,77	0,0069	6853	4,54	0,0007	5,22	125	130,22

Annexe III.17 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 1 : SP2-SP3					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3435,71	2466,17	18003047	4,34	78133223
110	1301,49	934,22	6819780,3	4,34	29597846
125	733,78	526,71	3844980,9	4,34	16687217
160	295,67	212,23	1549281,8	4,34	6723883
200	179,09	128,55	938451,17	4,34	4072878
250	142,16	102,04	744890,02	4,34	3232823
315	130,22	93,48	682374,87	4,34	2961507

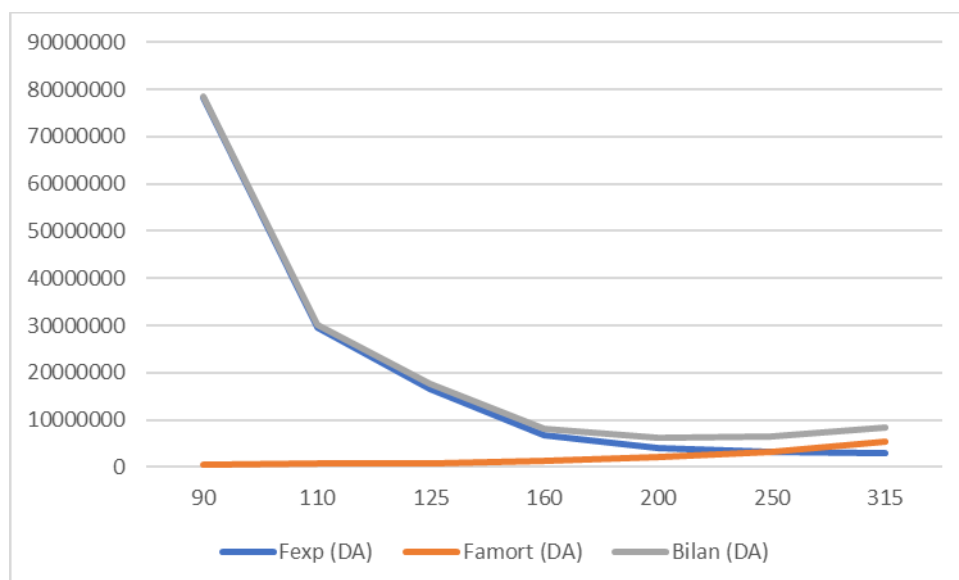
Annexe III.18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 1 : SP2-SP3					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6853	4934160	0,0888	438153
110	1096	6853	7510888	0,0888	666967
125	1350	6853	9251550	0,0888	821538
160	2250	6853	15419250	0,0888	1369229
200	3370	6853	23094610	0,0888	2050801
250	5400	6853	37006200	0,0888	3286151
315	8750	6853	59963750	0,0888	5324781

Annexe III.19 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 1 : SP2-SP3			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	78133223	438153	78571377
110	29597846	666967	30264813
125	16687217	821538	17508755
160	6723883	1369229	8093112
200	4072878	2050801	6123679
250	3232823	3286151	6518973
315	2961507	5324781	8286288

Annexe III.20 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)



Annexe III.21 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT)

Variante 1 : SP3-RT									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	4395	1846,30	0,4201	2123,24	130	2253,24
110	0,06	6,31	0,0081	4395	656,10	0,1493	754,51	130	884,51
125	0,06	4,89	0,0079	4395	339,50	0,0772	390,42	130	520,42
160	0,06	2,98	0,0076	4395	95,18	0,0217	109,45	130	239,45
200	0,06	1,91	0,0074	4395	30,17	0,0069	34,69	130	164,69
250	0,06	1,22	0,0071	4395	9,57	0,0022	11,00	130	141,00
315	0,06	0,77	0,0069	4395	2,91	0,0007	3,35	130	133,35

Annexe III.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)

Variante 1 : SP3-RT					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	2253,24	1617,39	11806934	4,34	51242095
110	884,51	634,91	4634826,3	4,34	20115146
125	520,42	373,56	2727013,2	4,34	11835237
160	239,45	171,88	1254724	4,34	5445502
200	164,69	118,22	862983,09	4,34	3745347
250	141,00	101,21	738847,5	4,34	3206598
315	133,35	95,72	698754,97	4,34	3032597

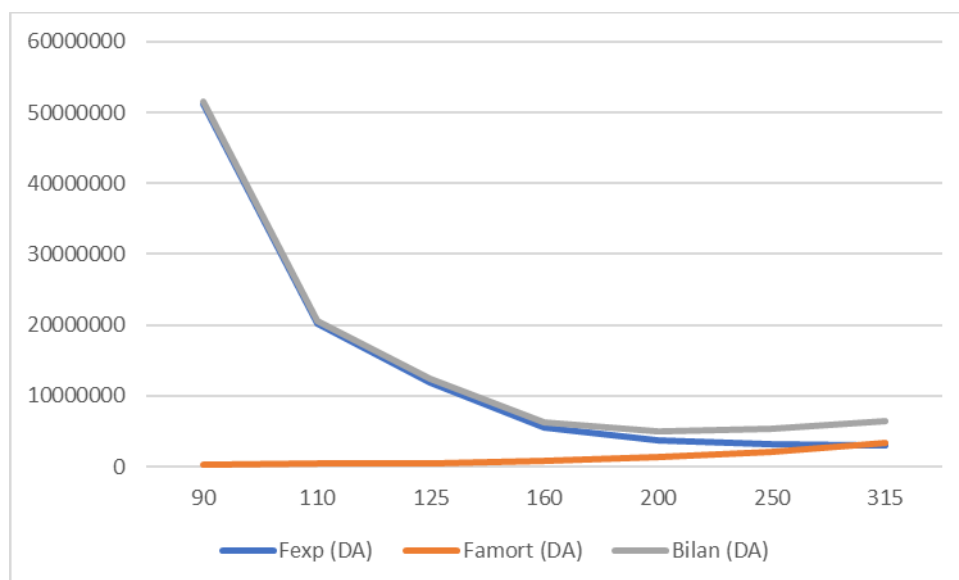
Annexe III.23 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT)

Variante 1 : SP3-RT					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	4395	3164400	0,0888	280999
110	1096	4395	4816920	0,0888	427742
125	1350	4395	5933250	0,0888	526873
160	2250	4395	9888750	0,0888	878121
200	3370	4395	14811150	0,0888	1315230
250	5400	4395	23733000	0,0888	2107490
315	8750	4395	38456250	0,0888	3414915

Annexe III.24 : Bilan du tronçon (SP3 -RT)

Variante 1 : SP3-RT			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	51242095	280999	51523094
110	20115146	427742	20542889
125	11835237	526873	12362110
160	5445502	878121	6323623
200	3745347	1315230	5060577
250	3206598	2107490	5314089
315	3032597	3414915	6447512

Annexe III.25 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)



Annexe III.26 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	V (m/s)	Le (m)	$\Delta h_t(m)$
RT-Rex	250	1.22	8070	95

Annexe III.27 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	F_{Investissement} (DA)
RT-Rex	250	4350	7800	33930000

Annexe III.28 : Les bilans de chaque tronçon

Bilan total Variante 1	
Tronçon	Bilan (DA)
	Variante 1
N _{Vforage} -SP1	3992680
For-SP1	4073593
SP1-SP2	7275113
SP2-SP3	6123679
SP3-RT	5060577
RT-Rex	33930000
Total	60455642

Annexe III.29 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 2 : NvForage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	10278	1079,42	0,1050	1241,34	99	1340,34
110	0,03	3,16	0,0081	10278	383,58	0,0373	441,12	99	540,12
125	0,03	2,44	0,0079	10278	198,49	0,0193	228,26	99	327,26
160	0,03	1,49	0,0076	10278	55,64	0,0054	63,99	99	162,99
200	0,03	0,95	0,0074	10278	17,64	0,0017	20,28	99	119,28
250	0,03	0,61	0,0071	10278	5,59	0,0005	6,43	99	105,43
315	0,03	0,38	0,0069	10278	1,70	0,0002	1,96	99	100,96

Annexe III.30 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 2 : NvForage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1340,34	481,05	3511663,5	4,34	15240620
110	540,12	193,85	1415107	4,34	6141564
125	327,26	117,45	857413,5	4,34	3721175
160	162,99	58,50	427032,73	4,34	1853322
200	119,28	42,81	312518,7	4,34	1356331
250	105,43	37,84	276231,28	4,34	1198844
315	100,96	36,23	264511,4	4,34	1147979

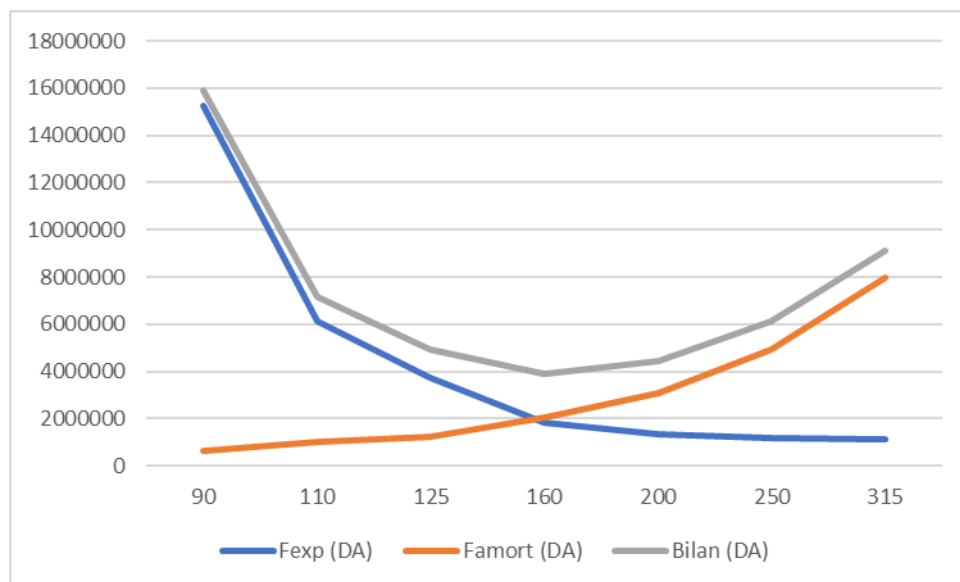
Annexe III.31 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 2 : NvForage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	10278	7400160	0,0888	657134
110	1096	10278	11264688	0,0888	1000304
125	1350	10278	13875300	0,0888	1232127
160	2250	10278	23125500	0,0888	2053544
200	3370	10278	34636860	0,0888	3075753
250	5400	10278	55501200	0,0888	4928507
315	8750	10278	89932500	0,0888	7986006

Annexe III.32 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 2 : NvForage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	15240620	657134	15897754
110	6141564	1000304	7141869
125	3721175	1232127	4953301
160	1853322	2053544	3906866
200	1356331	3075753	4432084
250	1198844	4928507	6127350
315	1147979	7986006	9133985

Annexe III.33 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)



Annexe III.34 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1)

Variante 2 : Forage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	10535	1106,41	0,1050	1272,38	100	1372,38
110	0,03	3,16	0,0081	10535	393,17	0,0373	452,15	100	552,15
125	0,03	2,44	0,0079	10535	203,45	0,0193	233,97	100	333,97
160	0,03	1,49	0,0076	10535	57,04	0,0054	65,59	100	165,59
200	0,03	0,95	0,0074	10535	18,08	0,0017	20,79	100	120,79
250	0,03	0,61	0,0071	10535	5,73	0,0005	6,59	100	106,59
315	0,03	0,38	0,0069	10535	1,75	0,0002	2,01	100	102,01

Annexe III.35 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)

Variante 2 : Forage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1372,38	492,55	3595606,4	4,34	15604932
110	552,15	198,17	1446625,8	4,34	6278356
125	333,97	119,86	874987,26	4,34	3797445
160	165,59	59,43	433844,88	4,34	1882887
200	120,79	43,35	316467,45	4,34	1373469
250	106,59	38,26	279272,67	4,34	1212043
315	102,01	36,61	267259,73	4,34	1159907

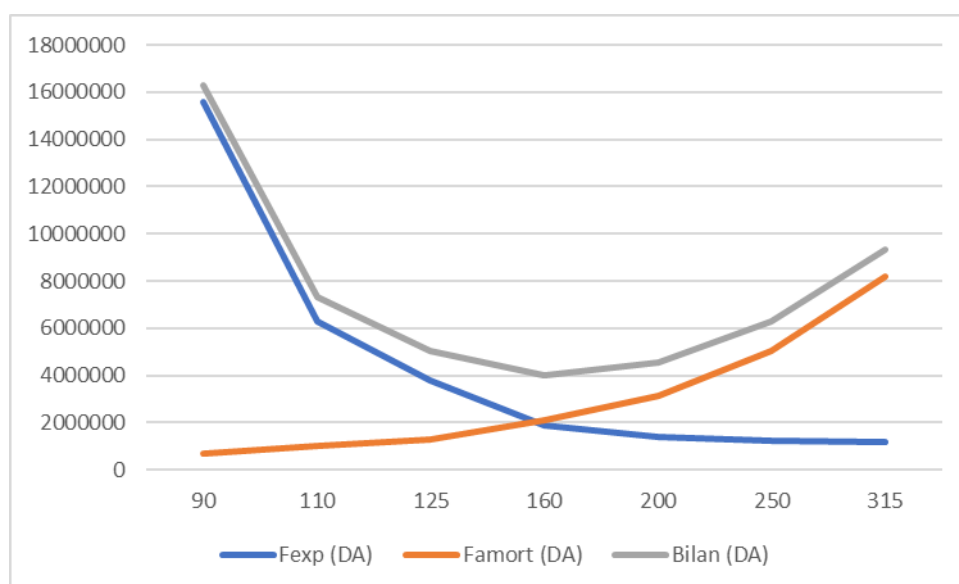
Annexe III.36 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1)

Variante 2 : Forage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	10535	7585200	0,0888	673566
110	1096	10535	11546360	0,0888	1025317
125	1350	10535	14222250	0,0888	1262936
160	2250	10535	23703750	0,0888	2104893
200	3370	10535	35502950	0,0888	3152662
250	5400	10535	56889000	0,0888	5051743
315	8750	10535	92181250	0,0888	8185695

Annexe III.37 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)

Variante 2 : Forage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	15604932	673566	16278498
110	6278356	1025317	7303673
125	3797445	1262936	5060381
160	1882887	2104893	3987780
200	1373469	3152662	4526131
250	1212043	5051743	6263787
315	1159907	8185695	9345602

Annexe III.38 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)



Annexe III.39 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)

Variante 2 : SP1 – SP2									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	11253	4727,28	0,4201	5436,37	89	5525,37
110	0,06	6,31	0,0081	11253	1679,88	0,1493	1931,86	89	2020,86
125	0,06	4,89	0,0079	11253	869,26	0,0772	999,65	89	1088,65
160	0,06	2,98	0,0076	11253	243,69	0,0217	280,24	89	369,24
200	0,06	1,91	0,0074	11253	77,24	0,0069	88,83	89	177,83
250	0,06	1,22	0,0071	11253	24,50	0,0022	28,17	89	117,17
315	0,06	0,77	0,0069	11253	7,46	0,0007	8,58	89	97,58

Annexe III.40 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 2 : SP1 – SP2					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	5525,37	3966,14	28952802	4,34	125655163
110	2020,86	1450,58	10589269	4,34	45957425
125	1088,65	781,44	5704485,5	4,34	24757467
160	369,24	265,04	1934822,3	4,34	8397129
200	177,83	127,64	931805,12	4,34	4044034
250	117,17	84,11	613967,16	4,34	2664617
315	97,58	70,04	511313,87	4,34	2219102

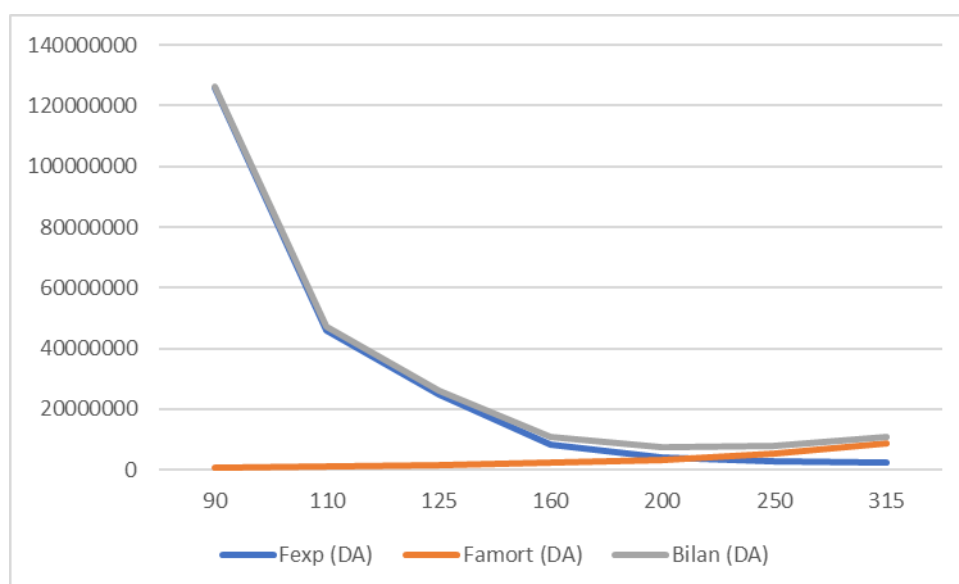
Annexe III.41 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 2 : SP1 – SP2					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	11253	8102160	0,0888	719472
110	1096	11253	12333288	0,0888	1095196
125	1350	11253	15191550	0,0888	1349010
160	2250	11253	25319250	0,0888	2248349
200	3370	11253	37922610	0,0888	3367528
250	5400	11253	60766200	0,0888	5396039
315	8750	11253	98463750	0,0888	8743581

Annexe III.42 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 2 : SP1 – SP2			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	125655163	719472	126374635
110	45957425	1095196	47052621
125	24757467	1349010	26106477
160	8397129	2248349	10645478
200	4044034	3367528	7411562
250	2664617	5396039	8060656
315	2219102	8743581	10962683

Annexe III.43 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP1 -SP2)



Annexe III.44 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)

Variante 2 : SP2 – SP3									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6853	2878,88	0,4201	3310,71	145	3455,71
110	0,06	6,31	0,0081	6853	1023,04	0,1493	1176,49	145	1321,49
125	0,06	4,89	0,0079	6853	529,37	0,0772	608,78	145	753,78
160	0,06	2,98	0,0076	6853	148,41	0,0217	170,67	145	315,67
200	0,06	1,91	0,0074	6853	47,04	0,0069	54,09	145	199,09
250	0,06	1,22	0,0071	6853	14,92	0,0022	17,16	145	162,16
315	0,06	0,77	0,0069	6853	4,54	0,0007	5,22	145	150,22

Annexe III.45 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 2 : SP2 – SP3					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3455,71	2480,53	18107846	4,34	78588053
110	1321,49	948,57	6924579,8	4,34	30052676
125	753,78	541,07	3949780,4	4,34	17142047
160	315,67	226,59	1654081,3	4,34	7178713
200	199,09	142,91	1043250,7	4,34	4527708
250	162,16	116,40	849689,53	4,34	3687653
315	150,22	107,83	787174,39	4,34	3416337

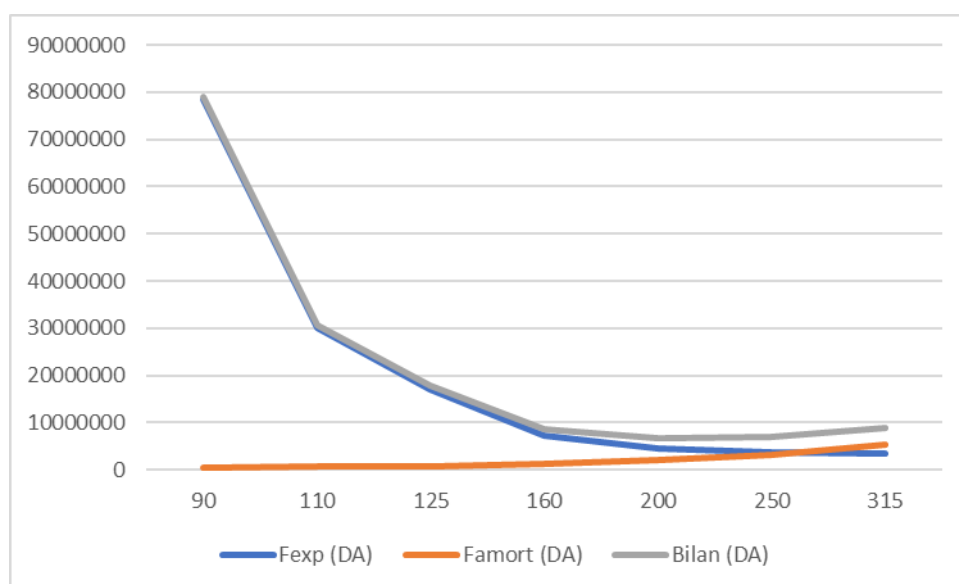
Annexe III.46 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 2 : SP2 – SP3					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6853	4934160	0,0888	438153
110	1096	6853	7510888	0,0888	666967
125	1350	6853	9251550	0,0888	821538
160	2250	6853	15419250	0,0888	1369229
200	3370	6853	23094610	0,0888	2050801
250	5400	6853	37006200	0,0888	3286151
315	8750	6853	59963750	0,0888	5324781

Annexe III.47 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 2 : SP2 – SP3			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	78588053	438153	79026206
110	30052676	666967	30719643
125	17142047	821538	17963584
160	7178713	1369229	8547942
200	4527708	2050801	6578509
250	3687653	3286151	6973803
315	3416337	5324781	8741118

Annexe III.48 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP2 -SP3)



Annexe III.49 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -Rex)

Variante 2 : SP3 – Rex									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	4499	1889,99	0,4201	2173,49	15	2188,49
110	0,06	6,31	0,0081	4499	671,62	0,1493	772,37	15	787,37
125	0,06	4,89	0,0079	4499	347,53	0,0772	399,66	15	414,66
160	0,06	2,98	0,0076	4499	97,43	0,0217	112,04	15	127,04
200	0,06	1,91	0,0074	4499	30,88	0,0069	35,51	15	50,51
250	0,06	1,22	0,0071	4499	9,79	0,0022	11,26	15	26,26
315	0,06	0,77	0,0069	4499	2,98	0,0007	3,43	15	18,43

Annexe III.50 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -Rex)

Variante 2 : SP3 – Rex					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	2188,49	1570,91	11467608	4,34	49769420
110	787,37	565,18	4125784,8	4,34	17905906
125	414,66	297,65	2172826,6	4,34	9430068
160	127,04	91,19	665698,33	4,34	2889131
200	50,51	36,26	264687,55	4,34	1148744
250	26,26	18,85	137614,51	4,34	597247
315	18,43	13,23	96573,262	4,34	419128

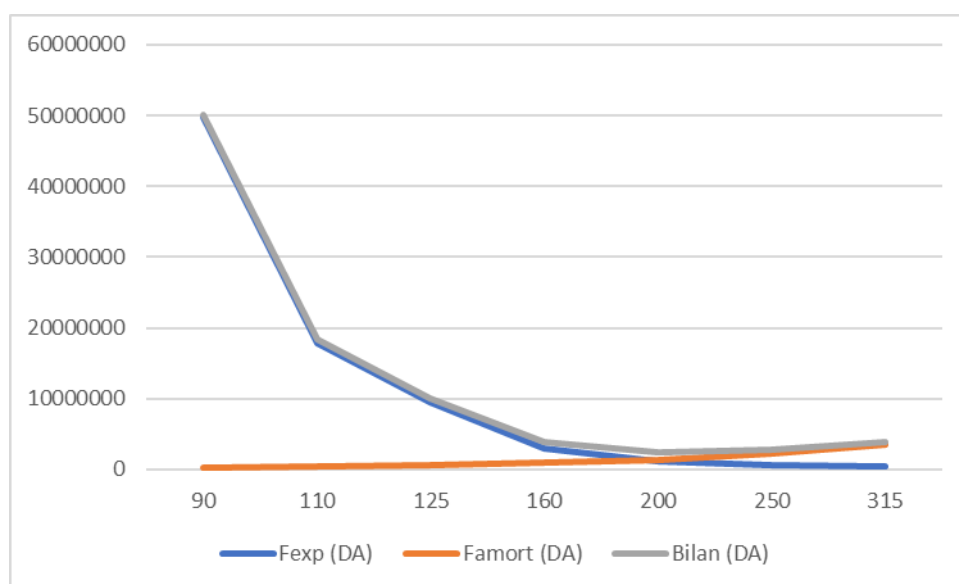
Annexe III.51 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -Rex)

Variante 2 : SP3 – Rex					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	4499	3239280	0,0888	287648
110	1096	4499	4930904	0,0888	437864
125	1350	4499	6073650	0,0888	539340
160	2250	4499	10122750	0,0888	898900
200	3370	4499	15161630	0,0888	1346353
250	5400	4499	24294600	0,0888	2157360
315	8750	4499	39366250	0,0888	3495723

Annexe III.52 : Bilan du tronçon (SP3 -Rex)

Variante 2 : SP3 – Rex			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	49769420	287648	50057068
110	17905906	437864	18343771
125	9430068	539340	9969408
160	2889131	898900	3788031
200	1148744	1346353	2495097
250	597247	2157360	2754607
315	419128	3495723	3914851

Annexe III.53 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -Rex)



Annexe III.54 : Les bilans de chaque tronçon

Bilan Total Variante 2	
Tronçon	Bilan (DA)
	Variante 2
NV _{forage}	3906866
For-SP1	3987780
SP1-SP2	7411562
SP2-SP3	6578509
SP3-Rex	2495097
Total	24379814

Annexe III.55 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 3 : Nvforage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	9000	945,20	0,1050	1086,98	66	1152,98
110	0,03	3,16	0,0081	9000	335,89	0,0373	386,27	66	452,27
125	0,03	2,44	0,0079	9000	173,81	0,0193	199,88	66	265,88
160	0,03	1,49	0,0076	9000	48,72	0,0054	56,03	66	122,03
200	0,03	0,95	0,0074	9000	15,44	0,0017	17,76	66	83,76
250	0,03	0,61	0,0071	9000	4,90	0,0005	5,63	66	71,63
315	0,03	0,38	0,0069	9000	1,49	0,0002	1,72	66	67,72

Annexe III.56 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 3 : Nvforage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1152,98	413,81	3020804,2	4,34	13110290
110	452,27	162,32	1184940,4	4,34	5142641
125	265,88	95,42	696592,32	4,34	3023211
160	122,03	43,80	319726,49	4,34	1387613
200	83,76	30,06	219451,52	4,34	952420
250	71,63	25,71	187676,19	4,34	814515
315	67,72	24,30	177413,6	4,34	769975

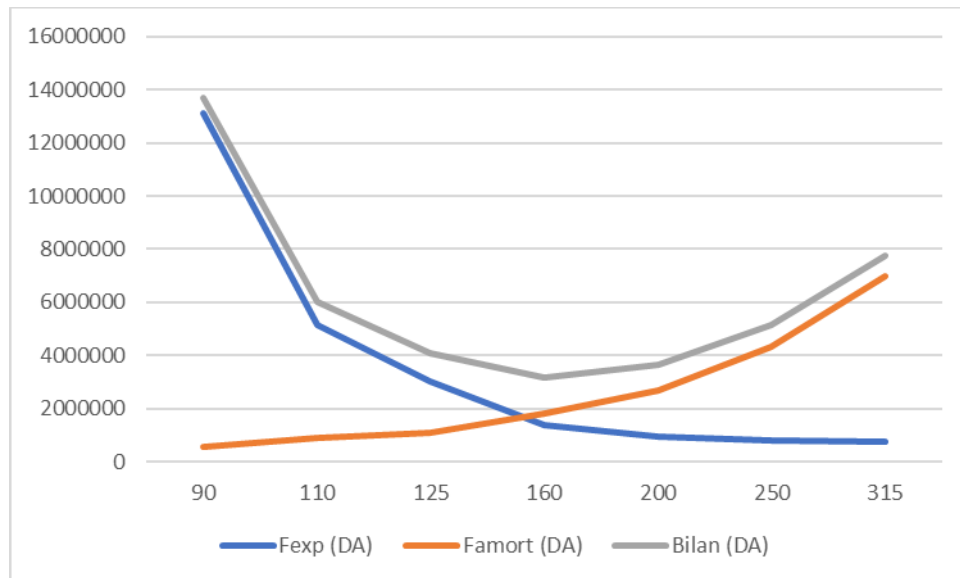
Annexe III.57 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 3 : Nvforage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	9000	6480000	0,0888	575424
110	1096	9000	9864000	0,0888	875923
125	1350	9000	12150000	0,0888	1078920
160	2250	9000	20250000	0,0888	1798200
200	3370	9000	30330000	0,0888	2693304
250	5400	9000	48600000	0,0888	4315680
315	8750	9000	78750000	0,0888	6993000

Annexe III.58 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 3 : Nvforage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	13110290	575424	13685714
110	5142641	875923	6018564
125	3023211	1078920	4102131
160	1387613	1798200	3185813
200	952420	2693304	3645724
250	814515	4315680	5130195
315	769975	6993000	7762975

Annexe III.59 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)



Annexe III.60 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1)

Variante 3 : Forage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	9482	995,82	0,1050	1145,20	67	1212,20
110	0,03	3,16	0,0081	9482	353,88	0,0373	406,96	67	473,96
125	0,03	2,44	0,0079	9482	183,11	0,0193	210,58	67	277,58
160	0,03	1,49	0,0076	9482	51,33	0,0054	59,03	67	126,03
200	0,03	0,95	0,0074	9482	16,27	0,0017	18,71	67	85,71
250	0,03	0,61	0,0071	9482	5,16	0,0005	5,93	67	72,93
315	0,03	0,38	0,0069	9482	1,57	0,0002	1,81	67	68,81

Annexe III.61 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)

Variante 3 : Forage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1212,20	435,06	3175944,3	4,34	13783598
110	473,96	170,10	1241759,7	4,34	5389237
125	277,58	99,62	727257,91	4,34	3156299
160	126,03	45,23	330208,83	4,34	1433106
200	85,71	30,76	224563,57	4,34	974606
250	72,93	26,18	191086,5	4,34	829315
315	68,81	24,70	180274,29	4,34	782390

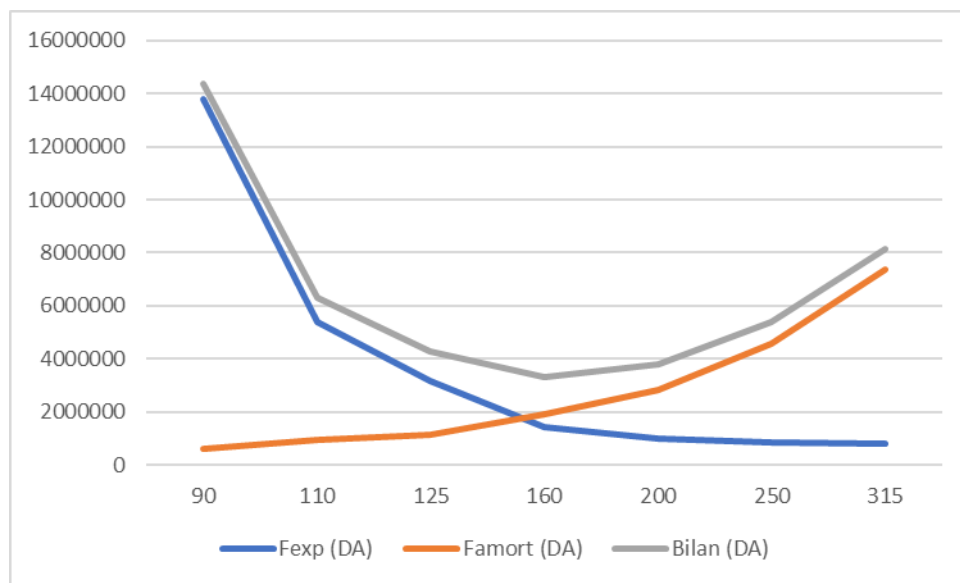
Annexe III.62 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1)

Variante 3 : Forage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	9482	6827040	0,0888	606241
110	1096	9482	10392272	0,0888	922834
125	1350	9482	12800700	0,0888	1136702
160	2250	9482	21334500	0,0888	1894504
200	3370	9482	31954340	0,0888	2837545
250	5400	9482	51202800	0,0888	4546809
315	8750	9482	82967500	0,0888	7367514

Annexe III.63 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)

Variante 3 : Forage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	13783598	606241	14389839
110	5389237	922834	6312071
125	3156299	1136702	4293001
160	1433106	1894504	3327610
200	974606	2837545	3812151
250	829315	4546809	5376124
315	782390	7367514	8149904

Annexe III.64 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (Forage -SP1)



Annexe III.65 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -RT1)

Variante 3 : SP1 – RT1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	3562	1496,36	0,4201	1720,82	167	1887,82
110	0,06	6,31	0,0081	3562	531,75	0,1493	611,51	167	778,51
125	0,06	4,89	0,0079	3562	275,15	0,0772	316,43	167	483,43
160	0,06	2,98	0,0076	3562	77,14	0,0217	88,71	167	255,71
200	0,06	1,91	0,0074	3562	24,45	0,0069	28,12	167	195,12
250	0,06	1,22	0,0071	3562	7,75	0,0022	8,92	167	175,92
315	0,06	0,77	0,0069	3562	2,36	0,0007	2,72	167	169,72

Annexe III.66 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -RT1)

Variante 3 : SP1 – RT1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1887,82	1355,08	9892112,8	4,34	42931770
110	778,51	558,82	4079359,9	4,34	17704422
125	483,43	347,01	2533141,4	4,34	10993834
160	255,71	183,55	1339900,5	4,34	5815168
200	195,12	140,06	1022407,6	4,34	4437249
250	175,92	126,27	921799,86	4,34	4000611
315	169,72	121,82	889306,21	4,34	3859589

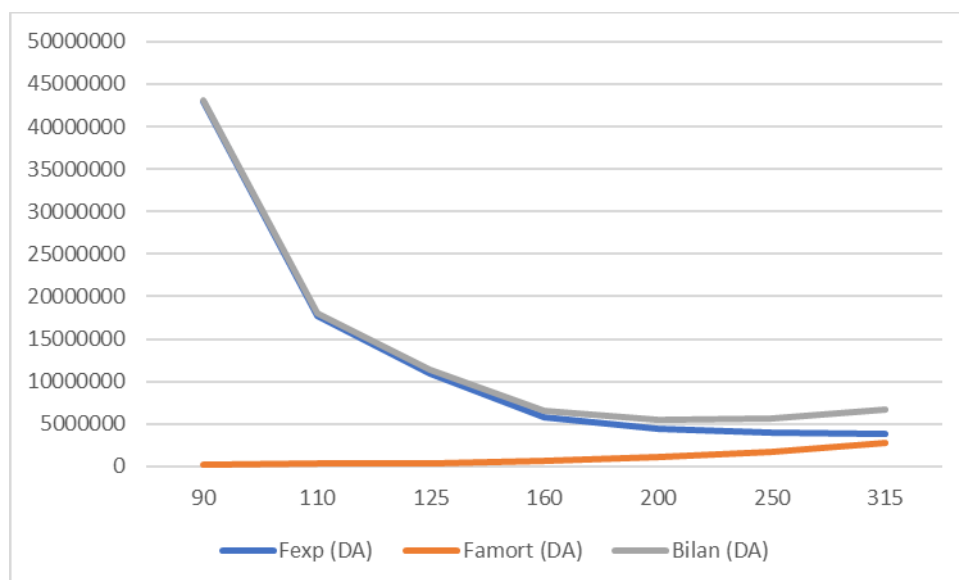
Annexe III.67 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -RT1)

Variante 3 : SP1 – RT1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	3562	2564640	0,0888	227740
110	1096	3562	3903952	0,0888	346671
125	1350	3562	4808700	0,0888	427013
160	2250	3562	8014500	0,0888	711688
200	3370	3562	12003940	0,0888	1065950
250	5400	3562	19234800	0,0888	1708050
315	8750	3562	31167500	0,0888	2767674

Annexe III.68 : Bilan du tronçon (SP1 -RT1)

Variante 3 : SP1 – RT1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	42931770	227945	43159715
110	17704422	346983	18051405
125	10993834	427397	11421231
160	5815168	712329	6527497
200	4437249	1066910	5504159
250	4000611	1709589	5710200
315	3859589	2770167	6629756

Annexe III.69 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP1 -RT1)



Annexe III.70 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)

Variante 3 : SP2 – SP3									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6820	2865,02	0,4201	3294,77	125	3419,77
110	0,06	6,31	0,0081	6820	1018,11	0,1493	1170,83	125	1295,83
125	0,06	4,89	0,0079	6820	526,82	0,0772	605,85	125	730,85
160	0,06	2,98	0,0076	6820	147,69	0,0217	169,84	125	294,84
200	0,06	1,91	0,0074	6820	46,81	0,0069	53,83	125	178,83
250	0,06	1,22	0,0071	6820	14,85	0,0022	17,07	125	142,07
315	0,06	0,77	0,0069	6820	4,52	0,0007	5,20	125	130,20

Annexe III.71 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 3 : SP2 – SP3					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3419,77	2454,73	17919509	4,34	77770668
110	1295,83	930,15	6790094,3	4,34	29469009
125	730,85	524,61	3829619,8	4,34	16620550
160	294,84	211,64	1544975,4	4,34	6705193
200	178,83	128,37	937086,22	4,34	4066954
250	142,07	101,98	744457,15	4,34	3230944
315	130,20	93,46	682243,04	4,34	2960935

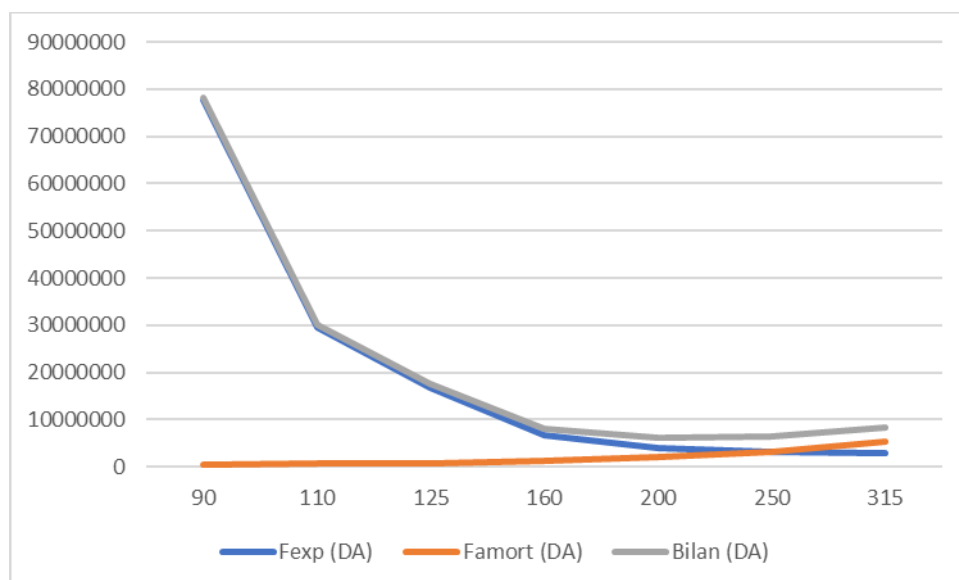
Annexe III.72 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 3 : SP2 – SP3					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6820	4910400	0,0888	436044
110	1096	6820	7474720	0,0888	663755
125	1350	6820	9207000	0,0888	817582
160	2250	6820	15345000	0,0888	1362636
200	3370	6820	22983400	0,0888	2040926
250	5400	6820	36828000	0,0888	3270326
315	8750	6820	59675000	0,0888	5299140

Annexe III.73 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 3 : SP2 – SP3			
D _{int} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	77770668	436044	78206712
110	29469009	663755	30132765
125	16620550	817582	17438131
160	6705193	1362636	8067829
200	4066954	2040926	6107880
250	3230944	3270326	6501270
315	2960935	5299140	8260075

Annexe III.74 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)



Annexe III.75 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT2)

Variante 3 : SP3 – RT2									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	2800	1176,25	0,4201	1352,69	130	1482,69
110	0,06	6,31	0,0081	2800	417,99	0,1493	480,69	130	610,69
125	0,06	4,89	0,0079	2800	216,29	0,0772	248,73	130	378,73
160	0,06	2,98	0,0076	2800	60,64	0,0217	69,73	130	199,73
200	0,06	1,91	0,0074	2800	19,22	0,0069	22,10	130	152,10
250	0,06	1,22	0,0071	2800	6,10	0,0022	7,01	130	137,01
315	0,06	0,77	0,0069	2800	1,86	0,0007	2,13	130	132,13

Annexe III.76 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT2)

Variante 3 : SP3 – RT2					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1482,69	1064,28	7769266,2	4,34	33718615
110	610,69	438,36	3200005,1	4,34	13888022
125	378,73	271,86	1984561	4,34	8612995
160	199,73	143,37	1046583,9	4,34	4542174
200	152,10	109,18	797010,6	4,34	3459026
250	137,01	98,35	717925,36	4,34	3115796
315	132,13	94,85	692382,91	4,34	3004942

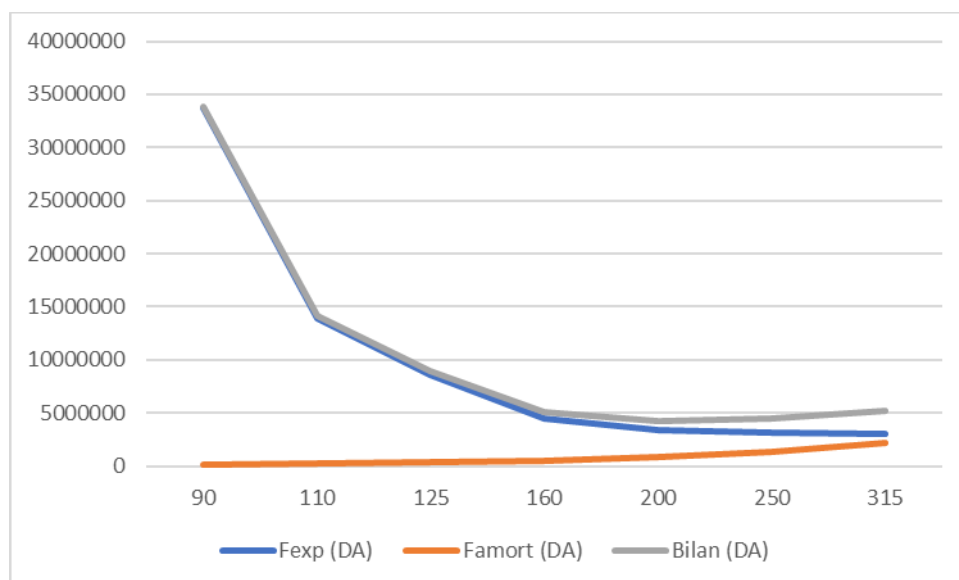
Annexe III.77 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT2)

Variante 3 : SP3 – RT2					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	2800	2016000	0,0888	179021
110	1096	2800	3068800	0,0888	272509
125	1350	2800	3780000	0,0888	335664
160	2250	2800	6300000	0,0888	559440
200	3370	2800	9436000	0,0888	837917
250	5400	2800	15120000	0,0888	1342656
315	8750	2800	24500000	0,0888	2175600

Annexe III.78 : Bilan du tronçon (SP3 -RT2)

Variante 3 : SP3 – RT2			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	33718615	179021	33897636
110	13888022	272509	14160532
125	8612995	335664	8948659
160	4542174	559440	5101614
200	3459026	837917	4296943
250	3115796	1342656	4458452
315	3004942	2175600	5180542

Annexe III.79 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP3 -RT2)



Annexe III.80 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	V (m/s)	Le (m)	Δht(m)
RT1-SP2	200	1.91	5778.75	95
RT2-Rex	250	1.22	6923	45

Annexe III.81 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	F_{Investissement} (DA)
RT1-SP2	200	2900	5025	14572500
RT2-Rex	250	4350	6020	26187000

Annexe III.82 : Les bilans de chaque tronçon

Bilan Total Variante 3	
Tronçon	Bilan (DA)
	Variante 3
N _{vforage} -SP1	3185813
For-SP1	3327610
SP1-RT1	5504159
RT1-SP2	14572500
SP2-SP3	6107880
SP3-RT2	4296943
RT2-Rex	26187000
Total	59996092

Annexe III.83 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 5 : NvForage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	8818	926,09	0,1050	1065,00	63	1128,00
110	0,03	3,16	0,0081	8818	329,09	0,0373	378,46	63	441,46
125	0,03	2,44	0,0079	8818	170,29	0,0193	195,83	63	258,83
160	0,03	1,49	0,0076	8818	47,74	0,0054	54,90	63	117,90
200	0,03	0,95	0,0074	8818	15,13	0,0017	17,40	63	80,40
250	0,03	0,61	0,0071	8818	4,80	0,0005	5,52	63	68,52
315	0,03	0,38	0,0069	8818	1,46	0,0002	1,68	63	64,68

Annexe III.84 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 5 : NvForage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1354,19	486,02	3547951,5	4,34	15398109
110	548,91	197,00	1438136	4,34	6241510
125	334,70	120,13	876915,51	4,34	3805813
160	169,40	60,80	443812,93	4,34	1926148
200	125,41	45,01	328574,7	4,34	1426014
250	111,47	40,01	292057,79	4,34	1267531
315	106,97	38,39	280263,79	4,34	1216345

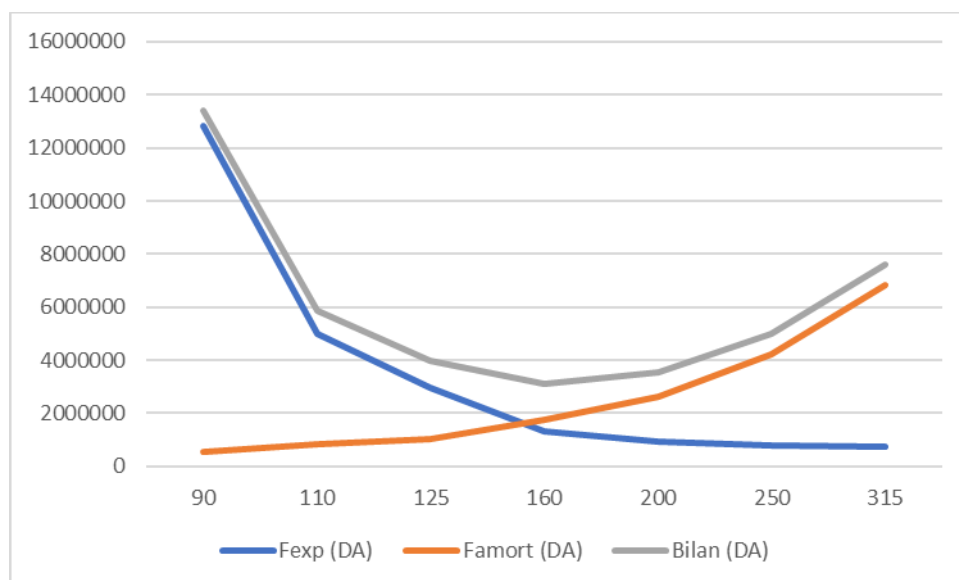
Annexe III.85 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 5 : NvForage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	8818	6348960	0,0888	563788
110	1096	8818	9664528	0,0888	858210
125	1350	8818	11904300	0,0888	1057102
160	2250	8818	19840500	0,0888	1761836
200	3370	8818	29716660	0,0888	2638839
250	5400	8818	47617200	0,0888	4228407
315	8750	8818	77157500	0,0888	6851586

Annexe III.86 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 5 : NvForage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	12826235	563788	13390023
110	5019710	858210	5877920
125	2943139	1057102	4000240
160	1340616	1761836	3102453
200	914223	2638839	3553063
250	779107	4228407	5007515
315	735468	6851586	7587054

Annexe III.87 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)



Annexe III.88 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1)

Variante 5 : Forage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	9075	953,08	0,1050	1096,04	64	1160,04
110	0,03	3,16	0,0081	9075	338,69	0,0373	389,49	64	453,49
125	0,03	2,44	0,0079	9075	175,25	0,0193	201,54	64	265,54
160	0,03	1,49	0,0076	9075	49,13	0,0054	56,50	64	120,50
200	0,03	0,95	0,0074	9075	15,57	0,0017	17,91	64	81,91
250	0,03	0,61	0,0071	9075	4,94	0,0005	5,68	64	69,68
315	0,03	0,38	0,0069	9075	1,50	0,0002	1,73	64	65,73

Annexe III.89 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)

Variante 5 : Forage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1160,04	416,34	3039296,6	4,34	13190547
110	453,49	162,76	1188133,9	4,34	5156501
125	265,54	95,30	695716,28	4,34	3019409
160	120,50	43,25	315709,91	4,34	1370181
200	81,91	29,40	214599,31	4,34	931361
250	69,68	25,01	182559,19	4,34	792307
315	65,73	23,59	172211,08	4,34	747396

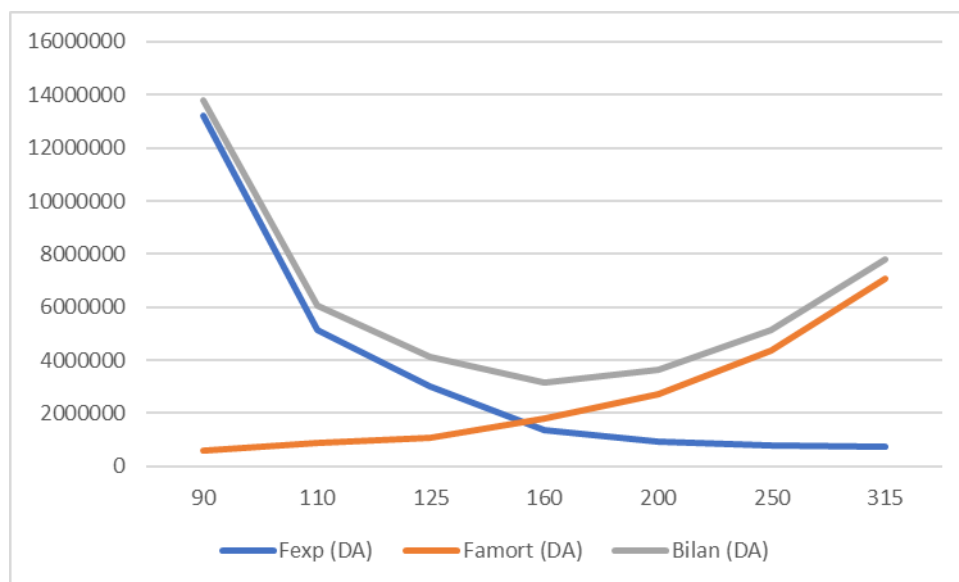
Annexe III.90 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1)

Variante 5 : Forage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	9075	6534000	0,0888	580219
110	1096	9075	9946200	0,0888	883223
125	1350	9075	12251250	0,0888	1087911
160	2250	9075	20418750	0,0888	1813185
200	3370	9075	30582750	0,0888	2715748
250	5400	9075	49005000	0,0888	4351644
315	8750	9075	79406250	0,0888	7051275

Annexe III.91 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)

Variante 5 : Forage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	13190547	580219	13770767
110	5156501	883223	6039724
125	3019409	1087911	4107320
160	1370181	1813185	3183366
200	931361	2715748	3647109
250	792307	4351644	5143951
315	747396	7051275	7798671

Annexe III.92 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (Forage -SP1)



Annexe III.93 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)

Variante 5 : SP1 – SP2									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6620	2781,00	0,4201	3198,15	130	3328,15
110	0,06	6,31	0,0081	6620	988,25	0,1493	1136,49	130	1266,49
125	0,06	4,89	0,0079	6620	511,37	0,0772	588,08	130	718,08
160	0,06	2,98	0,0076	6620	143,36	0,0217	164,86	130	294,86
200	0,06	1,91	0,0074	6620	45,44	0,0069	52,26	130	182,26
250	0,06	1,22	0,0071	6620	14,41	0,0022	16,57	130	146,57
315	0,06	0,77	0,0069	6620	4,39	0,0007	5,05	130	135,05

Annexe III.94 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 5 : SP1 – SP2					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3328,15	2388,96	17439418	4,34	75687074
110	1266,49	909,09	6636379,3	4,34	28801886
125	718,08	515,44	3762722,2	4,34	16330214
160	294,86	211,65	1545076,2	4,34	6705631
200	182,26	130,82	955013,68	4,34	4144759
250	146,57	105,21	768033,56	4,34	3333266
315	135,05	96,94	707643,91	4,34	3071175

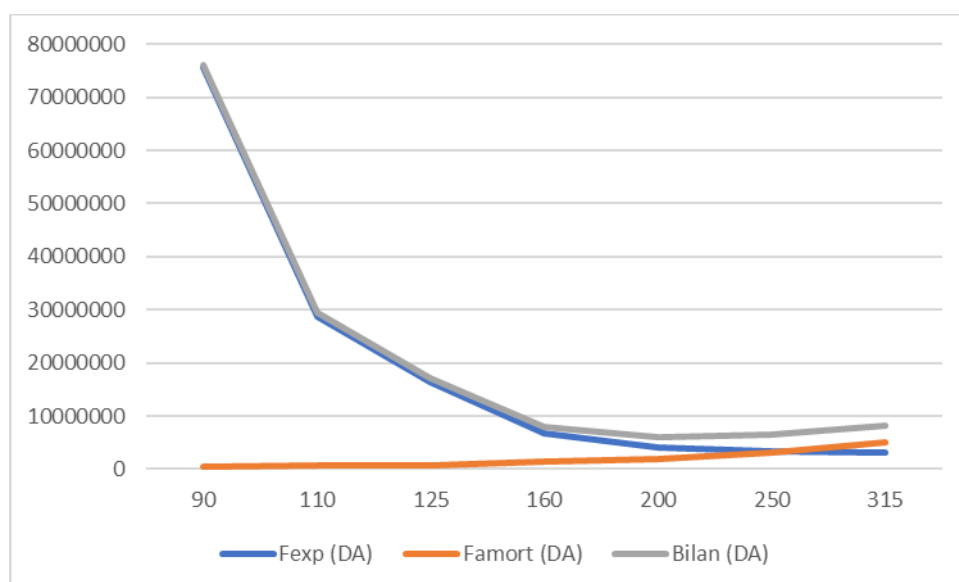
Annexe III.95 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 5 : SP1 – SP2					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6620	4766400	0,0888	423256
110	1096	6620	7255520	0,0888	644290
125	1350	6620	8937000	0,0888	793606
160	2250	6620	14895000	0,0888	1322676
200	3370	6620	22309400	0,0888	1981075
250	5400	6620	35748000	0,0888	3174422
315	8750	6620	57925000	0,0888	5143740

Annexe III.96 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 5 : SP1 – SP2			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	75687074	423256	76110331
110	28801886	644290	29446176
125	16330214	793606	17123820
160	6705631	1322676	8028307
200	4144759	1981075	6125834
250	3333266	3174422	6507688
315	3071175	5143740	8214915

Annexe III.97 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP1 -SP2)



Annexe III.98 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)

Variante 5 : SP2 – SP3									
D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6020	2528,94	0,4201	2908,29	130	3038,29
110	0,06	6,31	0,0081	6020	898,68	0,1493	1033,49	130	1163,49
125	0,06	4,89	0,0079	6020	465,03	0,0772	534,78	130	664,78
160	0,06	2,98	0,0076	6020	130,37	0,0217	149,92	130	279,92
200	0,06	1,91	0,0074	6020	41,32	0,0069	47,52	130	177,52
250	0,06	1,22	0,0071	6020	13,10	0,0022	15,07	130	145,07
315	0,06	0,77	0,0069	6020	3,99	0,0007	4,59	130	134,59

Annexe III.99 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 5 : SP2 – SP3					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3038,29	2180,90	15920546	4,34	69095170
110	1163,49	835,16	6096634,7	4,34	26459395
125	664,78	477,18	3483429,9	4,34	15118086
160	279,92	200,93	1466779	4,34	6365821
200	177,52	127,42	930196,45	4,34	4037053
250	145,07	104,13	760163,16	4,34	3299108
315	134,59	96,61	705246,89	4,34	3060772

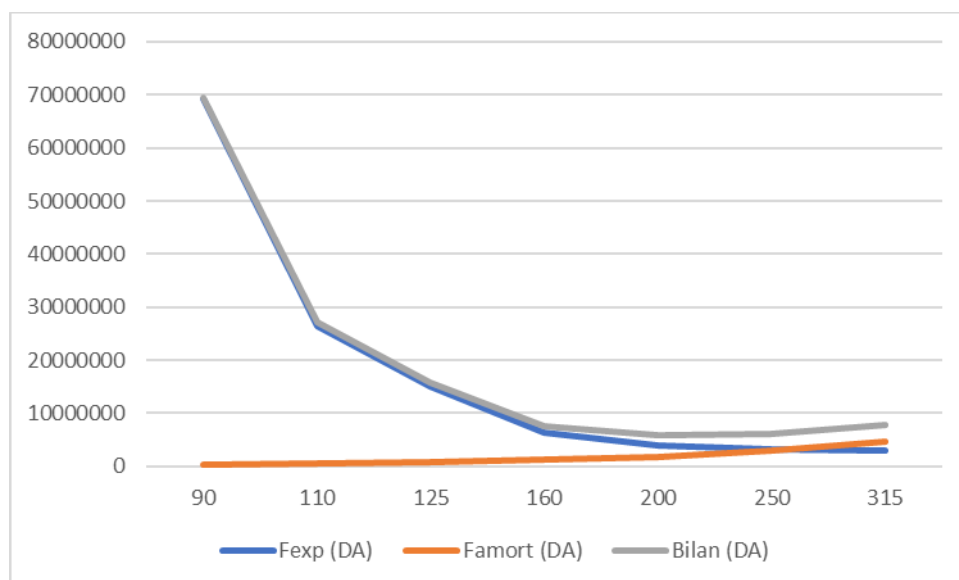
Annexe III.100 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 5 : SP2 – SP3					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6020	4334400	0,0888	384895
110	1096	6020	6597920	0,0888	585895
125	1350	6020	8127000	0,0888	721678
160	2250	6020	13545000	0,0888	1202796
200	3370	6020	20287400	0,0888	1801521
250	5400	6020	32508000	0,0888	2886710
315	8750	6020	52675000	0,0888	4677540

Annexe III.101 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 5 : SP2 – SP3			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	69095170	384895	69480065
110	26459395	585895	27045290
125	15118086	721678	15839763
160	6365821	1202796	7568617
200	4037053	1801521	5838574
250	3299108	2886710	6185819
315	3060772	4677540	7738312

Annexe III.102 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP2 -SP3)



Annexe III.103 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT)

Variante 5 : SP3 – RT									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	5000	2100,45	0,4201	2415,52	70	2485,52
110	0,06	6,31	0,0081	5000	746,41	0,1493	858,38	70	928,38
125	0,06	4,89	0,0079	5000	386,23	0,0772	444,17	70	514,17
160	0,06	2,98	0,0076	5000	108,28	0,0217	124,52	70	194,52
200	0,06	1,91	0,0074	5000	34,32	0,0069	39,47	70	109,47
250	0,06	1,22	0,0071	5000	10,88	0,0022	12,52	70	82,52
315	0,06	0,77	0,0069	5000	3,31	0,0007	3,81	70	73,81

Annexe III.104 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)

Variante 5 : SP3 – RT					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	2485,52	1784,12	13024065	4,34	56524442
110	928,38	666,39	4864670,3	4,34	21112669
125	514,17	369,07	2694234,4	4,34	11692977
160	194,52	139,63	1019275,2	4,34	4423654
200	109,47	78,58	573608,61	4,34	2489461
250	82,52	59,23	432384,95	4,34	1876551
315	73,81	52,98	386773,43	4,34	1678597

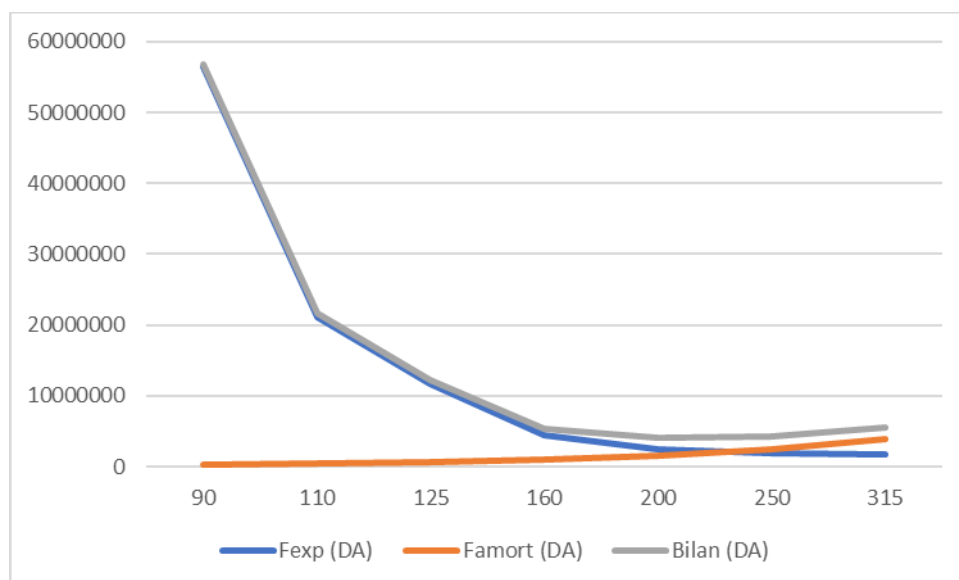
Annexe III.105 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT)

Variante 5 : SP3 – RT					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	5000	3600000	0,0888	319680
110	1096	5000	5480000	0,0888	486624
125	1350	5000	6750000	0,0888	599400
160	2250	5000	11250000	0,0888	999000
200	3370	5000	16850000	0,0888	1496280
250	5400	5000	27000000	0,0888	2397600
315	8750	5000	43750000	0,0888	3885000

Annexe III.106 : Bilan du tronçon (SP3 -RT)

Variante 5 : SP3 – RT			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	56524442	319680	56844122
110	21112669	486624	21599293
125	11692977	599400	12292377
160	4423654	999000	5422654
200	2489461	1496280	3985741
250	1876551	2397600	4274151
315	1678597	3885000	5563597

Annexe III.107 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP3 -RT)



Annexe III.108 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	V (m/s)	Le (m)	$\Delta h_t(m)$
RT-Rex	250	1.22	7479.6	45

Annexe III.109 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	F_{Investissement} (DA)
RT-Rex	250	5400	6504	35121600

Annexe III.110 : Les bilans de chaque tronçon

Bilan Total Variante 5	
Tronçon	Bilan (DA)
	Variante 5
N _{Vforage} -SP1	3102453
For-SP1	3183366
SP1-SP2	6125834
SP2-SP3	5838574
SP3-RT	3985741
RT-Rex	35121600
Total	57357568

Annexe III.111 : Calcul de la HMT du Tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 6 : NvForage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	8818	926,09	0,1050	1065,00	63	1128,00
110	0,03	3,16	0,0081	8818	329,09	0,0373	378,46	63	441,46
125	0,03	2,44	0,0079	8818	170,29	0,0193	195,83	63	258,83
160	0,03	1,49	0,0076	8818	47,74	0,0054	54,90	63	117,90
200	0,03	0,95	0,0074	8818	15,13	0,0017	17,40	63	80,40
250	0,03	0,61	0,0071	8818	4,80	0,0005	5,52	63	68,52
315	0,03	0,38	0,0069	8818	1,46	0,0002	1,68	63	64,68

Annexe III.112 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 6 : NvForage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1354,19	486,02	3547951,5	4,34	15398109
110	548,91	197,00	1438136	4,34	6241510
125	334,70	120,13	876915,51	4,34	3805813
160	169,40	60,80	443812,93	4,34	1926148
200	125,41	45,01	328574,7	4,34	1426014
250	111,47	40,01	292057,79	4,34	1267531
315	106,97	38,39	280263,79	4,34	1216345

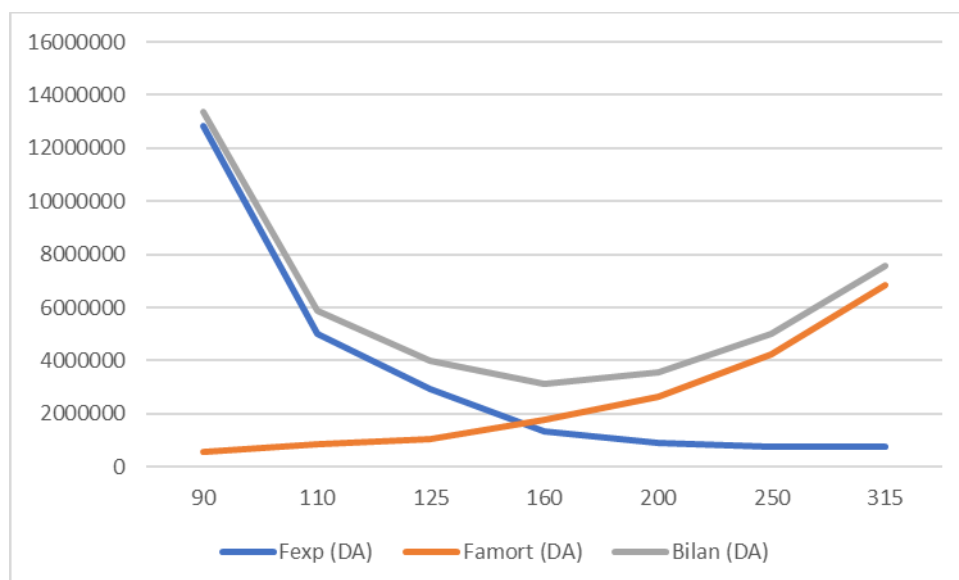
Annexe III.113 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 6 : NvForage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	8818	6348960	0,0888	563788
110	1096	8818	9664528	0,0888	858210
125	1350	8818	11904300	0,0888	1057102
160	2250	8818	19840500	0,0888	1761836
200	3370	8818	29716660	0,0888	2638839
250	5400	8818	47617200	0,0888	4228407
315	8750	8818	77157500	0,0888	6851586

Annexe III.114 : Bilan du tronçon (Nvforage -SP1)

Variante 6 : NvForage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	12826235	563788	13390023
110	5019710	858210	5877920
125	2943139	1057102	4000240
160	1340616	1761836	3102453
200	914223	2638839	3553063
250	779107	4228407	5007515
315	735468	6851586	7587054

Annexe III.115 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (Nvforage -SP1)



Annexe III.116 : Calcul de la HMT du Tronçon (Forage -SP1)

Variante 6 : Forage – SP1									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,03	4,72	0,0083	9075	953,08	0,1050	1096,04	64	1160,04
110	0,03	3,16	0,0081	9075	338,69	0,0373	389,49	64	453,49
125	0,03	2,44	0,0079	9075	175,25	0,0193	201,54	64	265,54
160	0,03	1,49	0,0076	9075	49,13	0,0054	56,50	64	120,50
200	0,03	0,95	0,0074	9075	15,57	0,0017	17,91	64	81,91
250	0,03	0,61	0,0071	9075	4,94	0,0005	5,68	64	69,68
315	0,03	0,38	0,0069	9075	1,50	0,0002	1,73	64	65,73

Annexe III.117 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Forage -SP1)

Variante 6 : Forage – SP1					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	1160,04	416,34	3039296,6	4,34	13190547
110	453,49	162,76	1188133,9	4,34	5156501
125	265,54	95,30	695716,28	4,34	3019409
160	120,50	43,25	315709,91	4,34	1370181
200	81,91	29,40	214599,31	4,34	931361
250	69,68	25,01	182559,19	4,34	792307
315	65,73	23,59	172211,08	4,34	747396

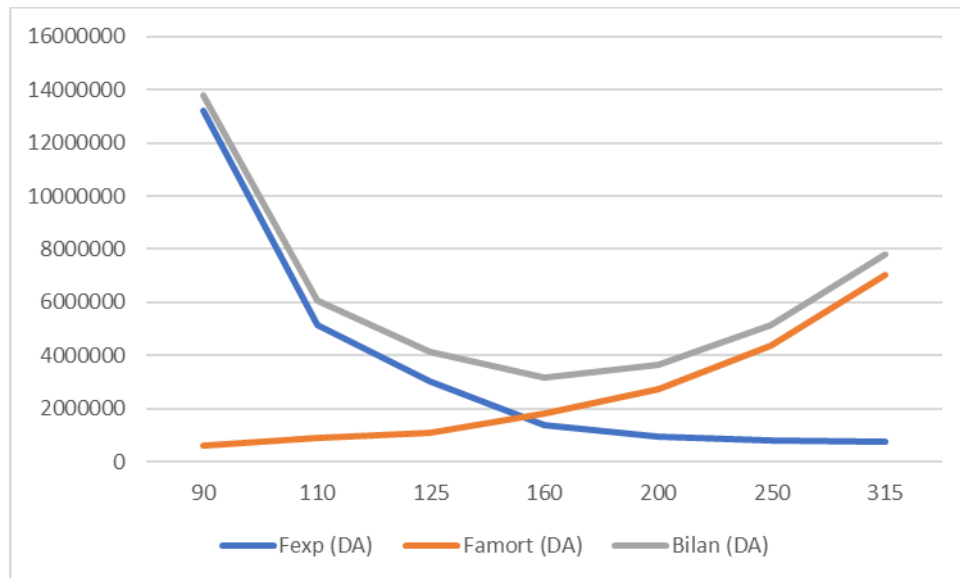
Annexe III.118 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Forage -SP1)

Variante 6 : Forage – SP1					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	9075	6534000	0,0888	580219
110	1096	9075	9946200	0,0888	883223
125	1350	9075	12251250	0,0888	1087911
160	2250	9075	20418750	0,0888	1813185
200	3370	9075	30582750	0,0888	2715748
250	5400	9075	49005000	0,0888	4351644
315	8750	9075	79406250	0,0888	7051275

Annexe III.119 : Bilan du tronçon (Forage -SP1)

Variante 6 : Forage – SP1			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	13190547	580219	13770767
110	5156501	883223	6039724
125	3019409	1087911	4107320
160	1370181	1813185	3183366
200	931361	2715748	3647109
250	792307	4351644	5143951
315	747396	7051275	7798671

Annexe III.120 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (Forage -SP1)



Annexe III.121 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP1 -SP2)

Variante 6 : SP1 – SP2									
D_{int} (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6620	2781,00	0,4201	3198,15	130	3328,15
110	0,06	6,31	0,0081	6620	988,25	0,1493	1136,49	130	1266,49
125	0,06	4,89	0,0079	6620	511,37	0,0772	588,08	130	718,08
160	0,06	2,98	0,0076	6620	143,36	0,0217	164,86	130	294,86
200	0,06	1,91	0,0074	6620	45,44	0,0069	52,26	130	182,26
250	0,06	1,22	0,0071	6620	14,41	0,0022	16,57	130	146,57
315	0,06	0,77	0,0069	6620	4,39	0,0007	5,05	130	135,05

Annexe III.122 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 6 : SP1 – SP2					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3328,15	2388,96	17439418	4,34	75687074
110	1266,49	909,09	6636379,3	4,34	28801886
125	718,08	515,44	3762722,2	4,34	16330214
160	294,86	211,65	1545076,2	4,34	6705631
200	182,26	130,82	955013,68	4,34	4144759
250	146,57	105,21	768033,56	4,34	3333266
315	135,05	96,94	707643,91	4,34	3071175

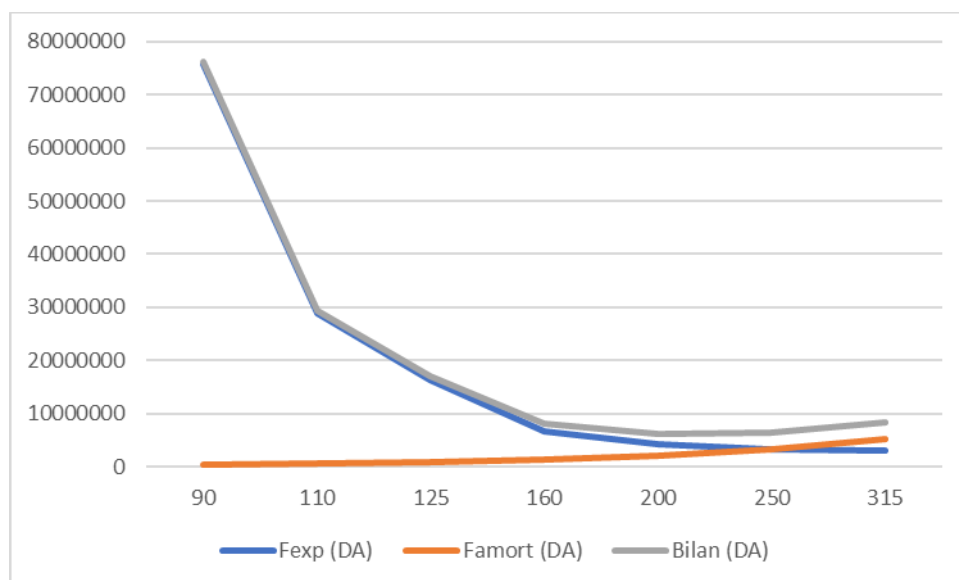
Annexe III.123 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 6 : SP1 – SP2					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6620	4766400	0,0888	423256
110	1096	6620	7255520	0,0888	644290
125	1350	6620	8937000	0,0888	793606
160	2250	6620	14895000	0,0888	1322676
200	3370	6620	22309400	0,0888	1981075
250	5400	6620	35748000	0,0888	3174422
315	8750	6620	57925000	0,0888	5143740

Annexe III.124 : Bilan du tronçon (SP1 -SP2)

Variante 6 : SP1 – SP2			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	75687074	423256	76110331
110	28801886	644290	29446176
125	16330214	793606	17123820
160	6705631	1322676	8028307
200	4144759	1981075	6125834
250	3333266	3174422	6507688
315	3071175	5143740	8214915

Annexe III.125 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP1 -SP2)



Annexe III.126 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP2 -SP3)

Variante 6 : SP2 – SP3									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	6020	2528,94	0,4201	2908,29	130	3038,29
110	0,06	6,31	0,0081	6020	898,68	0,1493	1033,49	130	1163,49
125	0,06	4,89	0,0079	6020	465,03	0,0772	534,78	130	664,78
160	0,06	2,98	0,0076	6020	130,37	0,0217	149,92	130	279,92
200	0,06	1,91	0,0074	6020	41,32	0,0069	47,52	130	177,52
250	0,06	1,22	0,0071	6020	13,10	0,0022	15,07	130	145,07
315	0,06	0,77	0,0069	6020	3,99	0,0007	4,59	130	134,59

Annexe III.127 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 6 : SP2 – SP3					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3038,29	2180,90	15920546	4,34	69095170
110	1163,49	835,16	6096634,7	4,34	26459395
125	664,78	477,18	3483429,9	4,34	15118086
160	279,92	200,93	1466779	4,34	6365821
200	177,52	127,42	930196,45	4,34	4037053
250	145,07	104,13	760163,16	4,34	3299108
315	134,59	96,61	705246,89	4,34	3060772

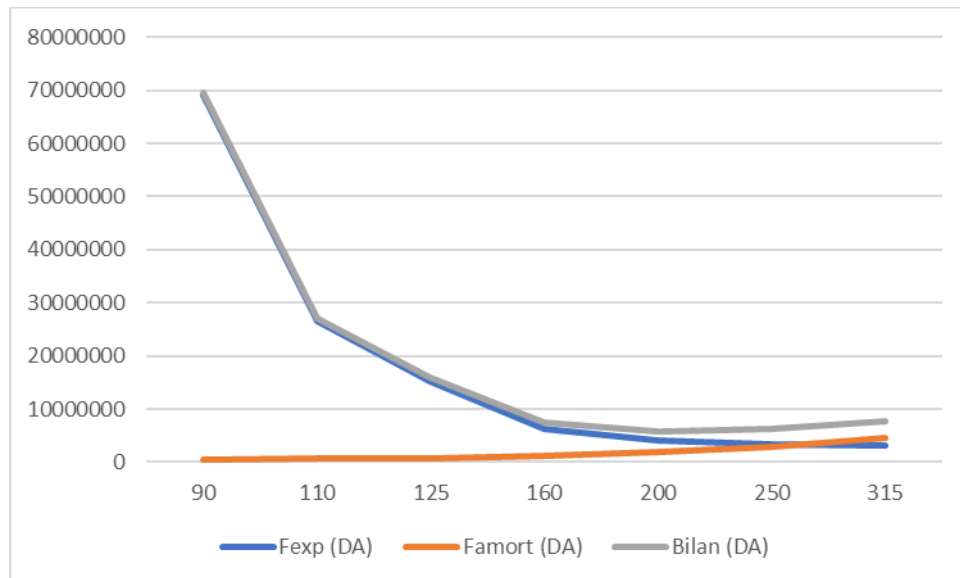
Annexe III.128 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 6 : SP2 – SP3					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	6020	4334400	0,0888	384895
110	1096	6020	6597920	0,0888	585895
125	1350	6020	8127000	0,0888	721678
160	2250	6020	13545000	0,0888	1202796
200	3370	6020	20287400	0,0888	1801521
250	5400	6020	32508000	0,0888	2886710
315	8750	6020	52675000	0,0888	4677540

Annexe III.129 : Bilan du tronçon (SP2 -SP3)

Variante 6 : SP2 – SP3			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	69095170	384895	69480065
110	26459395	585895	27045290
125	15118086	721678	15839763
160	6365821	1202796	7568617
200	4037053	1801521	5838574
250	3299108	2886710	6185819
315	3060772	4677540	7738312

Annexe III.130 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP2 -SP3)



Annexe III.131 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP3 -RT)

Variante 6 : SP3 – RT									
D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δh_i (m)	I (m/m)	Δh_t (m)	H_g	HMT(m)
90	0,06	9,43	0,0083	8000	3360,72	0,4201	3864,83	90	3954,83
110	0,06	6,31	0,0081	8000	1194,26	0,1493	1373,40	90	1463,40
125	0,06	4,89	0,0079	8000	617,97	0,0772	710,67	90	800,67
160	0,06	2,98	0,0076	8000	173,24	0,0217	199,23	90	289,23
200	0,06	1,91	0,0074	8000	54,91	0,0069	63,15	90	153,15
250	0,06	1,22	0,0071	8000	17,41	0,0022	20,03	90	110,03
315	0,06	0,77	0,0069	8000	5,30	0,0007	6,10	90	96,10

Annexe III.132 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3 -RT)

Variante 6 : SP3 – RT					
D_{int} (mm)	HMT (m.c.e)	P_{abs} (kW)	E(kWh)	Prix du KWh (DA)	F_{exp} (DA)
90	3954,83	2838,80	20723225	4,34	89938795
110	1463,40	1050,44	7668193	4,34	33279958
125	800,67	574,73	4195495,6	4,34	18208451
160	289,23	207,61	1515560,8	4,34	6577534
200	153,15	109,93	802494,31	4,34	3482825
250	110,03	78,98	576536,46	4,34	2502168
315	96,10	68,98	503558,02	4,34	2185442

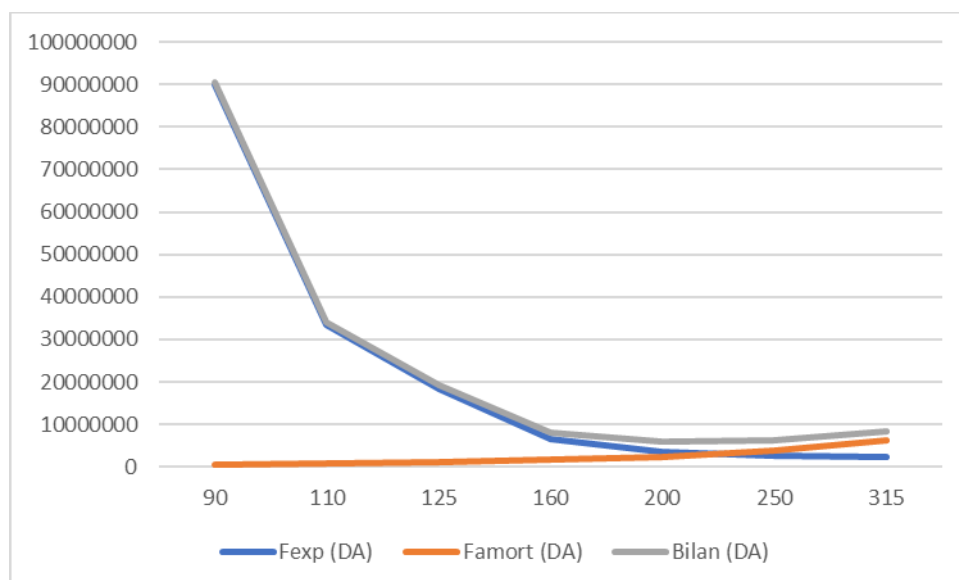
Annexe III.133 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP3 -RT)

Variante 6 : SP3 – RT					
D_{int}(mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
90	720	8000	5760000	0,0888	511488
110	1096	8000	8768000	0,0888	778598
125	1350	8000	10800000	0,0888	959040
160	2250	8000	18000000	0,0888	1598400
200	3370	8000	26960000	0,0888	2394048
250	5400	8000	43200000	0,0888	3836160
315	8750	8000	70000000	0,0888	6216000

Annexe III.134 : Bilan du tronçon (SP3 -RT)

Variante 6 : SP3 – RT			
D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	89938795	511488	90450283
110	33279958	778598	34058556
125	18208451	959040	19167491
160	6577534	1598400	8175934
200	3482825	2394048	5876873
250	2502168	3836160	6338328
315	2185442	6216000	8401442

Annexe III.135 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP3 -RT)



Annexe III.136 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	V (m/s)	Le (m)	$\Delta h_t(m)$
RT-Rex	250	1.22	9200	65

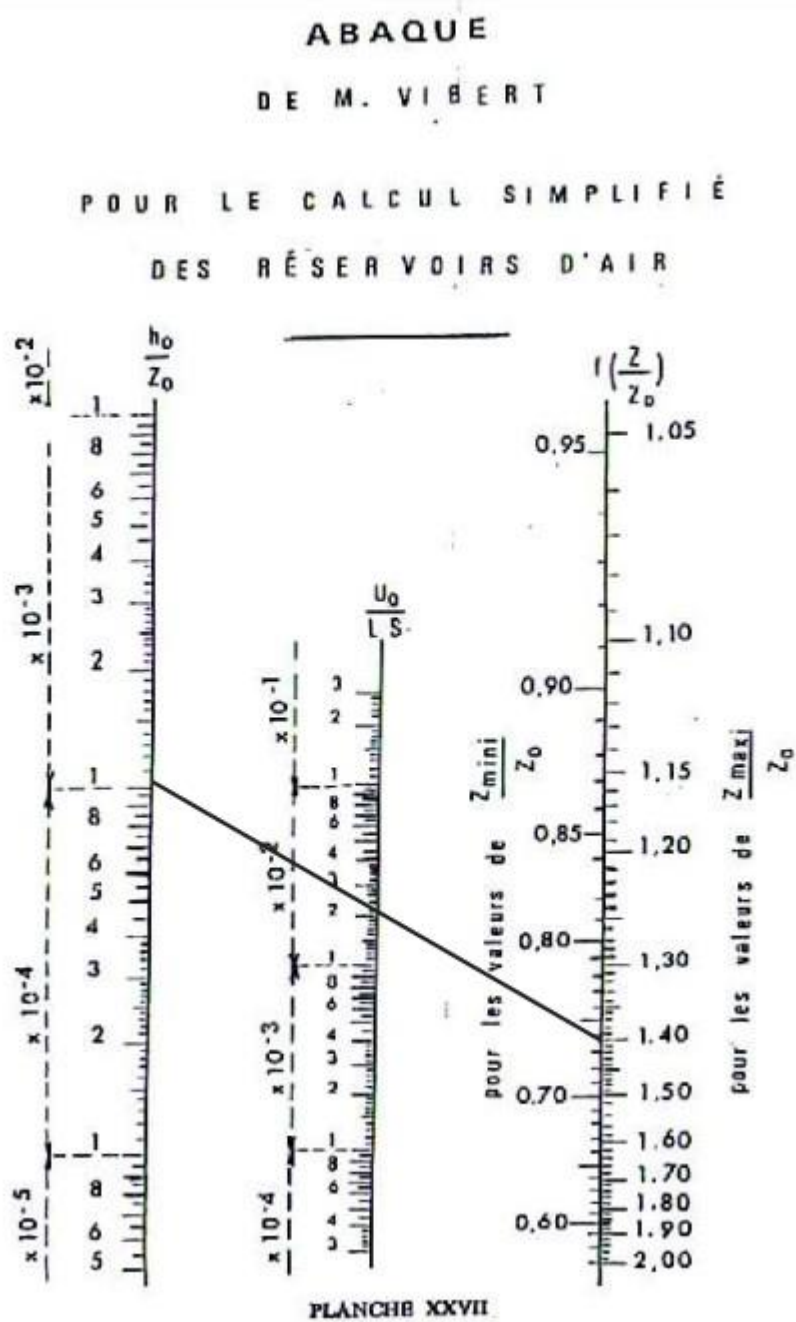
Annexe III.137 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Tronçon	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	F_{Investissement} (DA)
RT-Rex	250	5400	8000	43200000

Annexe III.138 : Les bilans de chaque tronçon

Bilan Total Variante 6	
	Bilan (DA)
Tronçon	Variante 6
N _{Vforage} -SP1	3102453
For-SP1	3183366
SP1-SP2	6125834
SP2-SP3	5838574
SP3-RT	5876873
RT-Rex	43200000
Total	67327100

Annexe VI.1 : abaque de Vibert pour la station du forage



Annexe VI.2 : abaque de Vibert pour la station du Nvforage

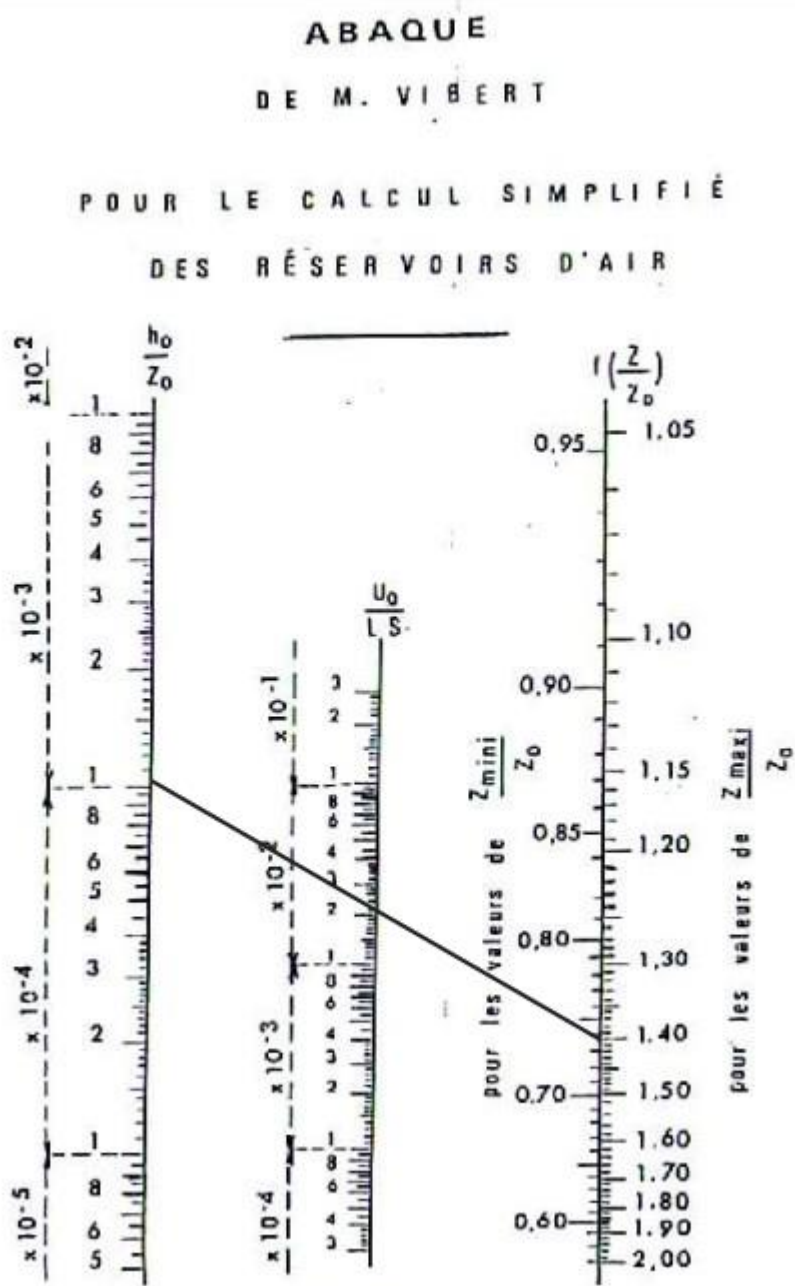


PLANCHE XXVII

Annexe VI.3 : abaque de Vibert pour la station de pompage 1

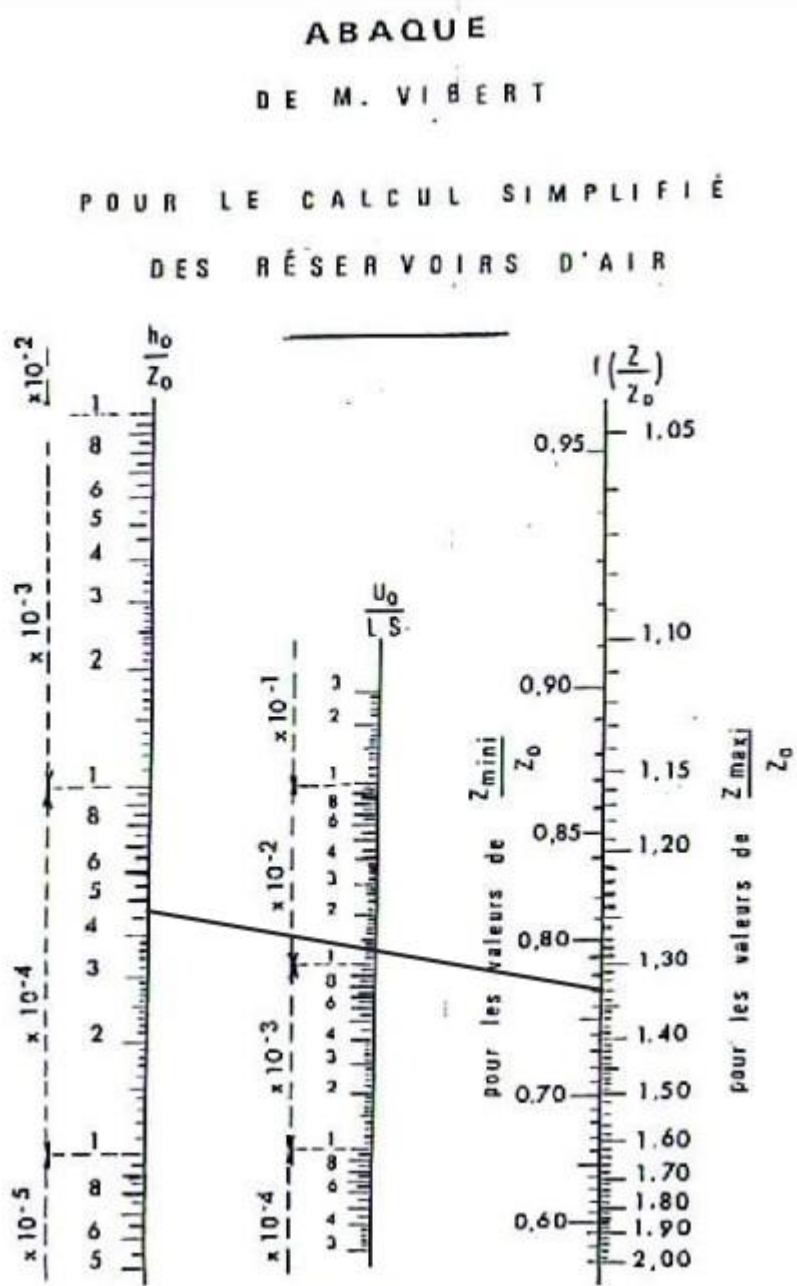


PLANCHE XXVII

