

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université HAMMA LAKHDAR EL-OUED

Faculté de Technologie

Département de : Hydraulique & Génie Civil



MEMOIRE

PRESENTE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER
EN HYDRAULIQUE

**OPTION : Conception et diagnostic de système
D'AEP et d'Assainissement.**

THEME

ETUDE DE RACCORDEMENT DE LA
STATION DE POMPAGE ET LES CHATEAUX
D'EAU DE LA VILLE
D'EL OUED

Dirigé par:

BEBOUKHA YACINE

Présenté par :

SALEMI SALIM

BALI ABDELGHAFOUR

Promotion : Juin 2018



Dédicace

Après cinq ans d'étude et de travail pour devenir des ingénieurs d'Etat en Hydraulique. Nous dédions ce Travail :

A nos très chers parents que Dieu les protège

A nos chers frères et sœurs qui seront toujours présents dans nos pensées, surtout nos chers pères Abdesselam et Mohamed Laïd pour leurs incessants encouragements et soutien, ainsi que nos chères mères en espérant que Dieu les protège.

A notre cher ami et frère L'Ingénieur et chef de centre de l'ADE d'El Oued ZERIBET Abdelahamid, l'encadreur BABOUKHA Yacine .


Au Docteur SALEMI Mohamed Dinouri

*A notre collègue d'étude
MOUMEN BAKOUCHE Salaheddine (Université de Annaba)*

*Aux enseignants de l'Université Hamma Lakhdar d'El oued
Département de l'Hydraulique.*

*A tous nos amis : NIZAR, AYMEN, AHMED,
M.CHAMSEDDINE.*

*A tout les étudiants de l'Université Hamma Lakhdar d'El oued de
la promotion 2018*





Remerciements

Nous remercions tout d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir donné la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Qu'il nous soit permis de présenter nos vifs remerciements à Mr BABOUKHA Yacine d'avoir accepté de nous encadrer lors du présent travail et pour les précieux conseils qu'il a bien voulu nous prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique et ce en dépit de sa lourde charge de travail.

Nous remercions tout particulièrement nos parents, nos professeurs et nos frères, pour leur aide, pour leur patience, leur soutien moral et leur confiance tout le long de notre formation d'ingénieur d'Etat. Nous les remercions très sincèrement, d'avoir tout fait pour que nous réalisions notre rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.

Nous tenons également à adresser nos vifs remerciements à Monsieur ZERIBET Abdelhamid (chef de Centre de l'A.D.E) le Directeur et les Ingénieurs du bureau d'Etudes (ADE Projets) et le chef de projet de AMNHIDE pour leur aide durant la période de collecte des données et tout au long de notre travail de recherche et synthèse.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à notre formation et particulièrement les enseignants du Département Hydraulique de l'Université Hamma Lakhdar d'El oued, et mon respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Enfin, nous ne saurions oublier de remercier tout nos amis qui nous ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à nous aider.

MERCI.



ملخص

الموضوع المقترح مسجل في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف شركة الجزائرية للمياه لولاية الوادي (ADE PROJET)، يسمح بتدعيم مخزون المياه لبلدية الوادي عن طريق تدعيم خزانات هاته البلدية. بعد التعريف بمنطقة الدراسة وتقدير احتياجات المياه في الوقت الحالي و إلى غاية المدى البعيد (2044)، نقوم بتقييم العجز الواجب توفيره، وبناءا على هذا نشرع في حساب أنابيب نقل المياه تقنيا واقتصاديا. بعد ذلك ندرس المنهجية الأمثل لتسيير واستغلال محطة الضخ و وسائل حماية الأنابيب من المطرقة المائية والتأكسد، ونتم عملنا بطرق انجاز المشروع ومختلف العتاد والوسائل اللازمة له والأمن والحماية أثناء العمل.

Résumé

Le thème proposé est enregistré dans le cadre du projet d'approvisionnement en eau potable approuvé par la Société Algérienne des Eaux (ADE PROJET), qui permet la satisfaction de l'approvisionnement en eau d'El Oued en renforçant les réservoirs de cette municipalité

Après avoir présenté notre région d'étude et estimé les besoins actuels de l'agglomération à l'horizon d'étude 2044, nous avons calculé le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau à consommer.

Après quoi nous avons déterminé les conduites d'adduction fonctionnant en refoulement, le choix du tracé qui été arrêté du point de vu technico-économique en parallèle avec la conduite existante, en utilisant la nouvelle approche des frais d'exploitation et d'investissement pour la dimensionner. Les eaux sont relevées par la station de pompage à construire au site de 19 Mars.

Nous étudierons les pompes et les dimensions nécessaires pour cette station et établirons les méthodologies de bonne gestion et exploitation de la station de pompage, ainsi que les moyens de protection contre le coup de bélier et la corrosion de la conduite de refoulement. Nous terminerons notre travail par les méthodes de mise en œuvre,

Abstract

The proposed the me is part of a project approved the drinking water supply by Algerian Water Company (ADE Project), This is to strengthen the existing supply network of Commons city of El Oued.

After presenting our study area and estimate water needs of the city by the year 2044 study, calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed.

ETUDE DE RACCORDEMENT DE LA STATION DE POMPAGE ET LES CHATEAUX D'EAU DE LA VILLE
D'EL OUED

The supply pipe runs suppression ,the chosen route is seen as a point of technical and economic in parallel with the existing pipe is using the new approach to operating costs and investment to the size and the waters are identified by the pumping station to be built at the site of 19 March, we study the pump and the dimensions required for this station.

We will establish methodologies of good management and operation of the pumping station, and means of protection against water hammer and corrosion of the discharge. We will finish our work by the methods of implementation,

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I-1. INTRODUCTION	2
I-2. SITUATION GEOLOGIQUE	2
I-3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE	3
I-3-1. RELIEF	5
I-4. SITUATION CLIMATIQUE	8
I-4-1. Le Climat	8
I-4-2. La température	9
I-4-3. La précipitation	9
I-4-4. Le vent	10
I-4-5. L'évaporation	11
I-4-6. L'humidité relative	11
I-5. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE	12
I-5-1. Nappe Phréatique	12
I-5-2. Nappe du Complexe Terminal	12
I-5-3. Nappe du Continental Intercalaire	13
I-6. SITUATION HYDRAULIQUE	14
I-6-1. Alimentation en eau potable	14
I-6-2. L'évacuation des eaux usées	16
CONCLUSION	16

CHAPITRE II

EVALUATION DE BESOIN EN EAU

INTRODUCTION	17
II-1. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE	17
I-1-1. Population	17
I-1-2. Estimation de la population	12
II-2. EVOLUTION DES BESOINS	19
II-2-1. Besoins domestiques	19
II-2-2. Calcul des besoins totaux (Q_{moyj})	20
II-3. VARIATION DES DEBITS DE CONSOMMATION DANS LE TEMPS	21

II-4. COEFFICIENT D'IRREGULARITE	21
II-4-1. Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max,j}$).....	21
II-4-1. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	22
II-5. DETERMINATION DES DEBITS JOURNALIERS	22
II-5-1.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	22
II-5-2.Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	23
II-6. PRODUCTION	24
II-6-1. Distribution de la production	24
II-6-2. Bilan de la comparaison (Besoin -Production)	25
II-6-3. I.8-3.Bilan de la comparaison (Besoin – Production avec forages).....	26
CONCLUSION.....	27

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION	28
III-1. TYPES D'ADDUCTION	28
III-1-1. Adduction gravitaire	28
III-1-2. Adduction par refoulement.....	28
III-1-3. Adduction mixte	28
III-2. TYPES D'ECOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION.....	28
III-2-1. Ecoulement à surface libre.....	28
III-2-2. Ecoulement en charge.....	29
III-3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX.....	29
III-3-1. Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice)	29
III-3-2. Les conduites en béton précontraint à âme en tôle	29
III-3-3. Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	30
III-3-4. La fonte ductile	30
III-3-5. les tuyaux en polyéthylène ou P.E.H.D	30
III-3-5-1. Caractéristiques et normes	31
III-3-5-2. Avantages du Tuyau annelés en PEHD	31
III-3-5-2-1. Propriétés chimiques	31
III-3-5-2-2. Propriétés mécaniques	31
III-3-5-2-3. Propriétés hydrauliques	32
III-3-5-2-4. Propriétés environnementales.....	33
III-3-5-2-5. Économie et maintenance.....	33
III-3-5-2-6. Économie offerte par la structure du tuyau	33

III-3-5. Choix des matériaux de canalisation	33
III-4. ETUDE DE L'ADDUCTION	34
III-4-1. Etude des couloirs.....	34
III-4-1-1. Proposition des couloirs.....	34
III-4-2. Dimensionnement de l'adduction pour la couloir N°01	35
III-4-2-1.Méthode de calcul.....	35
III-4-2-1-A. Calcul des pertes de charge	37
III-4-2-1-B. Calcul de la hauteur manométrique totale	39
III-4-2-1-C. Frais d'exploitation	39
III-4-2-1-D. Frais d'amortissement	40
III-4-2-2. Dimensionnement de tronçon : S.P de 19 MARS – Point de ramification 'R1'	42
III-4-2-3. III-4-2-3. Dimensionnement de tronçon : Point 'R1'- Château d'eau de Route touggourt.....	44
III-4-2-4. Dimensionnement de tronçon : Point 'R1' – Point 'R2'	47
III-4-2-5. Dimensionnement de tronçon : Point 'R2' – Point 'R3'	49
III-4-2-6. Dimensionnement de tronçon : Point 'R3'- Château d'eau Teksebt.....	52
III-4-2-6. Dimensionnement de tronçon : Point 'R3'- Château d'eau El Gara	55
III-4-2-6. Dimensionnement de tronçon : Point 'R2'- Château d'eau Université.....	58
III-4-3. Détermination de la hauteur manométrique totale de la station de pompage.....	61
III-4-3-1. La hauteur géométrique	61
III-4-3-2. Pertes de charge totales (ΔH_t)	62
III-4-4. Dimensionnement de l'adduction pour la couloir N°02.....	63
III-4-4-1. Méthode de calcul (Modélisation).....	63
III-4-4-2. Préparation du modèle hydraulique.....	63
III-4-4-3. Dimensionnement Adduction	64
III-5. EQUIPEMENTS.....	68
III-5-1. Les ventouses.....	68
III-5-2. Les vannes	68
III-5-2-1. Robinet vanne	68
III-5-2-2. Robinet papillon.....	68
III-5-3. Les ouvrages spéciaux	69
III-5-4. Les joints des conduites en frites béton	69
III-5-5. Stabilisateur de pression aval (réducteur).....	69
CONCLUSION.....	71

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION	72
IV-1-1. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE.....	72
IV-1-2. SITUATION DES OUVRAGES	72
IV-1-3. CHOIX D'EQUIPEMENT HYDROMECHANIQUE ET ENERGETIQUE	72
Généralités.....	72
IV-1-4. CHOIX DU TYPE DE POMPE.....	73
IV-1-5. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES	73
IV-1-6. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES	74
IV-1-7. COUPLAGE DES POMPES	76
IV-1-7-1. Couplage en parallèle.....	76
IV-1-7-2. Couplage en série	76
IV-1-8. OPTIMISATION DES POMPES AUX CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DONNEES	76
IV-1-8-1. Débit disponible > Débit appelé.....	76
IV-1-8-1-1. Mode de réglage par vannage	77
IV-1-8-1-2. Mode de réglage par rognage.....	77
IV-1-8-1-3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	78
IV-1-8-1-4. Changement du type de la pompe	78
IV-1-8-2. Débit disponible < Débit appelé.....	78
IV-1-8-3. Réglage par la diminution de la vitesse de rotation	79
IV-1-8-4. Pertes de charge totales	79
IV-1-9. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES APRES OPTI MISATION	79
IV-1-10. ENCOMBREMENT DE LA POMPE	81
IV-1-11. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE.....	82
IV-1-11-1. Critères de choix du moteur électrique	82
IV-1-11-2. Vitesse de rotation du moteur	82
IV-1-11-3. Puissance fournie par le moteur	82
IV-2. EXPLOITATION DE LA STATION DE POMPAGE.....	86
IV-2-1. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE	86
IV-2-1-1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages	86
IV-2-1-1-1. Contrôle hebdomadaire.....	86
IV-2-1-1-2. Contrôle semestriel	87
IV-2-1-1-3. Nettoyage	87

IV-2-2. RECOMMANDATIONS PARTICULIERES ET INCOMPATIBILITES	87
IV-2-2-1. Généralités.....	87
IV-2-2-2. Équipements particuliers.....	88
IV-2-2-3. Télétransmission	88
IV-2-2-4. Maintenance.....	88
IV-2-3. CONSIDERATIONS PARTICULIERES	89
IV-2-3-1. Vibration des pompes	89
IV-2-3-2. Bruit de pompe	89
IV-2-3-3. Collaboration avec le constructeur de pompes	90
IV-2-4. TEST DES POMPES	90
IV-2-4-1. Conditions de tests.....	90
IV-2-4-1-1. Tests à la production	91
IV-2-4-1-2. Champ d'application des tests, point de fonctionnement.....	91
IV-2-5. NOTE DE CALCUL AVEC VARIATION ELECTRONIQUE DE VITESSE (VEV).....	91
IV-2-6. AVANTAGES DE LA VARIATION DE VITESSE	92
IV-2-7. PRECAUTIONS D'INSTALLATION	93
CONCLUSION.....	96

CHAPITRE V

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

INTRODUCTION	97
V-1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER	97
V-1-1. Définition	97
V-1-2. Origines des coups de bélier	97
V-1-3. Amplitude des coups de bélier.....	98
V-1-4. Risques dus aux coups de bélier	98
V-1-5. Risques pour un refoulement	99
V-1-6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	100
V-1-7. Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection.....	102
V-1-7-1. Observations sur les ballons	102
V-1-7-2. Observations sur les clapets d'entrée d'air	102
V-1-8. Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier	103
V-1-8-1. Règles 1 : Pression minimale admissible.....	103
V-1-8-2. Règles 2 : Maintenance.....	103
V-1-8-3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection.....	103

V-1-8-4. Règles 4 : Recommandations diverses.....	103
V-1-9. Calcul des réservoirs d'air	104
V-1-9-1. Dimensionnement de réservoir d'air	104
V-1-9-2. Détails du réservoir d'air	105
V-1-9-3. Installation du réservoir d'air.....	106
V-1-9-4. Documents pour une étude de protection	107
V-2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION	107
V-2-1. Généralités	107
V-2-2. Protection cathodique	107
V-2-2-1. Principe de la corrosion électrochimique.....	108
V-2-2-2. Protection par anodes sacrificielles.....	108
V-2-2-3. Systèmes de protection par courant impose.....	109
V-2-2-4. Intérêt des revêtements associés à la protection cathodique.....	110
V-2-3. Les revêtements organiques.....	110
V-2-3-1 Les peintures et vernis	111
V-2-3-2. Les bitumes	111
V-2-3-3. Les revêtements polymériques.....	111
CONCLUSION.....	112
CONCLUSION GENERALE.....	113

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.01: Carte topographique de la vallée du Souf.	04
Figure I.02: La géographie du Souf et de EL-Oued.....	06
Figure I.03: Le plan de masse et la position topographique de El-Oued.....	07
Figure I.04: Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C)	09
Figure I.05: Moyennes mensuelles des pluies en (mm).....	10
Figure I.06: Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s)	10
Figure I.07: Evaporations moyennes mensuelles du Souf durant la période.....	11
Figure I.08: Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm).....	12
Figure I.09: Le Système Aquifère du Sahara Septentrional	13

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOIN EN EAU

Figure II.01 : Prévision de la population de la zone haute.....	18
Figure II.02: Les besoin journalières domestiques en fonction de l'horizon.....	20
Figure II.03: Les débits moyens journaliers en fonction de l'horizon.....	21
Figure II.04: Comparaison (besoin – production).....	25
Figure II.05 : Comparaison (besoin – production avec forages)	26

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

Figure III.01: Visualisation de la pression et le vitesse dans le réseau.....	66
Figure III.02: Visualisation de le Demande Base et le Diamètre dans le réseau	67
Figure III.03: Régulateur de pression aval.....	70

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Figure IV.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM 125/ 2 B pour couloir 1	75
Figure IV.02: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM 150/ 2 E pour couloir 2	75
Figure IV.03: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM 125/ 2 B pour couloir N°01 après optimisation.	80
Figure IV.04: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM 150/ 2 E pour couloir N°02 après optimisation	80
Figure IV.05: Encombrement de la pompe PM 125/ 2 B.CAPRARI.....	81
Figure IV.06: Encombrement de la pompe PM150/2E.CAPRARI	82
Figure IV.07: Electropompe sur socle pompe (PM 125/ 2B)	84
Figure IV.08: Electropompe sur socle pompe (PM150/2E)	85

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

Figure V.01: Réservoir hydropneumatique.....	100
Figure V.02: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	101
Figure V.03: Soupape de décharge type LEZIER.	101
Figure V.04: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	106
Figure V.05: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	106
Figure V.06: Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.....	109
Figure V.07: Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.....	109
Figure V.08: Principe de la protection cathodique à courant imposé.	110

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.01: Données climatiques moyenne de la région de Oued Souf entre 2005 et 2014	08
Tableau I.02: Les caractéristiques des nappes d'El-Oued.....	14
Tableau I.03: Caractéristiques du champ de captage.....	15
Tableau I.04: Caractéristiques des pompes installées au niveau des forages et leurs débits d'exploitation	15

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOIN EN EAU

Tableau II.01 : La population de zone pour différents horizons.....	18
Tableau II.02 : Les besoin domestique pour différents horizons.....	19
Tableau II.03 : Débits moyen journalières des différents horizons.	20
Tableau II.04 : débits maximums journalières des différents horizons	23
Tableau II.05 : débits minimums journalières des différents horizons	23
Tableau II.06 : Production à partir de la station de pompage (19 MARS)	24
Tableau II.07 : Débits besoins de secteurs zone de El-Oued	24
Tableau II.08 : Bilan de la comparaison (Besoin - Production).	25
Tableau II.09 : Bilan de comparaison (Besoin – Production avec forages).....	26

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

Tableau III.01: Valeurs du coefficient k de la formule de Calebrook	38
Tableau III.02: Calcul de la HMT du tronçon S.P – Point 'R1'	42
Tableau III.03: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P – Point 'R1'	43
Tableau III.04: Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P – Point 'R1'	43
Tableau III.05: Bilan du tronçon S.P – Point 'R1'	44
Tableau III.06: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt	45
Tableau III.07: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.	45
Tableau III.08: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.	46
Tableau III.09: Bilan du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.....	46
Tableau III.10: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'	47
Tableau III.11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'.	48
Tableau III.12: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'	48
Tableau III.13: Bilan du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'	49
Tableau III.14: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R2' – Point 'R3'	50
Tableau III.15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R2' – Point 'R3'	50

Tableau III.16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R2' – Point 'R3'	51
Tableau III.17: Bilan du tronçon Point Point 'R2' – Point 'R3'	51
Tableau III.18: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R3'- Château d'eau teksebt.....	52
Tableau III.19: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R3'- Château d'eau teksebt.....	53
Tableau III.20: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R3'- Château d'eau teksebt.....	53
Tableau III.21: Bilan du tronçon Point 'R3'- Château d'eau teksebt	54
Tableau III.22: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R3'- Château d'eau El Gaara	55
Tableau III.23: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R3'- Château d'eau El- Gara.....	56
Tableau III.24: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R3'- Château d'eau El Gara.....	57
Tableau III.25: Bilan du tronçon Point 'R3'- Château d'eau El Gaara	57
Tableau III.26: Calcul de la HMT du tronçon 'Point 'R2'- Château d'eau université	59
Tableau III.27: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R2'- Château d'eau université ..	59
Tableau III.28: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R2'- Château d'eau université	60
Tableau III.29: Bilan du tronçon Point 'R2'- Château d'eau universite.....	60
Tableau III.30: Calculs des hauteurs manométriques totales pour différents réservoirs	62
Tableau III.31: Calculs des ΔH des vannes de régulation et leurs emplacements.....	63
Tableau III.32: État des arcs du réseau	64
Tableau III.33: État des nœuds du réseau	65

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Tableau IV.01: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	74
Tableau IV.02: Variation de R en fonction de N_s	78
Tableau IV.03: Caractéristiques des pompes avant et après optimisation.....	79
Tableau IV.04: Dimensions des organes de la pompe PM125/2B.CAPRARI.....	81
Tableau IV.05: Dimensions des organes de la pompe PM150/2E.CAPRARI	82
Tableau IV.06: Coefficient de correction en fonction de la puissance	83
Tableau IV.07: Différentes distances d'électropompe sur socle pompe (PM 125/2B)	85
Tableau IV.08: Différentes distances d'électropompe sur socle (PM150/2E).	86
Tableau IV.09: Les risques, les causes et les solutions de la VEV.....	93
Tableau IV.10 : La fiche technique pour couloir 1	94
Tableau IV.11: La fiche technique pour couloir 2.....	95

LISTE DES ANNEXES

Annexe (I) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)

Annexe (II) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air

Annexe (III) : Fiche des travaux en sécurité

Annexe (IV) : Le débit global des forages artésiens de l'ADE.

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique des différents tronçons de l'adduction.

Planche N° 2 : Profils en long de l'adduction d'el oued.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La principale question que nous nous proposons d'aborder dans le présent travail consiste à démontrer la satisfaction des ressources en eau participantes dans l'approvisionnement des populations en l'eau potable en Algérie.

Cette approvisionnement trouve son fondement dans la croissance accélérée et anarchique des principales agglomérations de l'Algérie en général et de la Ville d'El Oued en particulier au cours des dernières années, qui doit être accompagnée d'un développement adéquat des réseaux urbains d'adduction d'eau. Ce problème est particulièrement préoccupant dans le commune urbaine de la ville d'El Oued, plus particulièrement dans le commune densément peuplées d'El Oued, c'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre étude à trouver une solution pour combler les besoins, par la constriction d'une station de pompage et la projection d'une conduite d'adduction véhiculant ce déficit en parallèle avec la conduite existante, avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour cette adduction.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Présentation de la région d'étude (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique), et la proposition des problématiques dans le chapitre I.

Le calcul des besoins en eau de chaque localité de distribution à l'année de référence, l'année actuelle et à l'horizon d'étude 2044, avec la détermination des définites, Les différents calculs sont traités et présentés successivement dans le chapitre II.

Le choix du tracé et le type des matériaux des canalisations, l'étude technico-économique pour le dimensionnement des conduites de refoulement sont exposés dans le chapitre III.

La détermination de type et nombre des pompes, l'application des modes de réglages et le dimensionnement de la station de pompage sont exposés dans le chapitre IV.

Dans ce chapitre, on proposant quelques recommandations et précautions pour une bonne gestion exploitation de la station de pompage.

La station de pompage et la conduite d'adduction doivent être protégées contre le phénomène transitoire et la corrosion, cette protection est faite dans le chapitre V.

Enfin. Ce présent travail est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I-1. INTRODUCTION

La région d'Oued Souf (avec comme chef lieu El Oued) est aride, fait partie du Sahara n septentrional de l'Algérie avoisinant la Tunisie et la Libye. Elle est située au Sud-est du Sahara algérien [Figure 1] et s'étend sur 3000 km² dans une configuration géologique caractérisée par une topographie plane et sans exutoire, elle a une superficie de 54 573 km² et comptait 770 740 habitants en 2014 (L'encyclopédie libre, 2018). Elle contient 12 Daïra et 30 communes, parmi ses communes figure EL-Oued , dont on a proposé le projet d'Eau Potable de notre étude.

Au cours de ce chapitre, nous nous présentons les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

I-2. SITUATION GEOLOGIQUE

Selon DREUX (1980), les facteurs édaphiques d'une région influent sur la variabilité écologique des communautés biologiques. Ils constituent toutes les propriétés physico-chimiques d'un sol. En d'autres termes, ils concernent les caractéristiques géologiques et lithologiques qui jouent un rôle important dans la pédogénèse. La région d'Oued Souf se situe dans une mer de sable, de couleur jaune ocre, issue de dépôts quaternaires.

Dans la région d'Oued Souf, les conditions tectoniques et paléogéographiques ont permis la mise en place d'une série sédimentaire à caractère lithologique divers et variable dans le temps, plutôt calme, régulière et homogène , Ces caractéristiques ont favorisé la formation dans la région d'Oued Souf et dans tout le Bas Sahara plusieurs terrains aquifères à comportement hydrodynamique variable en fonction de leurs faciès (O.N.A, 2003).

D'après GUENDOUIZ et al (1992), le bassin oriental du Bas Sahara, entre la dorsale du M'Zab et les reliefs du Dahra, les formations post - turoniennes constituent un système aquifère généralement indépendant du Continental Intercalaire. Il se caractérise par les formations géologiques suivantes :

- **Secondaire** : il est constituée des plusieurs couches dont ; Barrémien, Aptien, Albien, Draconien, Cénomaniens, Turonien et Sénonien.
- **Tertiaire** : il est constitué par deux couches Eocène et Mi pliocène.
- **Quaternaire** : il est représenté par des dunes de sable récentes. On y trouve des grès beiges ou blanchâtres, des sables fins à moyens, de couleur beige et de paillettes de gypse. Les terrains quaternaires représentent la couverture superficielle qui se localisent surtout au niveau des dépressions, et couvrent la plus grande extension au

niveau du Bas Sahara, et sont formés d'un matériel alluvial et éolien. Les nappes phréatiques sont contenues généralement dans ces niveaux.

D'après l'étude des conditions climatiques et les formations géomorphologique de cette région la pédogenèse n'est pas très active en raison de la faible pluviosité et d'un couvert végétal très faible. Elle est fortement influencée par la nature lithologique des éléments sous-jacents.

I-3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La vallée du Souf est caractérisée par une topographie plane, monotone et sans exutoire (MESSEKHER et MENANI, 2010). Selon BOUBIR et al (2009), le site où se trouve la ville d'El-Oued est caractérisé topographiquement par une faible pente (Fig. 1). Par conséquent , cette situation crée des problèmes d'évacuation des eaux , notamment dans la ville d'El Oued. Cette région sablonneuse, a une altitude moyenne de 80 m, possédant des dunes qui dépassent parfois les 100 m de hauteur ; et le plus « haut sommet » de Oued Souf est une dune de 127 m située à 2 km au sud d'Amiche , accusant une diminution notable du sud au nord pour être de 25 m au-dessous du niveau de la mer dans le Chott Melghir, qui occupe le fond de l'immense bassin du Bas Sahara (DHW, 2012).

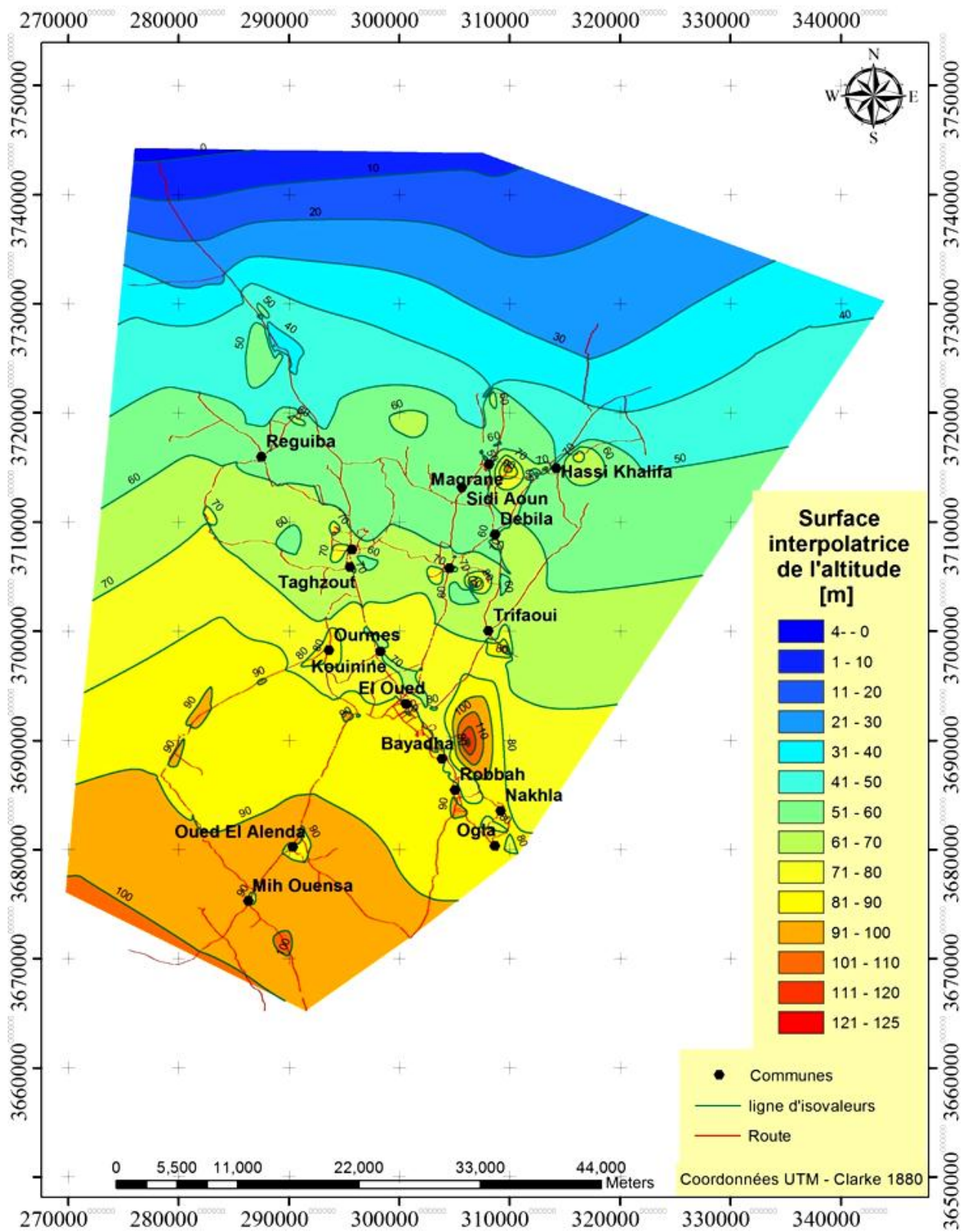


Figure I.01: Carte topographique de la vallée du Souf (DHW, 2012)

I-3-1. RELIEF

Le relief du Souf ainsi que El-Oued [Figure 2], est très simple dans sa disposition générale, et est caractérisé par les massifs dunaires où prédominent les formes douces. Ceux-ci peuvent atteindre par endroit 100 m de hauteur. Le relief de la ville d'El Oued est caractérisé par l'existence de trois principales formes :

- Une région sableuse : qui se présente sous un double aspect ; l'Erg et le Sahara.
- Une forme de plateaux rocheux : qui s'étend vers le Sud avec une alternance de dunes et de crêtes rocheuses.
- Une zone de dépression: caractérisée par la présence d'une multitude de chotts qui plongent vers l'Est.

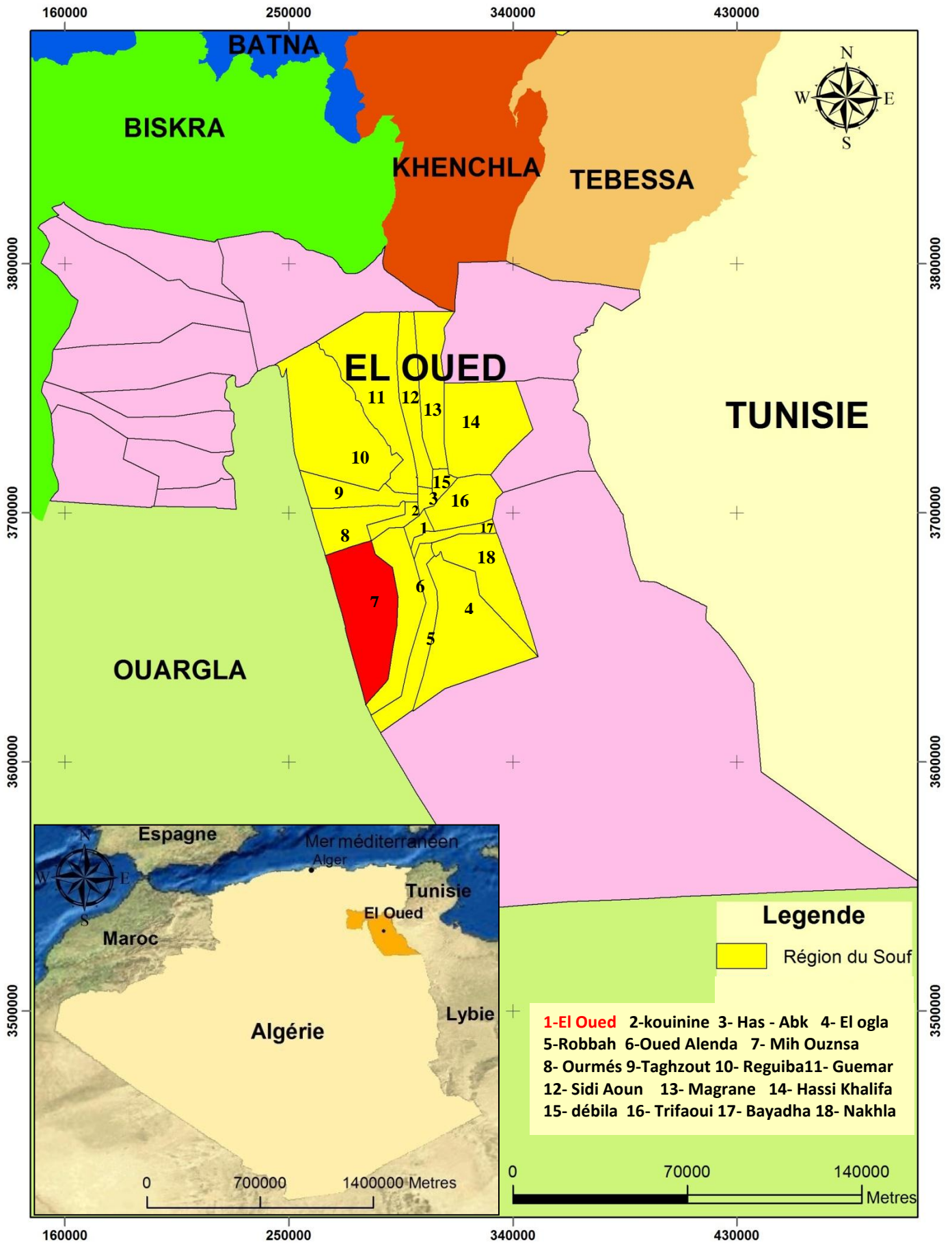


Figure I.02: La géographie d'EL-Oued.

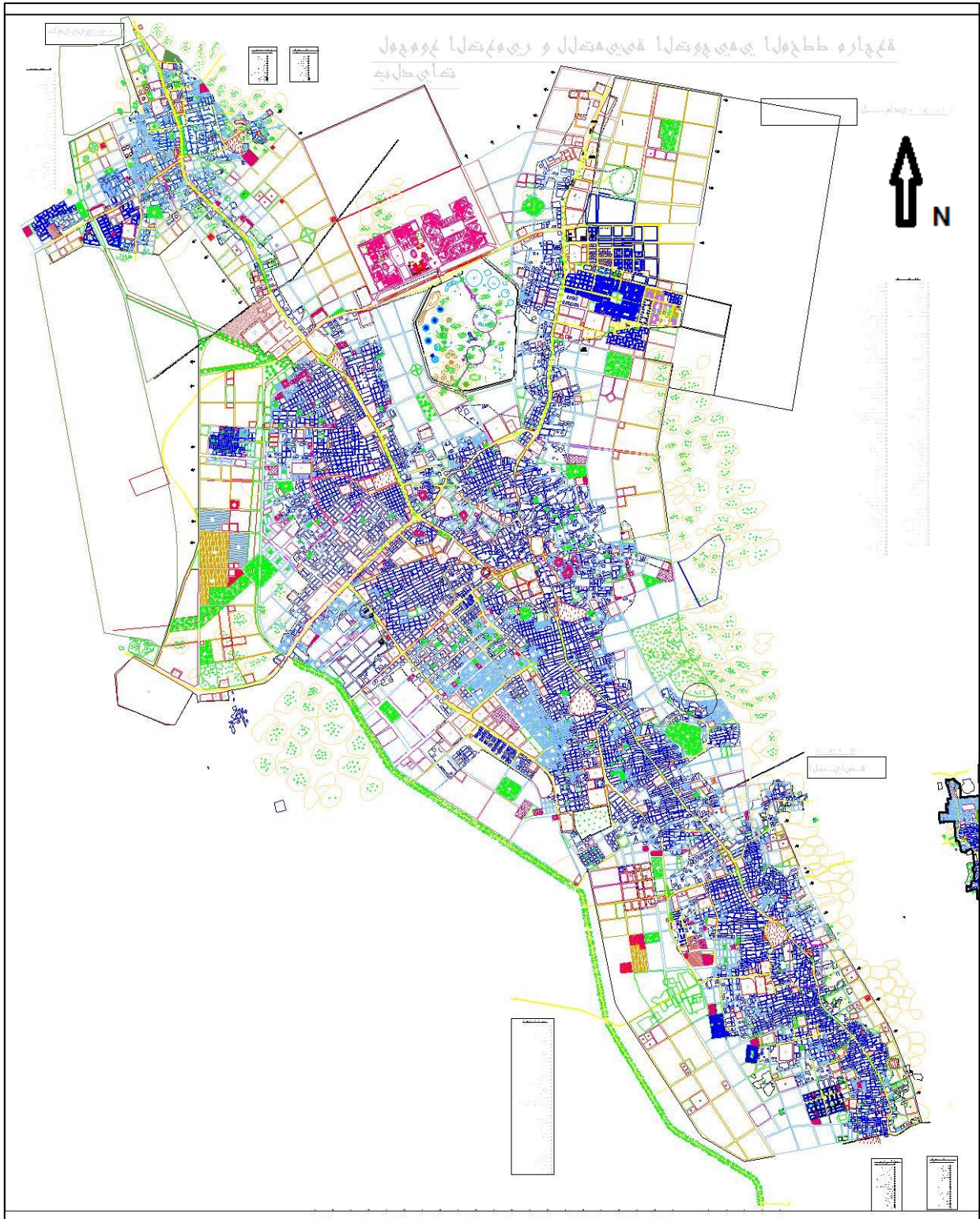


Figure I.03: Le plan de masse et la position topographique de El-Oued.

Notons que : l'altitude diminue du sud vers le Nord et de l'Ouest vers l'Est pour devenir négative au niveau des chotts..

I-4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE

L'étude climatologique est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

I-4-1. Le Climat

En général, le Sahara est caractérisée par un déficit hydrique dû à la faiblesse des précipitations, à l'évaporation intense, aux fortes températures et à la grande luminosité (TOUTAIN, 1979).

Oued Souf présente un climat désertique avec un hiver froid et un été chaud. L'aridité s'exprime non seulement par des températures élevées en été et par la faiblesse des précipitations, mais surtout par l'importance de l'évaporation due à la sécheresse de l'air. Celle-ci y contraste en saison froide avec l'humidité du sol (NADJAH, 1971).

L'analyse des données climatiques enregistrées durant 10 ans, de 2005 à 2014 par l'office national de météorologie à Guemar au nord de la ville de Oued Souf, nous ont permis d'étudier les paramètres climatiques suivants :

Tableau I.01 Données climatiques moyenne de la région de Oued Souf entre 2005 et 2014 (O.N.M. El-Oued Guemar, 2015)

Mois	Paramètres climatiques							
	Températures (°C)			Humidité (%)	Vents (km/h)	Précipitations (mm)	Evaporation (mm)	Insolation (heure)
	Min	Moy	Max					
Janvier	5,23	17,61	11,42	62,44	17,27	20,88	79,06	236,29
Février	6,30	19,32	12,81	54,08	17,36	1,32	96,22	237,15
Mars	10,52	24,05	17,28	48,58	18,09	7,21	142,71	255,86
Avril	14,69	28,62	21,65	45,85	19,64	11,58	206,26	277,74
Mai	18,81	33,33	26,07	40,52	18,82	1,65	255,73	307,98
Juin	23,57	38,54	31,06	36,29	18,30	0,99	299,29	341,22
Juillet	27,09	42,15	34,62	33,42	15,60	0,16	333,95	358,89
Aout	26,64	41,06	33,85	37,35	17,73	2,65	307,93	332,93
Septembre	22,63	35,47	29,05	47,56	17,10	7,49	199,98	265,51
Octobre	17,65	30,61	24,13	53,60	15,44	7,36	146,75	251,97
Novembre	10,21	22,97	16,59	57,78	14,00	6,93	98,33	241,83
Décembre	6,05	17,92	11,98	63,42	15,27	7,73	78,65	220,06
Moyenne	15,78	29,30	22,54	48,41	17,05	75,95	2244,8	277,29

I-4-2. La température

D'après le tableau I, la région de Oued Souf est caractérisée par des températures très élevées. La température moyenne annuelle est de 22,54 °C par mois. Les données des températures mensuelles relevées sous abri montrent que le mois le plus chaud est juillet avec une température moyenne de 34,62 °C, un maxima de 42,15 °C et un minima de 11,42 °C. La période qui s'étale du mois de novembre au mois d'avril correspond à la période froide avec un minimum durant le mois de janvier de (11,42 °C), alors que la période chaude commence à partir du mois de mai et s'étale jusqu'au mois de septembre (Tabl.I).

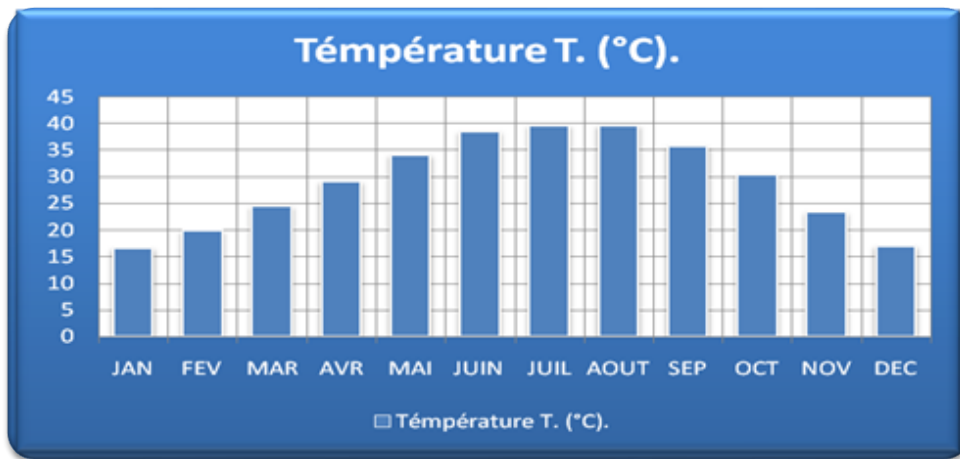


Figure I.04 : Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C).

I-4-3. La précipitation

Les précipitations sont caractérisées par leurs raretés et leurs extrêmes variabilité de 0.26 à 13.80mm (tableau 1), leurs répartition et marquées par une sècheresse quasi absolue notamment aux mois de Juin, de Juillet et d'Août. Un maximum aux mois de Janvier avec 24,14 mm. La moyenne annuelle est de l'ordre de 6mm [Figure 4].

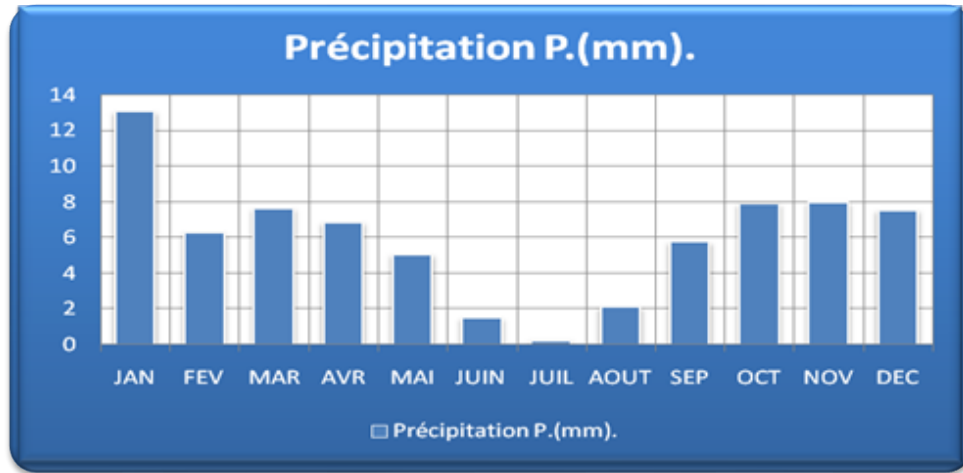


Figure I.05: Moyennes mensuelles des pluies en (mm).

I-4-4. Le vent

Selon le tableau I, nous remarquons que les vents sont fréquents durant toute l'année. Les vitesses les plus élevées sont enregistrées durant la période allant de mars jusqu'à août, avec un maximum de 19,64 km/h durant le mois d'avril.

Généralement, c'est au printemps que les vents sont les plus forts et sont chargés de sable, avec une vitesse pouvant aller de 14 à 19 km / h. Ces vents violents peuvent produire des effets préjudiciables sur les cultures de la région, et engendrer une dynamique éolienne intense. Pour échapper à cette situation dégradante, il serait utile d'envisager l'installation d'une protection climatique, en vue de réduire les effets des conditions climatiques sévères.

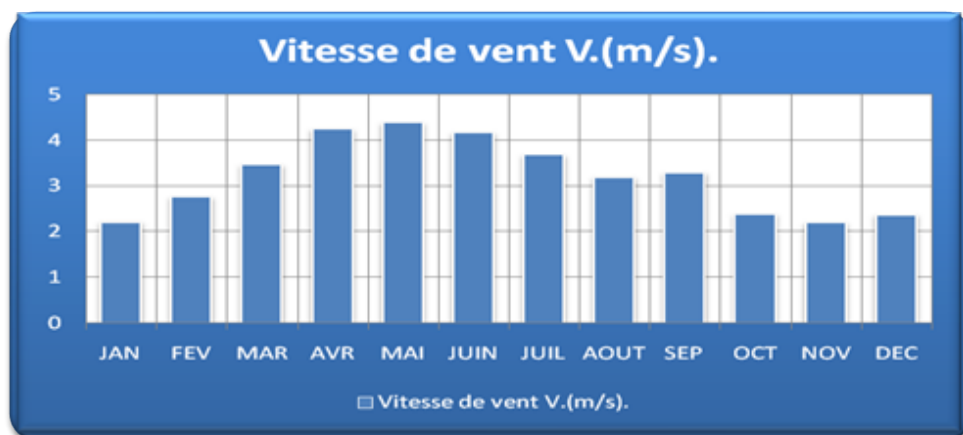


Figure I.06: Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s).

I-4-5. L'évaporation

L'évaporation est importante, pouvant atteindre atteignant à Oued Souf une ampleur considérable, car ce phénomène physique rencontre ici les conditions nécessaires optimales : la moyenne annuelle est de 2244,85 mm, le maximum est atteint au mois de juillet, avec une moyenne de 333,95 mm, avec des minima enregistrés durant mois de décembre avec une valeur de 78,65 mm (Tabl. I).

L'évaporation est favorisée par les fortes températures et les vents desséchants fréquents. Elle correspond à plus de 29 fois la pluviométrie annuelle. Cette situation traduit un écart très important entre l'évaporation et les précipitations, ce qui engendre un déficit hydrique considérable, justifiant les forts besoins en eau des cultures.

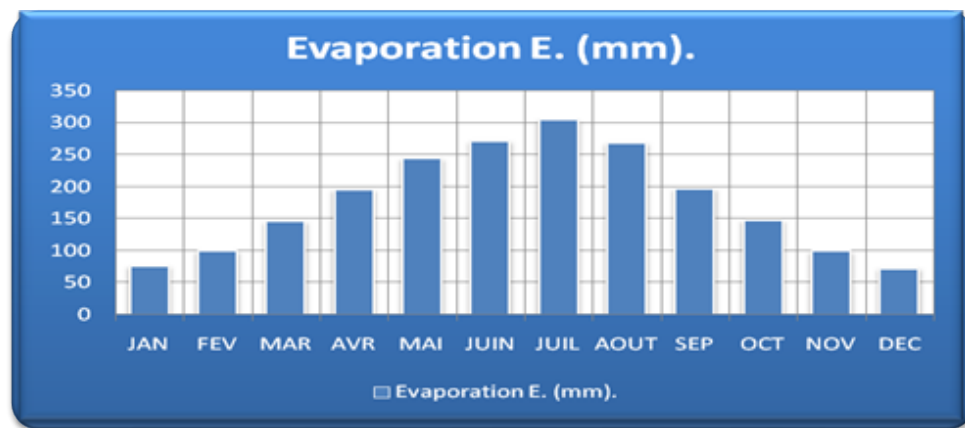


Figure I.07: Evaporations moyennes mensuelles du Souf durant la période .

I-4-6. L'humidité relative

L'humidité de l'air est faible dans la région du Souf. La moyenne annuelle est de l'ordre de 48,41 % (Tabl. I). Elle varie sensiblement en fonction des saisons de l'année. En effet, pendant l'été, elle chute jusqu'à 33,42% au mois de juillet, sous l'action d'une forte évaporation et des vents chauds; alors qu'en hiver, elle s'élève et atteint une moyenne maximale de 63,42 % au mois de décembre (Tabl. I).

Au vu de ce qui précède, on remarque que l'évapotranspiration est beaucoup plus importante que l'humidité de l'air dans la région d'étude. Cela se traduit par des besoins en eau des cultures croissants

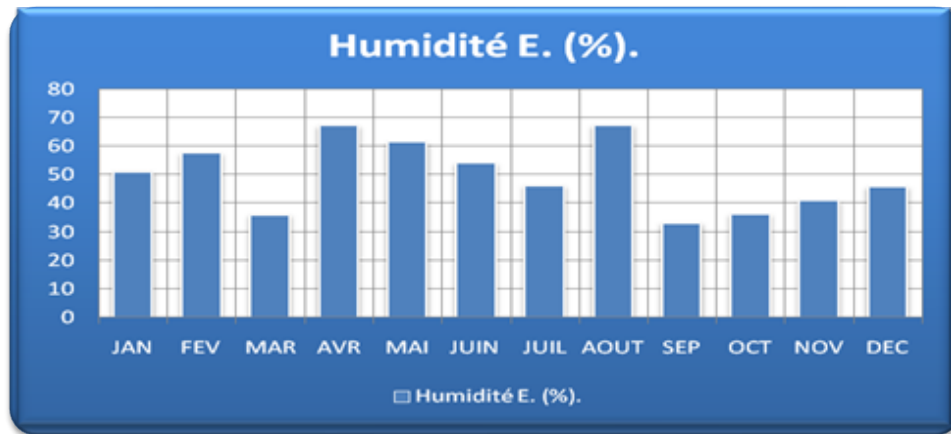


Figure I.08 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) .

I-5. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE

Le Sahara septentrional Algérien se caractérise par un système aquifère composé de deux importantes nappes profondes, qui sont la nappe du Continental Intercalaire (CI) et celle du Complexe Terminal (CT) [Figure 9] s'étendent sur des superficies respectivement 700 000 km² (épaisseur peut atteindre 1000 m) et 350 000 km² (profondeur oscillant entre 100 et 500 m), les réserves théoriques des deux aquifères sont estimées à près de 60 000 milliards de m³ (Khadraoui, 2006).

I-5-1. Nappe Phréatique

La nappe phréatique présente dans toute l'oasis du Souf correspond essentiellement à la partie supérieure des formations Continentales déposées à la fin du Quaternaire, avec une profondeur variable entre 10 et 40 mètres.

Cette nappe est la source principale d'irrigation d'importantes palmeraies, elle est surtout exploitée par des puits traditionnels, qui sont au nombre de 10000.

La profondeur du toit de cette nappe, d'après les coupes géologiques, dépasse parfois 20 mètres. La circulation des eaux dans cette nappe est relativement lente sur toute la région du Souf particulièrement dans les zones caractérisées par l'existence de lentilles argileuses qui influent sur la perméabilité des sables. Excepté dans la région des Chotts. La nappe phréatique est présente sur toute la zone d'étude.

I-5-2. Nappe du Complexe Terminal

Elle est composée des trois nappes: les deux premières correspondent aux nappes des sables d'âge Mio-Pliocène et Pontien, la troisième est la nappe des calcaires d'âge Senono-Éocène.

La première correspond à la formation supérieure du Complexe Terminal (CT), elle est constituée par du sable peu grossier se trouve à une profondeur moyenne de 280 m, cette nappe du Mio-Pliocène couvre presque tout le Souf. La deuxième nappe de sable est d'âge Potier (Eocène Supérieur). Elle prend position entre la 1ère et la nappe de calcaire. Sa profondeur varie entre 400 et 480 m avec une épaisseur moyenne de 50m.

I-5-3. Nappe du Continental Intercalaire

Elle est située à une profondeur allant de 1400m à 1800m. On l'appelle nappe albienne. L'eau de cette nappe est chaude (40 à 60 °C), elle présente un handicap majeur pour l'irrigation qui demande un refroidissement.

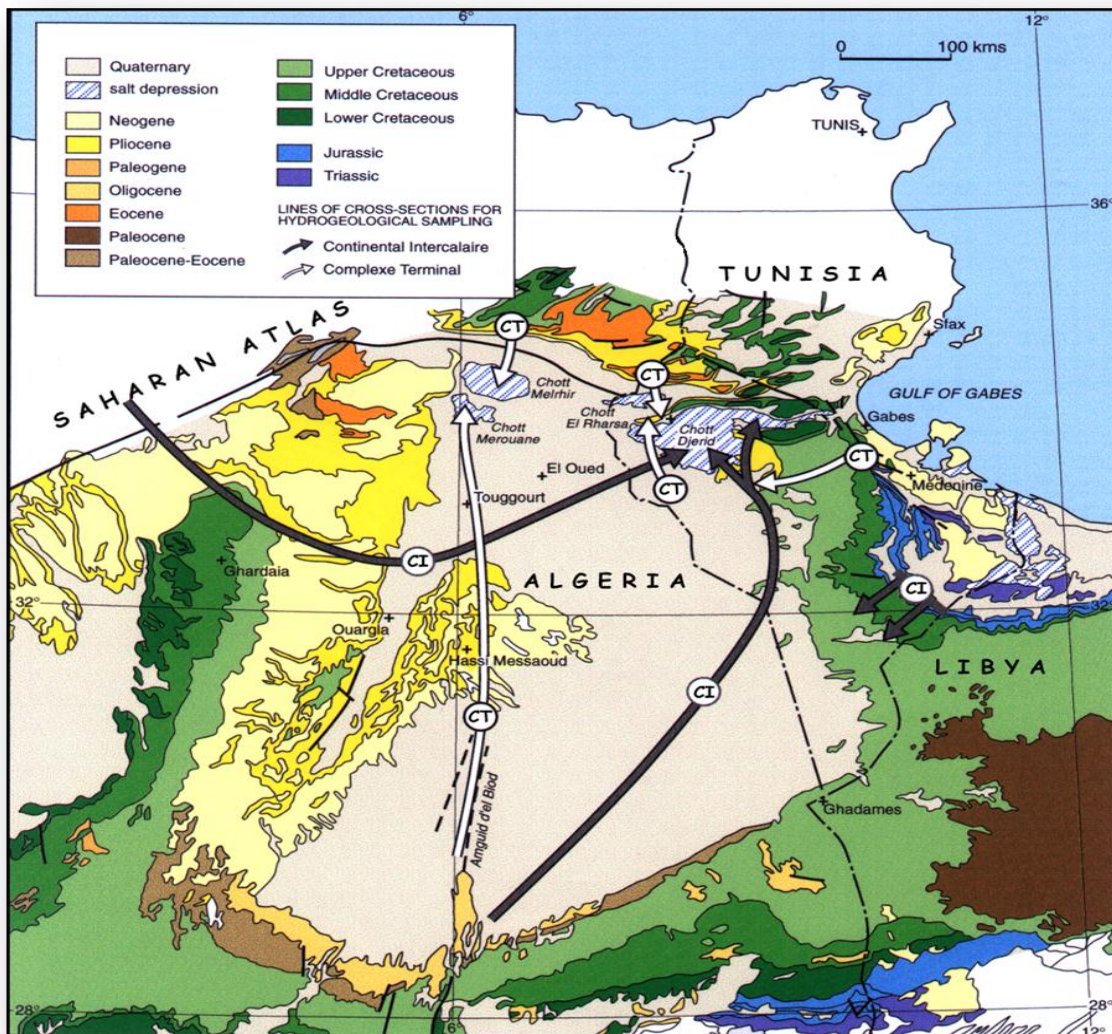


Figure I.09 : Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz et al, 2003).

L'étude hydrogéologique est un facteur très important pour la stabilité du réseau d'assainissement. Le tableau 2 présente les caractéristiques concernant les deux nappes souterraines (CT, CI) de la zone d'étude.

Tableau I.02: Les caractéristiques des nappes d'El-Oued (ANRH, 1989)

Nappe Caractéristiques	Complexe Terminal (CT)	Continental Intercalaire (CI)
Température (°C)	22	70
Salinité (g/l)	4.5	1.95-2
Profondeur (m)	Plus de 140	Plu de 1200

I-6. SITUATION HYDRAULIQUE

I-6-1. Alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de El-Oued est assurée par un champ de captage composé de 03 forages, et ils sont situés au centre de la ville. Ils sont équipés aussi d'une station de pompage qui alimente un réservoir surélevé de 1500 m³. Les trois forages refoulent leurs débits vers le réservoir surélevé en moyennant de deux conduites d'adduction en amiante ciment de 150mm et 200 mm de diamètre, et d'une longueur de 1050 ml.

Le réseau de distribution est de type ramifié. La conduite principale est caractérisée par deux types de matériaux, PVC de diamètre varient entre 110-160 mm, et AC de diamètre égale à 150 mm. Les conduites secondaires en PVC de diamètre varient entre 90-40 mm.

Les caractéristiques des forages du champ de captage et ces cordonnées sont réunies dans ce tableau.

Tableau I.03: Caractéristiques du champ de captage

Caractéristique	Forage n°1	Forage n°2
Date d'exploitation	1985	1993
La profondeur	285m	220m
Les Cordonnées	X=874m, Y=296 , Z=95m	X= 875m, Y=294 m, Z=100m
Niveau statique	7,5 m	25,50m
Niveau dynamique	40,85m	45,50m
Afflux du réservoir	40L/ s	45L/s

Les caractéristiques des pompes du Champ de captage sont reproduites sous forme de tableau 04.

Tableau I.04: Caractéristiques des pompes installées au niveau des forages et leurs débits d'exploitation.

Caractéristique	Pompe n°1	Pompe n°2
Le type	ATURIAXN8L4F.	XNCL8LA7
Le débit (Q)	33,33 L/s.	30 L /s.
Hauteur manométrique	61 m.	61 m.
La puissance	30 kw.	45 kw.

Notons que : Vue l'ancienneté et la détérioration que subit le réseau d'alimentation d'eau potable de El-Oued , la direction d'hydraulique propose son renouvellement en 2010 et ce projet est dans ces premières étapes (DHW, 2010).

I-6-2. L'évacuation des eaux usées

La vallée du Souf est caractérisée par la prépondérance d'un assainissement individuel (autonome). Seules les agglomérations de la ville d'El-Oued et Guemar possèdent un semblant réseau d'assainissement, le reste des communes ainsi que El-Oued utilise jusqu'à présent l'assainissement autonome (Boukerana, 2008). Les eaux utilisées sont collectées individuellement dans les fosses septiques. Cette situation a contribué à la suralimentation (remontée des eaux) et à la pollution de la nappe phréatique par le biais du rejet des eaux usées (Remini, 2006). Pour cela, on peut dire que le territoire du Souf ainsi que la zone d'étude souffrirait d'une grave pollution de l'environnement, ce qui rend l'apparition des maladies à transmission hydrique (choléra, l'hépatite, typhus, typhoïde ...). Le phénomène de la remontée des eaux est devenu critique. Il pouvait atteindre 0.5 m/an et nécessitait urgemment la réalisation de réseau de drainage et d'assainissement (ONA, 2009). Pour réduire les effets néfastes de ce phénomène, nous allons proposer un réseau d'assainissement collectif concernant El-Oued, permettant la collecte des eaux usées dans une station de lagunage, pour les épurer (vue l'absence du rejet naturel). En outre que, les eaux épurées seront destinées à l'irrigation et les boues récupérées seront valorisées et réutilisées comme amendement pour les sols pauvres en matières organiques. C'est ça le principe de notre étude.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant la commune de El-Oued, du point de vue topographique, géologique, climatologique, géographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet d'eau potable de la zone d'étude.

CHAPITRE II

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION:

Tout projet d'alimentation en eau potable doit être dimensionné pour satisfaire les besoins actuels et futurs. Cette exigence est difficile à satisfaire car les besoins évoluent, leur évolution suit deux facteurs :

- La croissance de la population dans la localité pour laquelle est réalisé le projet.
- L'augmentation de la consommation en eau par usager.

Afin de faire un diagnostic efficace dans notre étude, on doit estimer avec exactitude les différents besoins en eau de notre agglomération, pour cela on doit fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur.

II-1. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE:

La population de la ville de d'EL-Oued, à l'instar de toutes les autres villes d'El-Oued est répartie en deux zones distinctes et qui sont le chef-lieu de la commune et la zone éparse. D'après la PDAU, 25 % de celle-ci se concentre au niveau de zone haute (Chef lieu et Cote Est), de l'agglomération.

II-1-1.Population :

Le taux d'accroissement doit être en corrélation avec une courbe tendance dont le tracé ne sera significatif que l'osque qu'il sera basé sur quatre ou cinq recensements au moins, cette courbe a une tendance dégressive comme le montre les différentes études de PDAU.

La projection de la population est faite sur la base du dernier recensement en 2014, en prenant un taux d'accroissement de 2.56% pour le court terme, 2,56% pour le moyen terme et 2,56% pour le long terme. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population en 2014 qui est évalué à **155 705** habitants (ADE) .

II-1-2.Estimation de la population :

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \tag{II-1}$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population actuelle.

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population.

n : le nombre des années d'écart.

Nous allons donc résumer l'ensemble des résultats de calcul dans le tableau II.1.

Tableau II.01 : La population de zone pour différents horizons.

	PDAU	Actuel	court terme	moyenne terme	long terme
Horizons	2014	2018	2022	2030	2044
Taux d'accroissement (%)	2.56	2.56	2.56	2.56	2,56
nombre d'habitation	155705	174245	192785	235992	336194

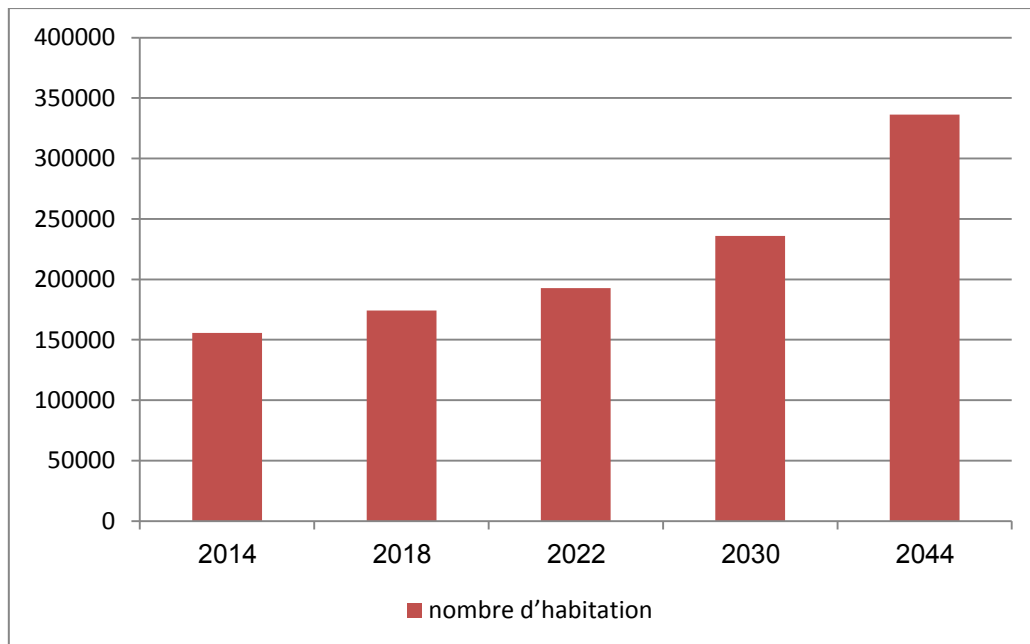


Figure II.01 : Prévission de la population de la zone haute.

II-2. EVOLUTION DES BESOINS :

Pour le calcul des besoins, on a opté pour une dotation de **150 l/j/hab**, suite aux informations recueillis auprès de la DRE de la wilaya de El-Oued .

II-2-1.Besoin domestique :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante:

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

- $Q_{moyj,j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- Q_i : dotation journalière en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs ;

Les résultats de calcul des débits moyenne journalier pour les différents horizons et résume dans le tableau II.2.

Tableau II.02 : Les besoin domestique pour différents horizons.

Horizons	Nbr Habitant	Dotation (l/j/hab)	Besoin domestique (m ³ /j)
Actuel (2018)	174245	150	26136.75
Court terme(2022)	192785	150	28917.75
Moyen terme(2030)	235992	150	35398.8
Long terme(2044)	336194	150	50429.1

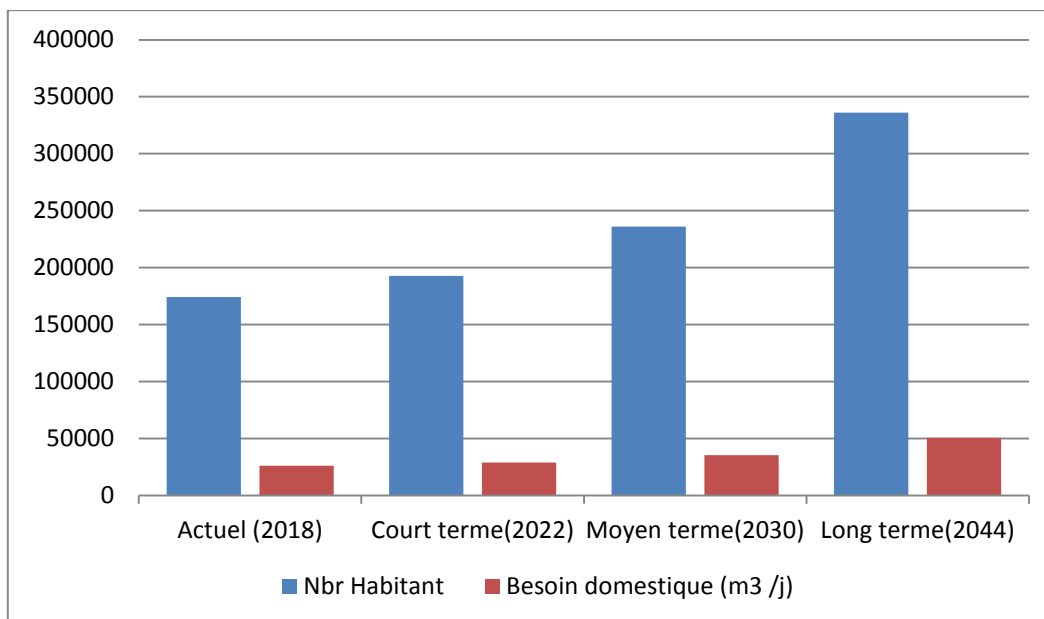


Figure II.02 : Les besoin journalières domestiques en fonction de l’horizon.

II-2-2.Calcul des besoins totaux (Q_{moyj}):

La consommation moyenne journalière totale représente la somme de la consommation moyenne journalière domestique et les besoin d’équipement (Égale 10% de Besoin domestique) .

Les résultats des calculs des besoins totaux et résume dans le tableau **II.4**

Tableau II.03: Débits moyen journalières des différents horizons.

	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Horizons	2018	2022	2030	2044
Besoin domestique (m ³ /j)	26136.75	28917.75	35398.8	50429.1
Besoins des équipements (m ³ /j)	10%	10%	10%	10%
Q_{moyj} (m ³ /j)	28750.425	31809.525	38938.68	55472.01

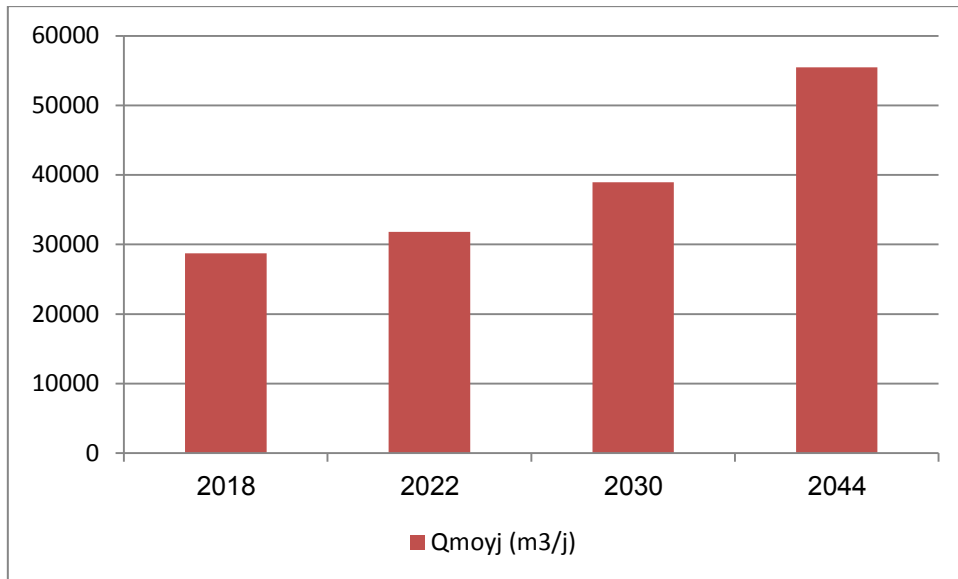


Figure II.03: Les débits moyens journaliers en fonction de l’horizon.

II-3.VARIATION DES DEBITS DE CONSOMMATION DANS LE TEMPS :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l’irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l’agglomération considérée.
 - Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l’importance de la ville.
 - Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu’en week-end.
 - Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.
- Elles représentent les variations les plus importantes.

II-4.COEFFICIENT D’IRREGULARITE :

II-4-1. Coefficient d’irrégularité maximale journalière (Kmax,j) :

Le coefficient d’irrégularité maximale journalière (Kmax,j) qui tient compte des pertes d’eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots \text{(II-3)}.$$

Ce coefficient varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend **K_{max,j} = 1,3** .

II-4-2. Coefficient d'irrégularité minimale (K_{min,j}) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. K_{min,j} varie de 0,7 à 0,9. Pour notre cas on prend **K_{min,j} = 0,8**.

II -5- DETERMINATION DES DEBITS JOURNALIERS :

II -5-1- Consommation maximale journalière (Q_{max,j}) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation est constatée pendant l'année. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots \text{(II-7)}$$

- Q_{max,j}: débit maximum journalier en m³/j ;
- Q_{moy,j}: débit moyen journalier en m³/j ;
- K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-3)

Donc : **Q_{max,j} = 1.3 x Q_{moy,j}**

Les résultats de calcul des consommations maximales journaliers et résumé dans le tableau **II.04**

Tableau II.04: débits maximums journalières des différents horizons.

	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Horizons	2018	2022	2030	2044
$Q_{moyj} (m^3 /j)$	28750.425	31809.525	38938.68	55472.01
$k_{max j}$	1.3	1.3	1.3	1.3
$Q_{maxj} (m^3 /j)$	37375.55	41352.38	50620.28	72113.61

II -5-2- Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II-8)$$

On prend $K_{min,j} = 0,8$.

Les résultats de calcul des consommations minimales journaliers et résumé dans le tableau **II.05**

Tableau II.05 : débits minimums journalières des différents horizons.

	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Horizons	2018	2022	2030	2044
$Q_{moyj} (m^3 /j)$	28750.425	31809.525	38938.68	55472.01
$k_{min j}$	0,8	0,8	0,8	0,8
$Q_{minj} (m^3 /j)$	23000.34	25447.62	31150.944	44377.608

II-6. PRODUCTION :

L'estimation des besoins de station est basée sur les débits recueillis auprès les trois (3) forages Albiens (Route de Touggourt, 19 MARS et Chouhada) (ADE projet).

Tableau II.06 : Production à partir de la station de pompage (19 MARS) .

Source	Debit d'exploitation(L/s)	Production(m ³ /j)
Station de pompage	347.22	29999.808

I.6-1.Distribution de la production: Répartition de la production sur les réservoirs de la région.

Tableau II.07 : Débits besoins des secteurs zone de El-Oued (ADE projet).

Secteurs	Besoins en (L/s)	Besoins en (m ³ /j)
Secteur de Route de Touggourt	45.77	3954.52
Secteur de El-gara	55.26	4774.464
Secteur de Tekssebt	6.67	576.288
Secteur de Université	24.33	2102.112
Secteur de 19 Mars	41.39	3576.09
Secteur de Chouhada	32.66	2821.24
Secteur de 400 Logts	22.06	1905.984
Secteur de Sidi Mastour	19.51	1685.664
Secteur de Nadhour	20.89	1804.896
Secteur de Chott	50.76	4385.664
Secteur de 8 Mai	27.92	2412.288
		Total = 29999.21

I.6-2. Bilan de la comparaison (Besoin -Production) :

Tableau II.08 : Bilan de la comparaison (Besoin - Production).

Horizons	Actuel (2018)	Court terme(2022)	Moyen terme(2030)	Long terme(2044)
Q max j (m ³ /j)	37375.55	41352.38	50620.28	72113.61
production (m ³ /j)	29999.808	29999.808	29999.808	29999.808
Déficit (m ³ /j)	7375.742	11352.57	20620.47	42113.802
Excès (m ³ /j)	0	0	0	0

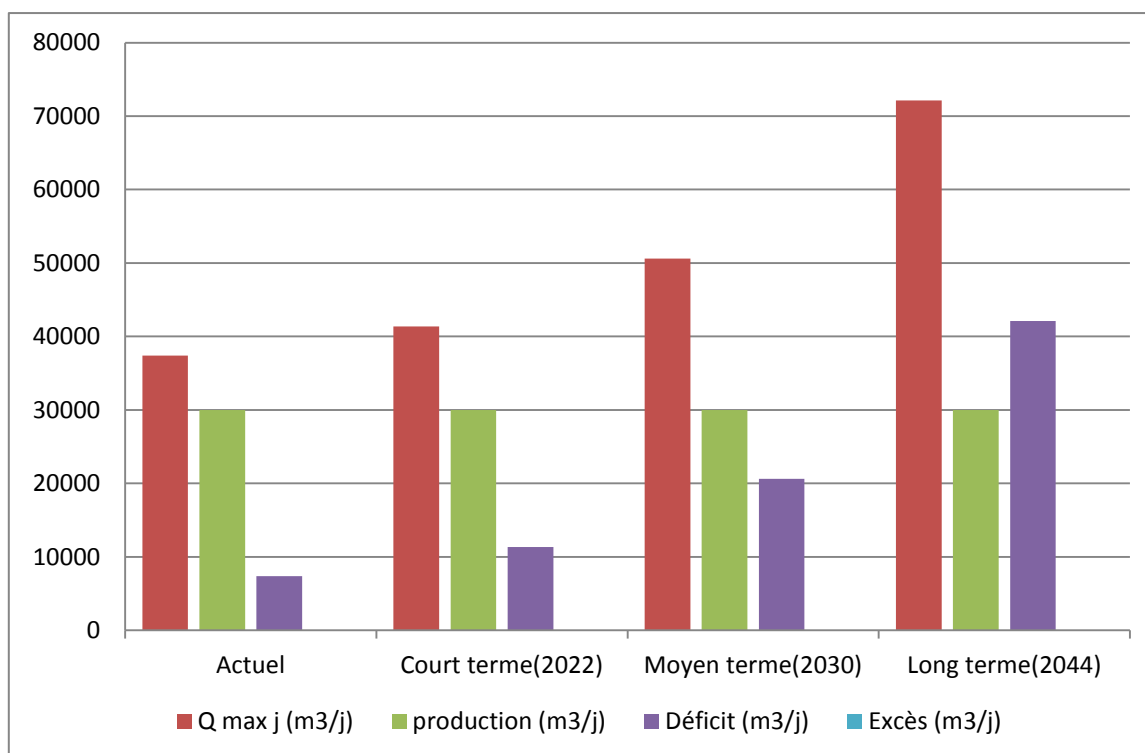


Figure II.04 : Comparaison (besoin – production).

Interprétation : Nous observons que la production de la station ne répond pas aux besoins estimés durant la période. Par conséquent, nous devons renforcer la production de la station par l'addition des eaux des puits artésiens stockées dans les réservoirs (Châteaux d'eau).

I.6-3. Bilan de la comparaison (Besoin – Production avec forages) :

Remarque: Le débit global des forages artésiens de l'ADE est de **385 L/s** (Annexe IV).

Donc: $Q = 33264 \text{ (m}^3\text{/j)}$

Tableau II.09 : Bilan de comparaison (Besoin – Production avec forages).

Horizons	Actuel (2018)	Court terme (2022)	Moyen terme (2030)	Long terme (2044)
Production (m ³ /j)	29999.808	29999.808	29999.808	29999.808
Forage de châteaux (m ³ /j)	33264	33264	33264	33264
Total (Production + Forages)	63263.808	63263.808	63263.808	63263.808
Q max j (m ³ /j)	37375.55	41352.38	50620.28	72113.61
Déficit (m ³ /j)	0	0	0	8849.802
Excès (m ³ /j)	25888.258	21911.428	12643.528	0

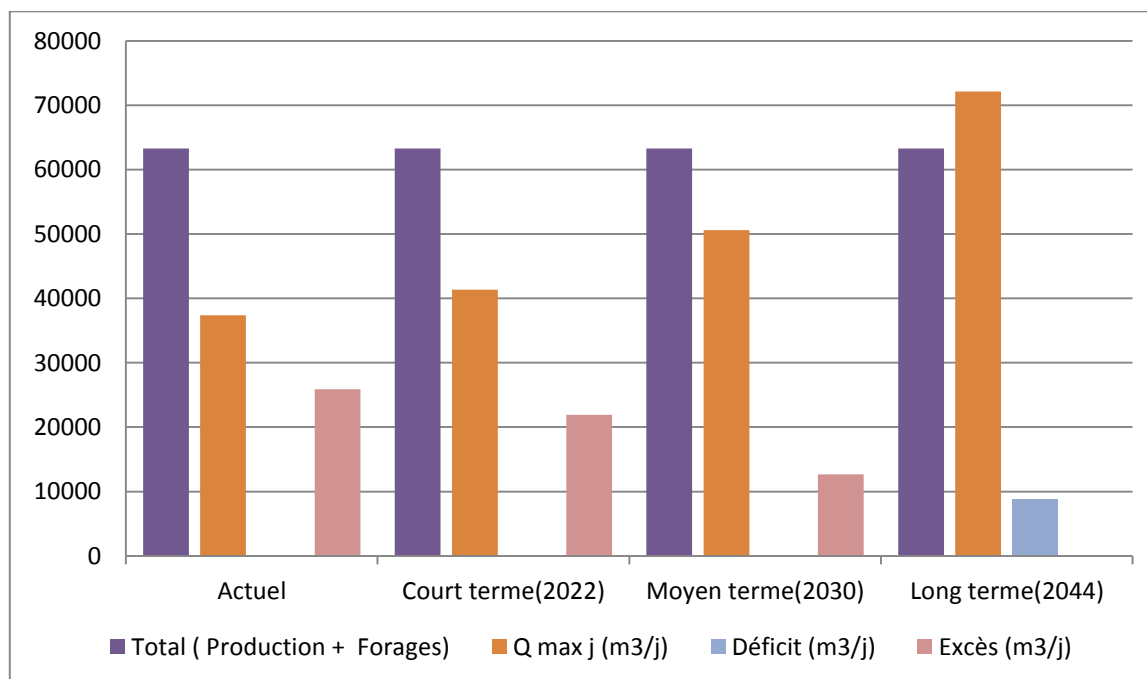


Figure II.05 : Comparaison (besoin – production avec forages).

Interprétation : Malgré la solution préconisée, On constate que l'an 2044 la station sera déficitaire en production. La réalisation d'une nouvelle station ou l'extension de l'ancienne est obligatoire.

Conclusion :

Les travaux que nous avons menés sur l'évaluation des besoins de la population en eau potable nous ont permis de constater que l'évolution de la population qui s'est pratiquement multiplié, s'en ajoutant à la consommation excessive ont rendu la production prévue par l'étude insuffisante, pour la région.

Après la proposition de solutions techniques, exposées dans l'étude, la production était devenue satisfaisante et dépassant même les besoins calculés sur la base de la population, jusqu'à l'horizon 2044.

A partir de cette année il y a lieu de prévoir un agrandissement de la zone de production et de s'assurer que nos capacités de production seront à même de satisfaire les besoins cumulés avec le temps.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION

Les deux points de production et de consommation sont généralement éloignés l'un de l'autre. Pour cela, on utilise des moyens du transport de l'eau, ce transport se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction. Le transfère d'eau à partir de site de production 19 MARS vers les localités de consommation de de cette ville (El Oued), nécessite le choix de meilleure variante d'adduction et la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale (11 châteaux d'eau), qui est le but de ce chapitre.

III-1. TYPES D'ADDUCTION

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties :

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

III-1-1. Adduction gravitaire

Dans ce cas le transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-1-2. Adduction par refoulement

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-1-3. Adduction mixte

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte gravitaire-refoulement ou refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est important et le terrain très accidenté, ce qui suppose un profil accidenté.

III-2. TYPES D'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION

On peut avoir deux types d'écoulement [07]:

III-2-1. Écoulement à surface libre

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

III-2-2. Ecoulement en charge

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

III-3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX

Dans le « gros » diamètre et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, polyester renforcé en fibre de verre (PREV), et en fonte.

III-3-1. Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice)

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des épaisseurs et donc des poids plus faibles que pour des autres matériaux. Enfin, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances. En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs (besoin de surépaisseur sous charges ovalisantes) et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. Sur ce dernier point une protection cathodique, qui consiste à faire parcourir la conduite par un courant électrique de très faible puissance, est indispensable et permet de s'affranchir de cet inconvénient.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25..).

Il existe des fabricants en Algérie essentiellement pour le gaz (pression 80 bars) et le pétrole.

III-3-2. Les conduites en béton précontraint à âme en tôle

Les conduites en béton dites « à âme en tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraint. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des

délais importants de fabrication et transport, en effet les longueurs ne dépassent pas 6 ou 8 mètres selon les fabricants.

III-3-3. Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à

32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

III-3-4. La fonte ductile

Dans la fonte grise, le carbone revêt une forme lamellaire. Dans la fonte ductile, à la différence de la fonte grise, le carbone adopte une forme sphéroïdale. Cela prévient la formation de fissures. Il en résulte les caractéristiques mécaniques particulières suivantes du matériau :

- Forme malléable.
- Souplesse.
- Expansibilité, extensibilité.
- Dureté particulière.
- Longue durée de vie.

III-3-5. les tuyaux en polyéthylène ou P.E.H.D

Ces tubes sont utilisés pour les conduites maitresses et les branchements enterrés, ainsi que pour l'alimentation en eau, à l'intérieur ou à l'extérieur des bâtiments. Ils sont utilisés pour le transport de l'eau sous pression à une température de 0 à 45 °C

III-3-5-1. Caractéristiques et normes

- Les tubes en polyéthylène, utilisés dans le réseau de distribution d'eau potable sont lisses, de couleur noire, avec des bandes longitudinales de repérage de couleur bleue.
- Ces tubes sont livrés en couronnes ou sur tourets.
- La longueur enroulée est de 50 ou 100 ml.
- A partir de 125 mm, les tubes sont livrés sous formes de barres de 12 ml.
- D'autres longueurs peuvent également être livrées sur commande. Ces tubes sont fabriqués suivant la norme NF EN 12 201.

III-3-5-2. Avantages du Tuyau annelés en PEHD

III-3-5-2-1. Propriétés chimiques

Les tuyaux annelés en PE résistent bien aux substances chimiques.

- **Corrosion** : le PE est inerte chimiquement. Il est imputrescible et ne se corrode pas. Un tube PE est insensible à une corrosion chimique ou électrique.
- **Perméation** : de par leurs caractéristiques, les tubes PE présentent une bonne résistance à la perméation de la plupart des produits chimiques. Dans le cas de la présence dans le sol d'une forte pollution de composés aromatiques, un gainage du réseau est recommandé.
- **Vieillessement à la lumière - résistance aux U.V.** : de par la présence d'antioxydants résistant spécifiquement à l'action des UV et de l'incorporation de noir de carbone bien sélectionné et correctement dispersé, on peut estimer une durée de vie de 20 ans en exposition continue en climat tempéré.

III -3-5-2-2. Propriétés mécaniques

- **Comportement aux chocs** : les PEHD (haute densité) et PEMD (moyenne densité) ont une excellente résistance aux chocs et sont capables de dissiper une partie de l'énergie transmise au cours du choc par des mécanismes de déformation.
- **Comportement au fluage** : le phénomène de fluage qui désigne l'évolution au cours du temps de la matière soumise à charge constante est une des manifestations de la nature

viscoélastique des matières plastiques. Cette propriété doit nécessairement être prise en compte dans le dimensionnement des tuyaux qui sont soumis à contrainte et destinés à des applications de longue durée.

- **Résistance à la fissuration** : les nouvelles générations de PE présentent un excellent comportement à la fissuration des tubes. En plus de la pression interne, d'autres charges peuvent être exercées sur un tube lors de son installation ou lorsqu'il est en service comme par exemple des poinçonnements et des défauts de surface causés par une pose peu précautionneuse.

Une haute résistance à la propagation lente de fissures est dès lors importante pour atteindre la durée de vie calculée. Différents tests permettent de s'assurer de cette tenue à la fissuration, le plus connu est l'essai sur tube entaillé (NF EN ISO 13479).

- **Résistance à l'abrasion** : la structure du PE lui assure un coefficient de friction faible, permettant dans certaines limites un frottement à sec avec les métaux. La résistance à l'abrasion des tuyaux en PE est remarquable et ces tuyaux se révèlent supérieurs à l'acier pour le transfert de substances abrasives en suspension.

- **Ductilité et flexibilité** : la ductilité du PE permet aux réseaux de bien résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain. Le tube est flexible; ainsi il s'adapte parfaitement à des conditions de pose nécessitant des changements de direction et des tracés difficiles. Le tube PE s'adapte aussi au mouvement du sol.

III-3-5-2-3. Propriétés hydrauliques

- **Résistance aux coups de béliers** : la nature de la matière limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide. La longévité du réseau s'en trouve améliorée.

- **Faible perte de charges**

- **Autobotage** : Les réseaux en PE, de par l'aptitude du matériau à être conditionné en grande longueur, permettent de limiter les points d'ancrage du réseau

III-3-5-2-4. Propriétés environnementales

La légèreté relative du polyéthylène lors de la pose permet de minimiser l'utilisation des engins de chantier. Alors la réduction d'émission de gaz à effet de serre peut atteindre 20 %.

Du point de vue environnemental, le PEHD est recyclable (dans les pays industrialisés).

III-3-5-2-5. Économie et maintenance

Grâce à ses caractéristiques, notre système nécessite moins de travaux de curage et en cas d'intervention, les réparations sont plus rapides et peu coûteuses et ce grâce à une large gamme d'accessoires.

III-3-5-2-6. Économie offerte par la structure du tuyau

Le faible coefficient de rugosité à l'intérieur des parois permet un écoulement rapide des flux, ce qui, outre les importantes réductions de pertes de charges, offre la possibilité d'utiliser des diamètres plus réduits qu'en utilisant des tuyaux avec des diamètres plus consistants pour d'autres catégories de tubes.

- Elle facilite et économise la phase d'exécution de l'ouvrage car en optimisant des vitesses minimales des flux, on réduit les profondeurs des tranchées et par conséquent le coût relatif à l'exécution de l'ouvrage.

- Vu leur grande légèreté, les tuyaux requièrent pour leur installation moins de main d'oeuvre et de moyens de pose contrairement à d'autres catégories de tube.

III-3-6. Choix des matériaux de canalisation

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

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

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées.

A cause que le terrain de notre région d'étude est agressif et accidenté, on opte pour l'utilisation de la fonte ductile, pour notre adduction principale, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion, l'écrasement (dus à passages des moyens de transport), et les déviations de tracé.

III-4. ETUDE DE L'ADDUCTION

III-4-1. Etude des couloirs

Le but de cette étude diversifiée est de choisir l'itinéraire le plus économique pour les billets de tube, ainsi que de choisir le bon emplacement. Les mots, peuvent être sur une seule route.

III-4-1-1. Proposition des couloir

Avant de commencer à partir du tracé proposé, nous notons que le chemin du tuyau est parallèle à la route, mais à certaines intersections. Les deux types sont sélectionnés en fonction d'une parcelle choisie (schéma d'approximation principal) En fonction du levé topographique, on peut retenir une pièce, mais deux types différents sont proposés avec une station de pompage attendue sur un site de production particulier.

Les chemins de tracé des deux Couloirs sont comme les suivants :

- **Couloir N°01**

Dans cette Couloir 1, Le tracé des tronçons est le suivant :

- en sortie du site de 19 mars, jusqu'à la point R1 (2320 ml)
- point R1 jusqu'à le site de stockage chateaux d'eux de route touggourt (755ml)
- point R1 jusqu'à la point R2 (5180.14 ml)
- point R2 jusqu'à la point R3 (466,35 ml)
- point R3 jusqu'à le site de stockage chateaux El Gara (21 ml)
- point R3 jusqu'à le site de stockage chateaux tekssebt (2448,73 ml)
- point R2 jusqu'à le site de stockage chateaux Université (4314,65 ml)

• **Couloir N°2**

Dans cette Couloir 2, Le tracé des tronçons est le suivant :

- en sortie du site de 19 mars, jusqu'à la point R1 (180.315 ml)
- point R1 jusqu'à le site de stockage chateaux chouhada (1789.56 ml)
- point R1 jusqu'à la point R2 (2320.09 ml)
- point R2 jusqu'à le site de stockage chateaux 19 mars (22.06 ml)
- point R2 jusqu'à la point R3 (1910.423 ml)
- point R3 jusqu'à le site de stockage chateaux 400 logts (106.80 ml)
- point R3 jusqu'à la point R4 (2044.61 ml)
- point R4 jusqu'à le site de stockage chateaux sidi mestour (114.58 ml)
- point R4 jusqu'à la point R5 (3327.56 ml)
- point R5 jusqu'à le site de stockage chateaux chott (480.44 ml)
- point R5 jusqu'à la point R6 (1316.27 ml)
- point R6 jusqu'à le site de stockage chateaux nadhor (14.78 ml)
- point R6 jusqu'à le site de stockage chateaux 8 mai (1318.61 ml)

III-4-2. Dimensionnement de l'adduction pour la couloir N°01 :

III-4-2-1.Méthode de calcul

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge (J) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre, P_c est plus faible mais (P_g) et (P_e) seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m^3 d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D .

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont déterminés par une des relations suivantes :

1. Formule de BRESS

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \times \sqrt{Q}$$

2. Formule de BONNIN

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q}$$

3. Formule de MUNIER

$$\sqrt{Q} D_{\text{ec}} = (1 + 0.02n)$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit en m^3/s .

Remarque : Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation en fente dans une installation de petite ou moyenne importance.

$$\triangleright (D_{\text{éco}} = \sqrt{Q})$$

La formule de **BRESS** n'est valable que pour les petits projets (longueur des conduites ≤ 1 Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

4. La nouvelle approche pour la détermination de diamètre économique

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement, mais on diminue les pertes de charge, et par conséquent les dépenses en énergie diminuent. D'autre part, plus le diamètre de la conduite est petit, plus les pertes de charge seront grandes et plus la puissance nécessaire au refoulement sera importante. Ce dernier point nous laisse penser qu'il existe un diamètre de refoulement optimum ou un diamètre économique. Nous voulons, dans cette étude, l'élaboration des tableaux nécessaires qui nous donnent le diamètre économique en fonction de tous les paramètres qui interviennent dans la définition de l'écoulement.

Aussi, pour pouvoir atteindre ce but, nous pouvons émettre les hypothèses suivantes quel que soit le matériau de la conduite (PEHD, fonte, acier, amiante ciment, PVC, etc.).

- a) Le coût de la station de pompage est proportionnel à la puissance installée.
- b) La vitesse d'écoulement économique.
- c) La combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation la plus faible.

III-4-2-1-A. Calcul des pertes de charge

➤ Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- diamètre D de la conduite en (m).
- débit Q en (m³/s).
- la rugosité absolue Ks exprimée en mm.
- la longueur du tronçon L en (m).

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_{\text{lin}} = L \times I = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} ;$$

Avec :

L : longueur de la conduite de refoulement en (m).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m).

I : gradient hydraulique en (m/m).

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m)

λ : coefficient de frottement.

La détermination de ' λ ' a été déterminée par les calculs successifs de la valeur la plus communément donnée est celle de **Calebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Lg} \left(\frac{K}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) ;$$

Avec : Re nombre de Reynolds = $\frac{V \times D}{\nu}$;

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi

ν : viscosité cinématique de l'eau.

D : diamètre de la conduite en m.

Tableau III.01: Valeurs du coefficient k de la formule de Calebrook.

Nature des canalisations	K (10 ⁻⁴ m)
PEHD	0.01
Béton coulé.	0,5
Béton centrifuge.	05
Béton précontraint.	2,5
Amiante-ciment.	0,5
Acier ou béton lisse	0,25

Et aussi, le coefficient ' λ ' est obtenu par la formule Nikuradzé suivantes :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \frac{K_s}{D} \right)^{-2} ;$$

Avec : Ks est La rugosité absolue de la conduite, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha \times T ;$$

K0: rugosité absolue des tuyaux neufs, pour notre cas est égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMONT (Annexe I)

➤ **Pertes de charge singulières**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite

(Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{\text{sing}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} ;$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t)**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{lin}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{lin}} \Rightarrow \Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{\text{lin}}$$

III-4-2-1-B. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow \text{HMT} = H_g + \Delta H_t ;$$

H_g : la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

ΔH_t : la perte de charge totale.

III-4-2-1-C. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$\text{Fex} = E \times e ;$$

E : énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

Sachant que le prix d'énergie (d'après la SONALGASE) est de :

- 21H au 08H : $e = 102,406 \text{ DA/KWh}$, nombre d'heures de fonctionnement : 11 heures.
- 17H au 21H : $e = 6,06 \text{ DA/KWh}$, nombre d'heures de fonctionnement : 01 heures.
- 21H au 06H : $e = 0,74 \text{ DA/KWh}$, nombre d'heures de fonctionnement : 08 heures.

Donc, le prix unitaire d'un kwh sera égal :

$$e = \frac{1,34 \times 11 + 6,06 \times 5 + 0,74 \times 8}{24} = 1,34 \Rightarrow e = 1,34 \text{ DA/kwh}$$

1. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365$$

L'énergie consommée en Kwh

t: c'est le nombre d'heures de pompage par jour ; dans notre cas t =20h.

P: puissance de la pompe en (kW)

2. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe en (Kw), définie comme suit:

$$P_{\text{abs}} = \frac{\rho \times g \times H_{\text{MT}} \times Q}{\eta \times 1000} ;$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$).

Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s).

g : la force de la pesanteur (9.81 m/s^2).

H_{MT} : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce).

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3).

III-4-2-1-D. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{amor}} = P_{\text{rc}} \times A$$

P_{rc} : le prix de la conduite en [DA]

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \right) \times 100 ;$$

Avec :

i : le taux d'anuité annuel, $i = 8 \%$.

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left(\frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 \right) \times 100 = 8,9\%$$

▪ **Vérification de la vitesse d'écoulement**

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s ;}$$

Avec que la vitesse est calculée comme suite :

$$V = \frac{Q}{S}$$

Avec :

Q : Le débit max horaire qui transite dans la conduite en (m³/s).

S : La section de la conduite en (m²).

La section est déterminée par la formule suivante en (m²):

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

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

▪ **Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$R \text{ (nombre de Reynolds)} = \frac{V \times D}{\nu} ;$$

Où :

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu=1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C

D : diamètre de la conduite en m.

Remarque: Tous les diamètres sont des diamètres intérieurs de tuyaux.

III-4-2-2. Dimensionnement de tronçon : S.P de 19 MARS – Point de ramification ‘R1’

Le débit d’exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t \times 3600} \quad ;$$

Avec :

Q_{exp} : le débit d’exploitation en (m³/s).

$Q_{\text{max.j}}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 24h.

A.N : $D_{\text{éco}} = \sqrt{132.03 \times 10^{-3}} = 0,363 \Rightarrow D_{\text{éco}} = 363 \text{ mm} .$

Le diamètre est : $D_{\text{éco}} = 363 \text{ mm}.$

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

Tableau III.02: Calcul de la HMT du tronçon S.P – Point ‘R1’.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{\text{lin}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{T}}(\text{m})$	HMT(m)
163,6	2320	132,03	6,284	998119,275	0,0111	317,303	349,03327	349,03327
204,6	2320	132,03	4,018	798105,149	0,0107	99,638	109,60185	109,60185
257,8	2320	132,03	2,531	633406,957	0,0103	30,122	33,133725	33,133725
327,4	2320	132,03	1,569	498754,775	0,0098	8,750	9,6249562	9,6249562
409,2	2320	132,03	1,004	399052,574	0,0095	2,763	3,0390895	3,0390895
515,6	2320	132,03	0,633	316703,478	0,0091	0,837	0,9208968	0,9208968

Tableau III.03: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P – Point 'R1'.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F_{amort} (DA)
163,6	2805,48	2320	579275,5104
204,6	4340,56	2320	896238,8288
257,8	6881,37	2320	1420865,278
327,4	11116,05	2320	2295242,004
409,2	17335,76	2320	3579487,725
515,6	26341,1	2320	5438910,328

Tableau III.04: Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P – Point 'R1'.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
163,6	349,0333	551,3083901	4829461,497	53268960,3
204,6	109,6019	173,1193727	1516525,705	16727278,5
257,8	33,1337	52,33570117	458460,7422	5056821,99
327,4	9,6250	15,2029035	133177,4346	1468947,1
409,2	3,03909	4,800331944	42050,90783	463821,513
515,6	0,920897	1,454583789	12742,15399	140545,959

Tableau III.05: Bilan du tronçon S.P – Point ‘R1’.

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
163,6	579275,5104	53268960,32	53848235,83
213,6	896238,8288	16727278,53	17623517,36
257,8	1420865,278	5056821,987	6477687,264
327,4	2295242,004	1468947,104	3764189,108
409,2	3579487,725	463821,5133	4043309,238
515,6	5438910,328	140545,9586	5579456,287

Conclusion

Selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation, le diamètre économique est de **400mm**, avec une vitesse de 1,569m/s et sur une longueur de 2320 m.

III-4-2-3. Dimensionnement de tronçon : Point ‘R1’- Château d’eau de Route touggourt

Le débit d’exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t \times 3600} ;$$

$Q_{\text{max.j}}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

A.N: $D_{\text{éco}} = \sqrt{45.77 \times 10^{-3}} = 0,214 \Rightarrow \mathbf{D_{\text{éco}} = 214 \text{ mm} .}$

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

Tableau III.06: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{\text{lin}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{T}}(\text{m})$	$H_g(\text{m})$	HMT(m)
130,8	755,87	45,77	3,408	432779,108	0,0116	39,622	43,583759	23,63	67,213759
163,6	755,87	45,77	2,178	346011,658	0,0111	12,424	13,666035	23,63	37,296035
204,6	755,87	45,77	1,393	276674,034	0,0107	3,901	4,2913466	23,63	27,921347
257,8	755,87	45,77	0,877	219579,159	0,0103	1,179	1,2973166	23,63	24,927317
327,4	755,87	45,77	0,544	172900,144	0,0098	0,343	0,3768552	23,63	24,006855
409,2	755,87	45,77	0,348	138337,017	0,0095	0,108	0,1189924	23,63	23,748992
515,6	755,87	45,77	0,219	109789,58	0,0091	0,033	0,0360568	23,63	23,666057

Tableau III.07: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F_{amort} (DA)
130,8	1786,51	755,87	120182,8689
163,6	2805,48	755,87	188731,4569
204,6	4340,56	755,87	292000,0188
257,8	6881,37	755,87	462926,4816
327,4	11116,05	755,87	747803,6955
409,2	17335,76	755,87	1166218,701

515,6	26341,1	755,87	1772029,806
-------	---------	--------	-------------

Tableau III.08: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
156,8	67,2138	36,80393457	322402,4669	3556099,21
163,6	37,2960	20,42202155	178896,9088	1973232,9
204,6	27,9213	15,28876578	133929,5882	1477243,36
257,8	24,9273	13,64933827	119568,2032	1318837,28
327,4	24,0069	13,14532535	115153,0501	1270138,14
409,2	23,74899	13,0041286	113916,1666	1256495,32
515,6	23,666057	12,95871591	113518,3514	1252107,42

Tableau III.09: Bilan du tronçon Point 'R1' - Château d'eau de Route touggourt.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
156,8	120182,8689	3556099,209	3676282,078
163,6	188731,4569	1973232,904	2161964,361
204,6	292000,0188	1477243,358	1769243,377
257,8	462926,4816	1318837,281	1781763,763
327,4	747803,6955	1270138,143	2017941,838
409,2	1166218,701	1256495,317	2422714,018
515,6	1772029,806	1252107,416	3024137,222

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **250mm**, avec une vitesse de 1,393m/s et sur une longueur de 755.87 m.

III-4-2-4. Dimensionnement de tronçon : Point 'R1' – Point 'R2'

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$Q_{max,j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 24h.

A.N: $D_{eco} = \sqrt{86,26 \times 10^{-3}} = 0,315 \Rightarrow D_{eco} = 315 \text{ mm} .$

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

Tableau III.10: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
163,6	5180,14	86,26	4,106	652107,617	0,0111	302,414	332,65496	332,65496
204,6	5180,14	86,26	2,625	521431,115	0,0107	94,963	104,45881	104,45881
257,8	5180,14	86,26	1,653	413827,797	0,0103	28,708	31,578932	31,578932
327,4	5180,14	86,26	1,025	325854,631	0,0098	8,339	9,1733071	9,1733071
409,2	5180,14	86,26	0,656	260715,558	0,0095	2,633	2,8964809	2,8964809
515,6	5180,14	86,26	0,413	206913,899	0,0091	0,798	0,8776839	0,8776839

Tableau III.11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F_{amort} (DA)
163,6	2805,48	5180,14	1293417,346
204,6	4340,56	5180,14	2001139,055
257,8	6881,37	5180,14	3172534,939
327,4	11116,05	5180,14	5124859,877
409,2	17335,76	5180,14	7992348,079
515,6	26341,1	5180,14	12144102,13

Tableau III.12: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
163,6	332,6550	343,2879869	3007202,765	33169446,5
204,6	104,4588	107,7977445	944308,2414	10415719,9
257,8	31,5789	32,58832591	285473,735	3148775,3
327,4	9,1733	9,466524052	82926,7507	914682,06
409,2	2,89648	2,989064413	26184,20425	288811,773
515,6	0,877684	0,90573833	7934,267774	87514,9735

Tableau III.13: Bilan du tronçon Point 'R1' – Point 'R2'.

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
163,6	1293417,346	33169446,5	34462863,84
204,6	2001139,055	10415719,9	12416858,96
257,8	3172534,939	3148775,297	6321310,236
327,4	5124859,877	914682,0602	6039541,937
409,2	7992348,079	288811,7729	8281159,852
515,6	12144102,13	87514,97354	12231617,11

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **400mm**, avec une vitesse de 1,025m/s et sur une longueur de 5180.14 m.

III-4-2-5. Dimensionnement de tronçon : Point 'R2' – Point 'R3'

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$Q_{\max,j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

A.N :
$$D_{\text{éco}} = \sqrt{61,93 \times 10^{-3}} = 0,250 \Rightarrow \mathbf{D_{\text{éco}} = 250 \text{ mm} .}$$

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

Tableau III.14: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R2' – Point 'R3'.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
163,6	466,35	61,93	2,948	468177,889	0,0111	14,033	15,436461	15,436461
204,6	466,35	61,93	1,885	374359,251	0,0107	4,407	4,8472877	4,8472877
257,8	466,35	61,93	1,187	297105,906	0,0103	1,332	1,4653831	1,4653831
327,4	466,35	61,93	0,736	233945,946	0,0098	0,387	0,4256765	0,4256765
409,2	466,35	61,93	0,471	187179,625	0,0095	0,122	0,1344078	0,1344078
515,6	466,35	61,93	0,297	148552,953	0,0091	0,037	0,0407279	0,0407279

Tableau III.15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R2' – Point 'R3'.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F_{amort} (DA)
163,6	2805,4800	466,35	116441,8682
204,6	4340,5600	466,35	180155,5939
257,8	6881,3700	466,35	285612,2941
327,4	11116,0500	466,35	461373,3227
409,2	17335,7600	466,35	719523,3192
515,6	26341,1000	466,35	1093291,307

Tableau III.16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R2' – Point 'R3'.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
163,6	15,4365	11,4367853	100186,2392	1105054,22
204,6	4,8473	3,591327708	31460,03072	347004,139
257,8	1,4654	1,085693939	9510,678907	104902,788
327,4	0,4257	0,315381275	2762,739972	30473,0219
409,2	0,13441	0,099581952	872,3379022	9621,88706
515,6	0,040728	0,030175058	264,3335057	2915,59857

Tableau III.17: Bilan du tronçon Point Point 'R2' – Point 'R3'.

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
163,6	116441,8682	1105054,219	1221496,087
204,6	180155,5939	347004,1389	527159,7328
257,8	285612,2941	104902,7883	390515,0824
327,4	461373,3227	30473,02189	491846,3446
409,2	719523,3192	9621,887061	729145,2062
515,6	1093291,307	2915,598568	1096206,905

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **315mm**, avec une vitesse de 1,187m/s et sur une longueur de 466,35 m.

III-4-2-6. Dimensionnement de tronçon : Point 'R3'- Château d'eau Teksebt

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max.j}}{t \times 3600} ;$$

$Q_{max.j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

A.N: $D_{éco} = \sqrt{6.67 \times 10^{-3}} = 0,160 \Rightarrow D_{éco} = 160 \text{ mm} .$

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

Tableau III.18: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R3'- Château d'eau teksebt.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	H _g (m)	HMT(m)
73,6	6,6721		1,569	112083,359	0,0129	0,462	0,5085566	21,61	22,118557
90	21	6,67	1,049	91659,2803	0,0124	0,163	0,178896	21,61	21,788896
130,8	21	6,67	0,497	63068,3122	0,0116	0,023	0,025715	21,61	21,635715
163,6	21	6,67	0,317	50423,8095	0,0111	0,007	0,0080631	21,61	21,618063
204,6	21	6,67	0,203	40319,3315	0,0107	0,002	0,002532	21,61	21,612532
257,8	21	6,67	0,128	31998,973	0,0103	0,001	0,0007654	21,61	21,610765
327,4	21	6,67	0,079	25196,5035	0,0098	0,000	0,0002223	21,61	21,610222
409,2	21	6,67	0,051	20159,6658	0,0095	0,000	0,0002105	21,61	21,61007

515,6	21	6,67	0,032	15999,4865	0,0091	0,000	0.0002100	21,61	21,610021
-------	----	------	-------	------------	--------	-------	-----------	-------	-----------

Tableau III.19: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R3' - Château d'eau teksebt.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
73,6	571,69	21	1068,48861
90	844,3	21	1577,9967
130,8	1786,51	21	3338,98719
163,6	2805,4800	21	5243,44212
204,6	4340,5600	21	8112,50664
257,8	6881,3700	21	12861,28053
327,4	11116,0500	21	20775,89745
409,2	17335,7600	21	32400,53544
515,6	26341,1000	21	49231,5159

Tableau III.20: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R3' - Château d'eau teksebt.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
73,6	22,1186	1,764971806	15461,15302	170536,518
90	21,7889	1,73866621	15230,716	167994,798
130,8	21,6357	1,726442987	15123,64057	166813,755
163,6	21,6181	1,72503444	15111,30169	166677,658
204,6	21,6125	1,724593073	15107,43532	166635,012
257,8	21,6108	1,724452112	15106,2005	166621,391
327,4	21,6102	1,724408776	15105,82087	166617,204

409,2	21,61007	1,724396635	15105,71452	166616,031
515,6	21,610021	1,724392731	15105,68032	166615,654

Tableau III.21: Bilan du tronçon Point 'R3' - Château d'eau teksebt.

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
73,6	1068,48861	170536,5178	171605,0064
90	1577,9967	167994,7975	169572,7942
130,8	3338,98719	166813,7555	170152,7427
163,6	5243,44212	166677,6576	171921,0998
213,6	8112,50664	166635,0115	174747,5182
257,8	12861,28053	166621,3915	179482,672
327,4	20775,89745	166617,2042	187393,1017
409,2	32400,53544	166616,0312	199016,5666
515,6	49231,5159	166615,6539	215847,1698

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **110mm**, avec une vitesse de 1,049m/s et sur une longueur de 21 m.

III-4-2-7. Dimensionnement de tronçon : Point 'R3'- Château d'eau El Gara.

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max.j}}{t \times 3600} ;$$

$Q_{max.j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

A.N: $D_{eco} = \sqrt{55.26 \times 10^{-3}} = 0,235 \Rightarrow D_{eco} = 235 \text{ mm} .$

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

Tableau III.22: Calcul de la HMT du tronçon Point 'R3'- Château d'eau El Gaara.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	H _g (m)	HMT(m)
73,6	2448,73	55,26	12,995	928594,666	0,0129	3700,312	4070,3431	21,24	4091,5831
90	2448,73	55,26	8,691	759384,083	0,0124	1301,666	1431,8325	21,24	1453,0725
130,8	2448,73	55,26	4,115	522511,983	0,0116	187,105	205,81566	21,24	227,05566
163,6	2448,73	55,26	2,630	417754,08	0,0111	58,668	64,53514	21,24	85,77514
204,6	2448,73	55,26	1,682	334039,919	0,0107	18,423	20,265033	21,24	41,505033
257,8	2448,73	55,26	1,059	265106,933	0,0103	5,569	6,1263203	21,24	27,36632
327,4	2448,73	55,26	0,657	208749,442	0,0098	1,618	1,7796237	21,24	23,019624
409,2	2448,73	55,26	0,420	167019,96	0,0095	0,511	0,561918	21,24	21,801918

515,6	2448,73	55,26	0,265	132553,467	0,0091	0,155	0,1702709	21,24	21,410271
-------	---------	-------	-------	------------	--------	-------	-----------	-------	-----------

Tableau III.23: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R3'- Château d'eau

El- Gara

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
73,6	571,69	2448,73	124592,3864
90	844,3	2448,73	184004,1838
130,8	1786,51	2448,73	389346,5763
163,6	2805,4800	2448,73	611417,8106
204,6	4340,5600	2448,73	945968,4945
257,8	6881,3700	2448,73	1499704,927
327,4	11116,0500	2448,73	2422598,255
409,2	17335,7600	2448,73	3778103,007
515,6	26341,1000	2448,73	5740699,52

Tableau III.24: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R3' - Château d'eau El Gara.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
73,6	4091,5831	2704,938631	23695262,41	261358744
90	1453,0725	960,6237721	8415064,244	92818158,6
130,8	227,0557	150,1061076	1314929,502	14503672,4
163,6	85,7751	56,70579848	496742,7947	5479073,03
204,6	41,5050	27,4389067	240364,8227	2651223,99
257,8	27,3663	18,09182764	158484,4101	1748083,04
327,4	23,0196	15,21823396	133311,7295	1470428,38
409,2	21,80192	14,41321075	126259,7262	1392644,78
515,6	21,410271	14,15429353	123991,6113	1367627,47

Tableau III.25: Bilan du tronçon Point 'R3' - Château d'eau El Gaara.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
73,6	124592,3864	261358744,4	261483336,7
90	184004,1838	92818158,61	93002162,79
130,8	389346,5763	14503672,41	14893018,99
163,6	611417,8106	5479073,025	6090490,836
204,6	945968,4945	2651223,994	3597192,489
257,8	1499704,927	1748083,044	3247787,971
327,4	2422598,255	1470428,376	3893026,631

409,2	3778103,007	1392644,78	5170747,787
515,6	5740699,52	1367627,473	7108326,993

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **315mm**, avec une vitesse de 1,05m/s et sur une longueur de 2448,73 m.

III-4-2-8. Dimensionnement de tronçon : Point 'R2'- Château d'eau Université.

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t \times 3600} ;$$

$Q_{\text{max.j}}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 24h.

A.N: $D_{\text{éco}} = \sqrt{24,33 \times 10^{-3}} = 0,156 \Rightarrow D_{\text{éco}} = \mathbf{156 \text{ mm}} .$

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

Tableau III.26: Calcul de la HMT du tronçon 'Point 'R2' - Château d'eau université.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_T(m)$	$H_g(m)$	HMT(m)
73,6	4314,65	24,33	5,722	408843,797	0,0129	1263,879	1390,2668	11,04	1401,3068
90	4314,65	24,33	3,826	334343,372	0,0124	444,597	489,05686	11,04	500,09686
130,8	4314,65	24,33	1,812	230052,779	0,0116	63,908	70,298416	11,04	81,338416
163,6	4314,65	24,33	1,158	183929,728	0,0111	20,039	22,042629	11,04	33,082629
204,6	4314,65	24,33	0,740	147071,864	0,0107	6,292	6,9217267	11,04	17,961727
257,8	4314,65	24,33	0,466	116721,891	0,0103	1,902	2,0925066	11,04	13,132507
327,4	4314,65	24,33	0,289	91908,685	0,0098	0,553	0,6078485	11,04	11,647848
409,2	4314,65	24,33	0,185	73535,9322	0,0095	0,174	0,1919288	11,04	11,231929
515,6	4314,65	24,33	0,117	58360,9454	0,0091	0,053	0,0581577	11,04	11,098158

Tableau III.27: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'R2' - Château d'eau université.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
73,6	571,69	4314,65	219531,161
90	844,3	4314,65	324214,4506
130,8	1786,51	4314,65	686026,7181
163,6	2805,4800	4314,65	1077315,121
204,6	4340,5600	4314,65	1666791,751
257,8	6881,3700	4314,65	2642472,573
327,4	11116,0500	4314,65	4268605,997

409,2	17335,7600	4314,65	6656998,583
515,6	26341,1000	4314,65	10115083,81

Tableau III.28: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'R2'- Château d'eau université.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
73,6	1401,3068	407,8781978	3573013,012	39410333,5
90	500,0969	145,5631314	1275133,031	14064717,3
130,8	81,3384	23,67516274	207394,4256	2287560,51
163,6	33,0826	9,629356653	84353,16428	930415,402
204,6	17,9617	5,228117612	45798,31028	505155,362
257,8	13,1325	3,822477081	33484,89923	369338,439
327,4	11,6478	3,39033783	29699,35939	327583,934
409,2	11,23193	3,269276133	28638,85893	315886,614
515,6	11,098158	3,23033942	28297,77332	312124,44

Tableau III.29: Bilan du tronçon Point 'R2'- Château d'eau universite.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
73,6	219531,161	39410333,53	39629864,69
90	324214,4506	14064717,34	14388931,79
130,8	686026,7181	2287560,515	2973587,233
163,6	1077315,121	930415,4021	2007730,523
204,6	1666791,751	505155,3624	2171947,114
257,8	2642472,573	369338,4385	3011811,012
327,4	4268605,997	327583,9341	4596189,931

409,2	6656998,583	315886,614	6972885,197
515,6	10115083,81	312124,4397	10427208,25

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **200mm**, avec une vitesse de 1,158m/s et sur une longueur de 4314.65 m.

III-4-3. Détermination de la hauteur manométrique totale de la station de pompage

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow HMT = H_g + \Delta H_t ;$$

H_g : la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

ΔH_t : la perte de charge totale.

Remarque : pour le calcul de la HMT de la station de pompage projetée, on doit la calculer jusqu'aux différents ouvrages de stockage, à savoir le château d'eau de BEB, réservoirs Chabou et réservoirs Englade. Et en travaillant avec la côte piézométrique la plus grande au niveau de ce point A pour le calcul de la HMT. A fin de corriger cette dernière vers les autres sites de stockage, en créant des pertes de charge dans les autres tançons par des robinets vannes de régulation.

III-4-3-1. La hauteur géométrique

$$H_g = C_{TP} - C_{Asp}$$

Avec :

C_{TP} : cote de trop plein du réservoir rempli par la station de pompage.

C_{Asp} : cote du plan d'eau d'aspiration de site BEKE. $C_{Asp} = 34$ m NGA.

III-4-3-2. Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

On a : $\Delta H_{sing} = (0,5 \text{ à } 0,10) \times \Delta H_{lin}$

Donc: $\Delta H_t = \Delta H_{sing} + \Delta H_{lin} = 0,1 \times \Delta H_{lin} + \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_t = 1,1 \times \Delta H_{lin}$

Les calculs des pertes des charges totales et des hauteurs manométriques totales de la station de pompage sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III.30: Calculs des hauteurs manométriques totales pour différents réservoirs.

Tronçon	H_{gi} (m)	ΔH_i (mce) des tronçons considérés							ΔH_{Ti} (mce)	HMT _i (mce)
		SP	R1	R1	R2	R3	R3	R2		
		-	-	-	-	-	-	-		
		R1	Ch.route	R2	R3	Ch.tek	Ch.gara	Ch.unv		
S.P - R.togg	11,22	9,62	4,29	----	----	----	----	----	13,9	25
S.P - R.teck	6,35	9,62	----	9,17	1,46	0,17	----	----	20,4	27
S.P - R.gara	5,98	9,62	----	9,17	1,46	----	6,12	----	26,4	32
S.P - R.unv	-3,96	9,62	----	9,17	----	----	----	22	40,8	37

Donc, la hauteur manométrique totale la plus grande de la station de pompage sera :

HMT = 37 mce

Et pour équilibrer la HMT des autres tronçons, on doit créer des pertes de charge en utilisant des robinets vannes de régulation au niveau des tronçons ayant des HMT inférieure à celle calculée pour la station de pompage, pour ne pas avoir une mauvaise distribution de l'eau entre les réservoirs.

La perte de charge qui doit être créée par les vannes de régulation représente la différence entre la HMT calculée ci-dessus et la HMT calculée pour le réservoir considéré, autrement-dit la

différence de la pression entre l'amont et l'aval des stabilisateurs de pression sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.31: Calculs des ΔH des vannes de régulation et leurs emplacements.

tronçon	HMTi (mce)	HMT (mce)	Robinet vanne de régulation		
			$\Delta H_{\text{Amont-Aval}}$ (m)	Emplacement	Nom
S.P - R.route togg	25,13	36,87	11,74	R1-ch route	V1
S.P - R.teck	26,77	36,87	10,1	R3-ch tek	V2
S.P - R.garra	32,35	36,87	4,52	R3-ch garra	V3
S.P - R.unv	36,87	36,87	0	R2-ch unv	V4

III-4-4. Dimensionnement de l'adduction pour la couloir N°02 :

III-4-4-1. Méthode de calcul (Modélisation)

Dimensionner le réseau d'eau potable revient à estimer les ramifications et la longueur nécessaire pour les canalisations ainsi que les performances des pompes mises en place. Lors de la simulation du réseau, nous devons prendre en compte la pression et la vitesse à l'intérieur des conduites. Les conduites de distribution seront en polyéthylène haute densité (PEHD) avec des diamètres extérieurs de 63mm. Le dimensionnement du réseau utilise l'équation de Darcy-Weisbach pour calculer la vitesse du fluide dans une conduite. L'équation de Darcy-Weisbach décrit la relation entre la perte de pression et de vitesse. Cela permet de vérifier les vitesses et les pertes de charge dans les conduites, ainsi que les pressions au niveau des nœuds de calcul.

III-4-4-2. Préparation du modèle hydraulique

Pour modéliser le réseau , nous avons besoin d'entrer certaines données dans le logiciel. Ces paramètres d'entrée sont :

- L'altitude de chaque nœud (issue du relevé topographique);
- Le diamètre et niveau maximum du réservoir ;
- La longueur des tuyaux;
- Le diamètre des tuyaux ainsi que leur rugosité;

Remarque : Le logiciel EPANET est alors en mesure de calculer le débit dans chaque conduite, la pression à chaque nœud du réseau, la vitesse dans chaque conduite etc...

III-4-4-3. Dimensionnement Adduction :

Tableau III.32: État des arcs du réseau.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m)
S.P – R1	1789,56	204.6	0.01	32.66	0.99	3.93
R1 – Château chouhada	2320,09	515.6	0.01	182.53	0.87	1.03
R1– R2	114,58	163.6	0.01	19.51	0.93	4.54
R2 – Château 19 MARS	3327.56	327.4	0.01	99.57	1.18	3.08
R2– R3	1316.27	257.8	0.01	48.81	0.94	2.67
R3 – Château 400 Logts	1318.61	204.6	0.01	27.92	0.85	2.95
R3– R4	14.78	163.6	0.01	20.89	0.99	5.14
R4 – Château Sidi Mastour	480.44	257.8	0.01	50.76	0.97	2.86
R4– R5	22.06	204.6	0.01	41.36	1.26	6.06
R5 – Château Chott	106.80	163.6	0.01	22.06	1.05	5.68
R5– R6	1910.423	409.2	0.01	141.14	1.07	1.98
R6 – Château 8 Mai	2044.6197	409.2	0.01	119.08	0.91	1.45
R6 – Château	196.545	515.6	0.01	215.19	1.03	1.40

Nadour						
---------------	--	--	--	--	--	--

Tableau III.33: État des nœuds du réseau

nœud	Altitude (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	Pression (m)
Ch.Chouhada	108.13	32.66	129.50	21.37
Point R1	96.31	0.00	136.53	40.22
Point R2	99.93	0.00	134.13	34.20
Point R3	86.45	0.00	130.35	43.90
Point R4	71.31	0.00	127.13	56.08
Ch.Sidi Mestour	99.70	19.51	126.87	27.17
Point R5	76.49	0.00	117.13	40.64
Point R6	78.90	0.00	113.62	34.72
Ch.Chott	103.11	50.76	115.75	12.64
Ch.Nadour	109.70	20.89	113.54	3.84
Ch. 8 Mai	109.70	27.92	109.73	0.03
Ch. 400 Logts	115.70	22.06	129.74	14.04
Ch. 19 Mars	125.50	41.39	134.00	8.50
Reservoir S.P	134.8	-215.19	136.80	2.00

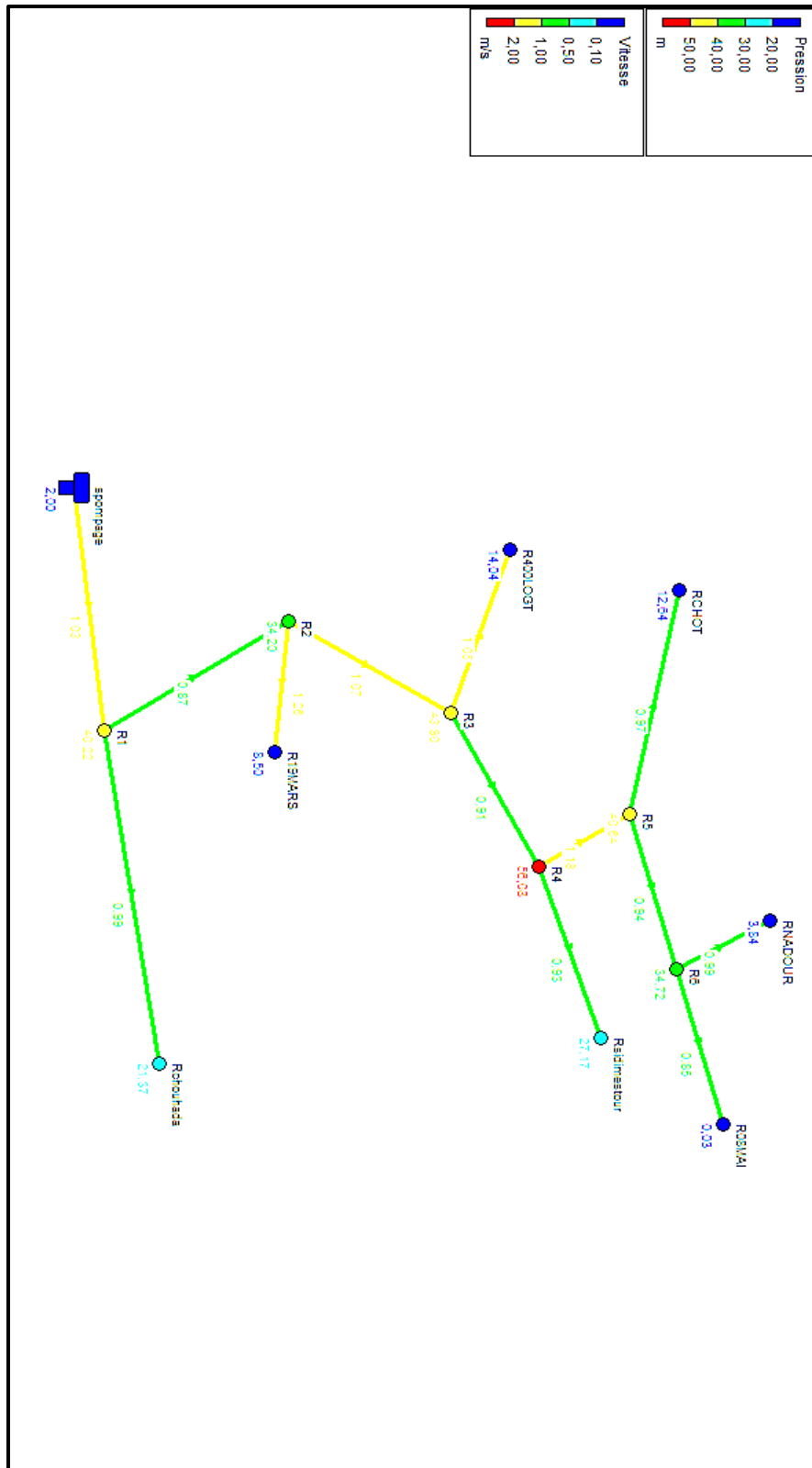


Figure III.01 : Visualisation de la pression et le vitesse dans le réseau.

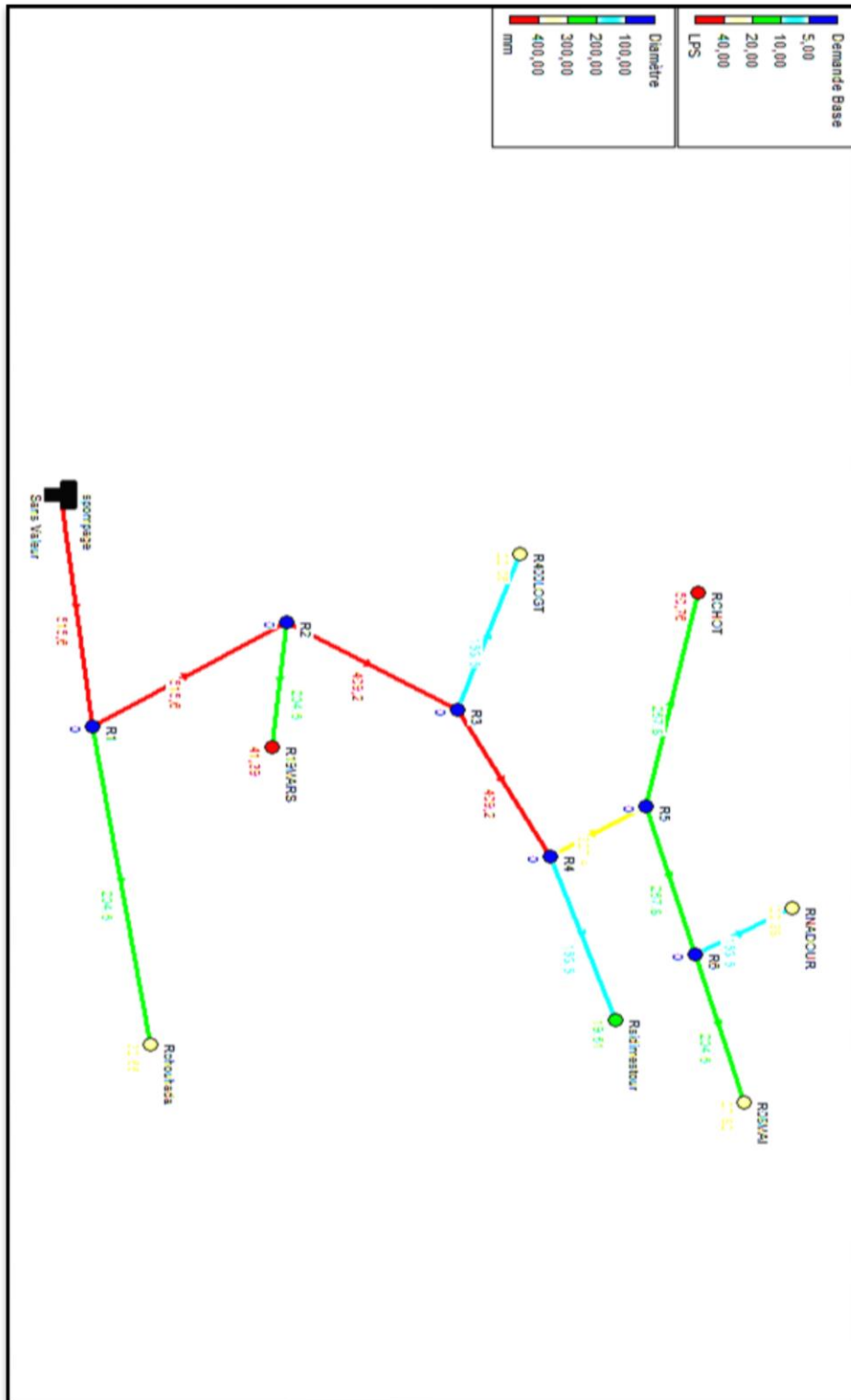


Figure III.02 : Visualisation de le Demande Base et le Diamètre dans le réseau.

III-5. EQUIPEMENTS

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

III-5-1. Les ventouses

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression ;

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 1000 entre elles.

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement ;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

III-5-2. Les vannes

III-5-2-1. Robinet vanne

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement)

III-5-2-2. Robinet papillon

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

III-5-3. Les ouvrages spéciaux

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre ces pièces peuvent comporter des brides à fin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

III-5-4. Les joints des conduites en frites béton

Les joints effectués sont :

- Disposes à cheval sur les tuyaux à assemblées, une couronne plate striée en acier ; ou matte, allant dans l'intervalle de la corde goudronnée et du plomb cordé, une bague armée et bétonnée entoure l'ensemble qui est coulé sur le chantier de pose. Tout cet ensemble peut aussi être remplacé par joint GIBLAULT spécial.
- Ou bien le raccordement effectuer par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc. Voir annexe.

III-5-5. Stabilisateur de pression aval (réducteur)

Le réducteur de pression réduit la pression à l'aval de l'appareil, quelque soit les variations du débit et la pression amonts. Il est cependant conseillé, afin d'obtenir des conditions de service raisonnables et éviter une détérioration prématurée des appareils (Cavitation) ou des phénomènes de bruits désagréable.

Donc pour notre conduite d'adduction on a installé à l'aval du réservoir 5000 m³ (Point 5 du profil en long) un hygrostat aval du diamètre 300 mm, pour briser la charge.

Avec une plage de réglage de la pression aval de 1 à 12 bars, avec une pression à l'amont au maximum à 25 bars, le réglage de cet appareil se fait sur chantier.

Description

- Le corps de régulateurs de pression comporte une cheminée oblique dont l'orifice est obturé par le chapeau du mécanisme. Ce mécanisme amovible, dit (cartouche), comprend un piston (1) rendu solidaire du chapeau (2) par la vis d'assemblage (3).
- La cloche (4) comprime le ressort (5), coulissé le long du piston dans l'axe de siège (6).
- L'intérieur de la cloche communique avec l'atmosphère et l'étanchéité à l'eau est assurée par deux joints toriques.
- Le siège, dont l'orifice de passage sera plus au moins obturer par la cloche, est fixé dans le corps de l'appareil sur un plan perpendiculaire à l'axe de la cartouche.

- Le siège de régulateur de pression est entièrement métallique. Dans le siège du stabilisateur de pression, un joint en caoutchouc est moulé dans la partie métallique.

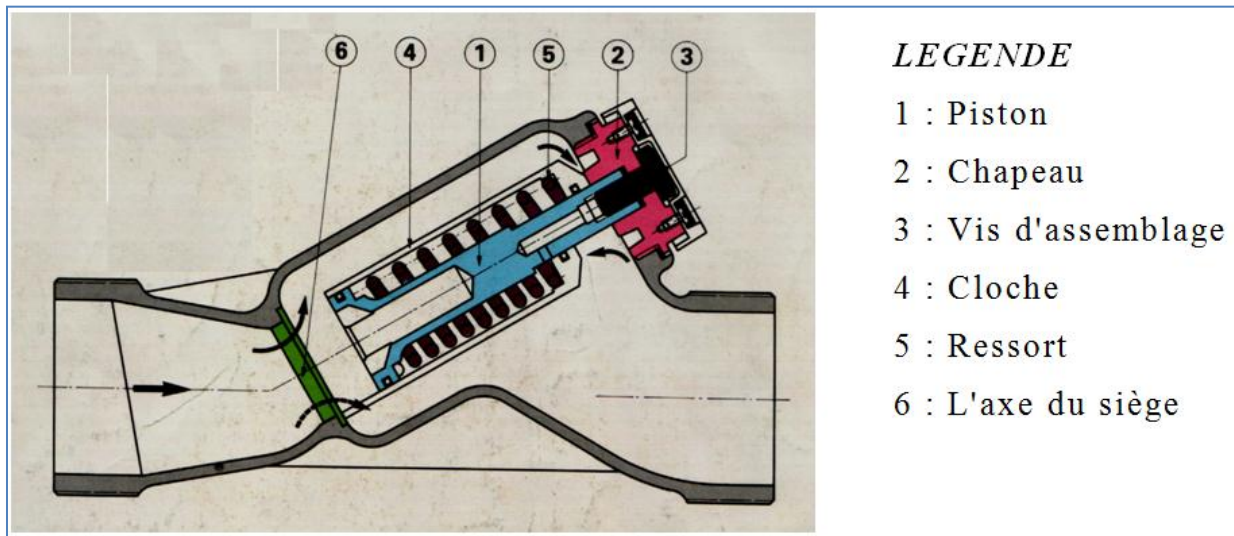


Figure III.03: Régulateur de pression aval.

Fonctionnement

La cloche coulisse le long du piston, en comprimant les ressorts tarés, sous l'effet de la pression aval qui s'exerce au niveau supérieur de sa paroi extérieure.

La base de la cloche prend ainsi, par rapport au siège, une position tel que la perte de charge, dans ce passage, assure la réduction de pression nécessaire pour obtenir la pression nominale désirée.

Quand le débit devient nul, la pression à l'aval tend à augmenter et exerce sur la cloche, une force supérieure à celle des ressorts, de telle sorte que la base de la cloche vient prendre appui sur le siège.

- Pour le régulateur de pression, cette position se traduit, après quelques instants, par un équilibre entre les pressions avals et amonts.
- Pour le stabilisateur de pression, la base de la cloche, en prenant appui sur le joint en caoutchouc moulé dans le siège, assure une étanchéité entre les parties amont et aval et amont de l'appareil.

L'obturation de l'orifice de siège par la cloche dépendant uniquement de la pression aval, celle-ci ne changera de position qu'en modifiant le régime dans cette partie.

CONCLUSION

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon à savoir :

- Couloir N°01 :
 - Un diamètre de Ø400 pour le tronçon de refoulement entre la station de pompage et le Point de ramification 'R1'.
 - Un diamètre de Ø250 pour le tronçon entre le point 'R1' et le château d'eau de Route Touggourt.
 - Un diamètre de Ø400 pour le tronçon entre le point 'R1' et le point 'R2'.
 - Un diamètre de Ø315 pour le tronçon entre le point 'R2' et le point 'R3'.
 - Un diamètre de Ø110 pour le tronçon entre le point 'R3' et le Château d'eau Teksebt.
 - Un diamètre de Ø315 pour le tronçon entre le point 'R3' et le Château d'eau El Gara.
 - Un diamètre de Ø200 pour le tronçon entre le point 'R2' et le Château d'eau Université.
 - Avec la pose des vannes de régulation
- Couloir N°02 :
 - Les diamètres sont présents dans le Tableau **III.32**
 - Avec la pose des vannes de régulation

Le calcul de diamètre de refoulement permet de déterminer les données pour l'étude de pompage qui est le but de prochain chapitre.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION

En fonction de la topographie de la région d'étude et l'emplacement de la source d'alimentation, l'alimentation des réservoirs à partir de cette dernière se fait par gravitation, et parfois nécessite la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain, qui est le but de ce chapitre, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée dans le site (**19 MARS**), en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

IV-1-1. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau (bâche d'aspiration), de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

IV-1-2. SITUATION DES OUVRAGES

La station de pompage de ce projet se trouve dans de le site 19 mars, à une côte de 99.48 m NGA, et sert à élever l'eau à partir de la bâche d'aspiration de site 19 mars et la refouler vers les 13 réservoirs de distribution des localités de la ville d' El Oued.

IV-1-3. CHOIX D'EQUIPEMENT HYDROMECHANIQUE ET ENERGETIQUE

Généralités

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets-vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment.

IV-1-4. CHOIX DU TYPE DE POMPE

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (3500-1750) tr/min.

IV-1-5. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (*NPSH*) r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes de la station de pompage de site **19 MARS** dans le tableau suivant :

Tableau IV.01: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Q_{app} (m^3/h)	HMT_{APP} (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/mn)	Nbre de pole	P_{abs} (kw)	$(NPSH)_r$ (m)	\varnothing_{roue} (mm)
Couloir 1										
1	132,03	36,87	----	----	----	----	----	----	----	----
2	66,015	36,87	PM 150/2 E	77,5	40,7	1450	4	35,8	2,45	150
3	44,01	36,87	PM 125/ 2 B	74,9	38,8	1450	2	22,9	2,24	125
Couloir 2										
1	215,19	35,32	----	----	----	----	----	----	----	----
2	107,595	35,32	PM 150/ 2 B	67,6	37,2	1450	4	58,6	7,68	150
3	71,73	35,32	PM 150/ 2 E	76,6	38,3	1450	2	36,7	2,65	150
4	53,8	35,32	PM 125/ 2 A	67,9	35,3	1450	2	27,4	3,67	125

A partir du tableau IV.03, on déduit que la variante de (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle pour les deux couloirs.

Remarque : On opte pour un nombre de pompes de (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type:

- ✓ **PM 125/ 2 B** pour couloir 1.
- ✓ **PM 150/ 2 E** pour couloir 2 .

IV-1-6. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta_p - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la station de pompage de site 19 MARS.

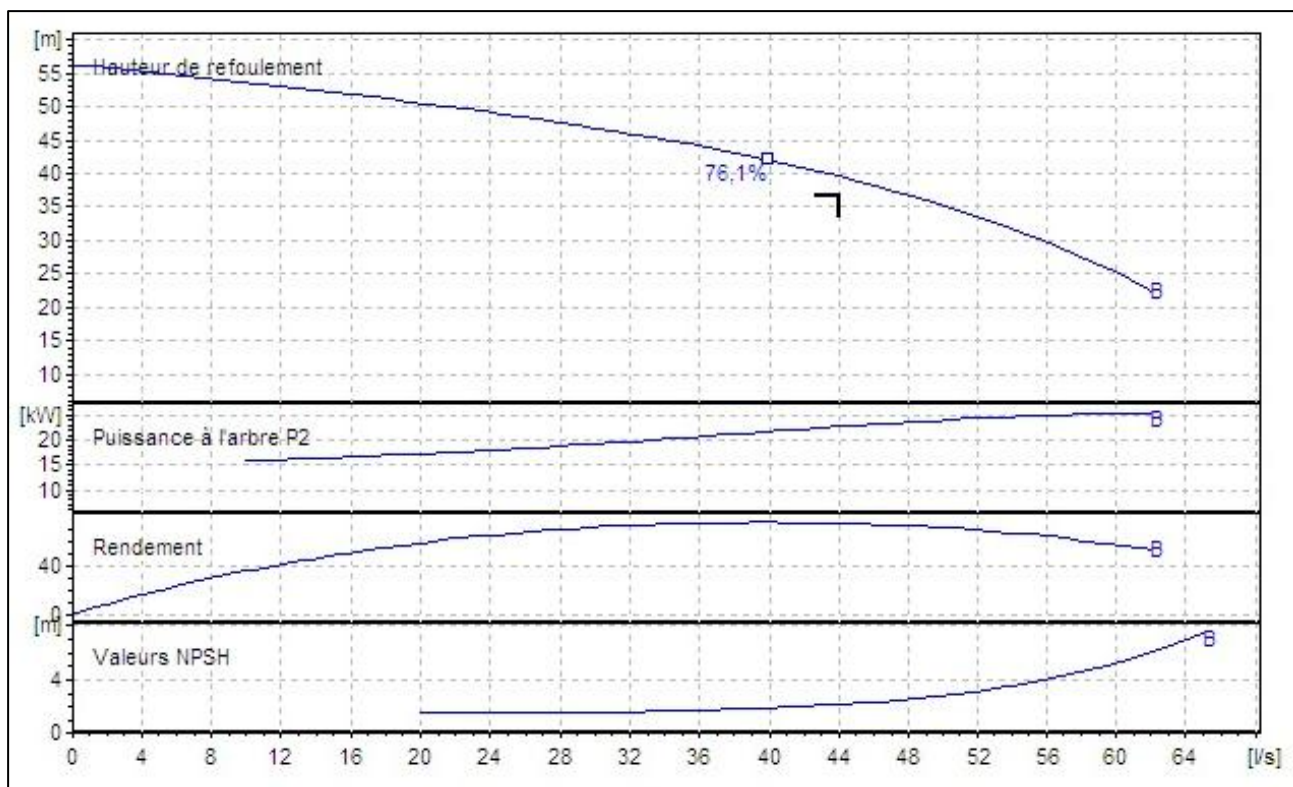


Figure IV.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM 125/ 2 B pour couloir 1.

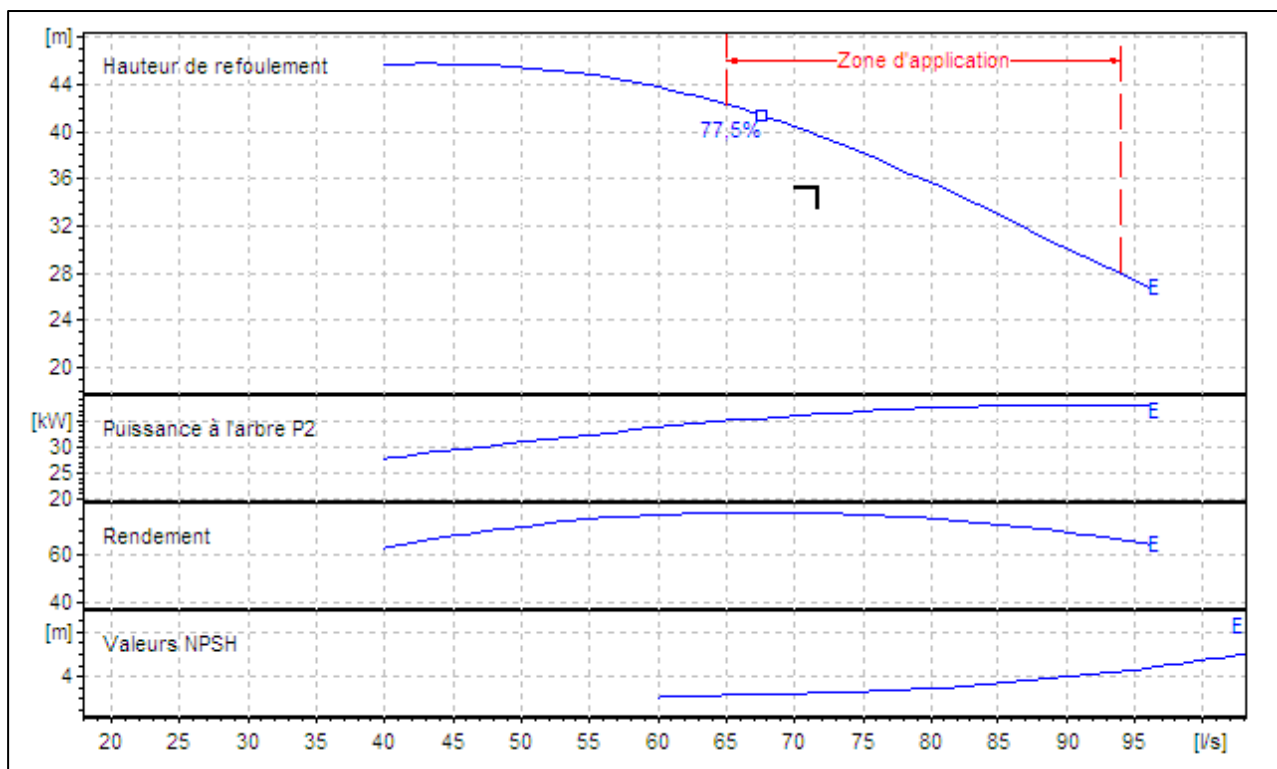


Figure IV.02: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM 150/ 2 E pour couloir 2.

IV-1-7. COUPLAGE DES POMPES

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant \Rightarrow couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en série.

IV-1.7.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

IV-1.7.2. Couplage en série

Pour ce type de couplage, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

IV-1.8. OPTIMISATION DES POMPES AUX CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DONNEES

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par deux types de réglage.

IV-1.8-1. Débit disponible > Débit appelé

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- ✓ **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.
- ✓ **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement

IV-1-8-1-1. Mode de réglage par vannage

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{\text{inst}}^{\text{ap.van}} = \eta_{\text{inst}}^{\text{av.van}} \times \frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{app}} + H_{\text{v}}};$$

$\eta_{\text{inst}}^{\text{ap.van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%)

$\eta_{\text{inst}}^{\text{av.van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%)

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

h_{v} : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée en (m).

$$h_{\text{v}} = H'_c - H_{\text{app}}$$

H'_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-3Q)_R$ en (m) .

IV-1-8-1-2. Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé. Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité $Q=V \times S$.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage:

$$H = \frac{H_{\text{app}}}{Q_{\text{app}}} \times Q$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

- **Le nouveau diamètre de la roue**

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{\text{app}}}}$$

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm);

Q_E : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

- **Rendement de rognage**

$$R = (1 - m) \times 100$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{App}}}$$

Efficacité du rognage est dépend de rendement de rognage en fonction de la vitesse spécifique, comme montre le tableau suivant :

Tableau IV.02: Variation de R en fonction de Ns.

Ns	R (%)
60 à 120	15 à 20
120 à 200	10 à 15
200 à 300	5 à 10

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

IV-1-8-1-3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

Elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc.), où par l'introduction d'air (n'est par recommandé).

IV-1-8-1-4. Changement du type de la pompe

Dans le cas où c'est impossible d'appliquer tous les modes de réglage cités ci-dessus, il reste une seule solution qui est le changement de la pompe et amener une pompe adaptée a usage envisagé.

IV-1-8-2. Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Quantitatif :** ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.

✓ *Remarque :* pour notre cas Débit disponible > Débit appelé pour ce la en fait une **réglage qualitatif** en réduisant leur vitesse de rotation.

IV-1-8-3. Réglage par la diminution de la vitesse de rotation

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe en gardant les mêmes dimensions, ce type de réglage est utilisé pour les deux cas (pour $q < Q_p$ et $q > Q_p$) et pour en calculer la nouvelle vitesse de rotation, on utilise le logiciel caprari.

Tableau IV.03: Caractéristiques des pompes avant et après optimisation.

caractéristique des pompe	Q_{app} (m^3/h)	HMT_{APP} (m)	Q_{disp} (m^3/h)	HMT_{disp} (m)	η (%)	Vitesse (tr/mn)	P_{abs} (kw)	$(NPSH)_r$ (m)
Couloir 1								
avant optimisation	44,01	36,87	45,1	38,8	74,9	1450	22,9	2,24
après optimisation	44,01	36,87	44,01	36,87	74,9	1414	21,2	2,16
Couloir 2								
avant optimisation	71,73	35,32	74,7	38,3	76,6	1450	36,7	2,65
après optimisation	71,73	35,32	71,73	35,32	76,6	1392	32,5	2,45

IV-1-9. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES APRES OPTI MISATION

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta_p - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. après optimisation

Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (IV.03) pour la station de pompage de site 19 MARS.

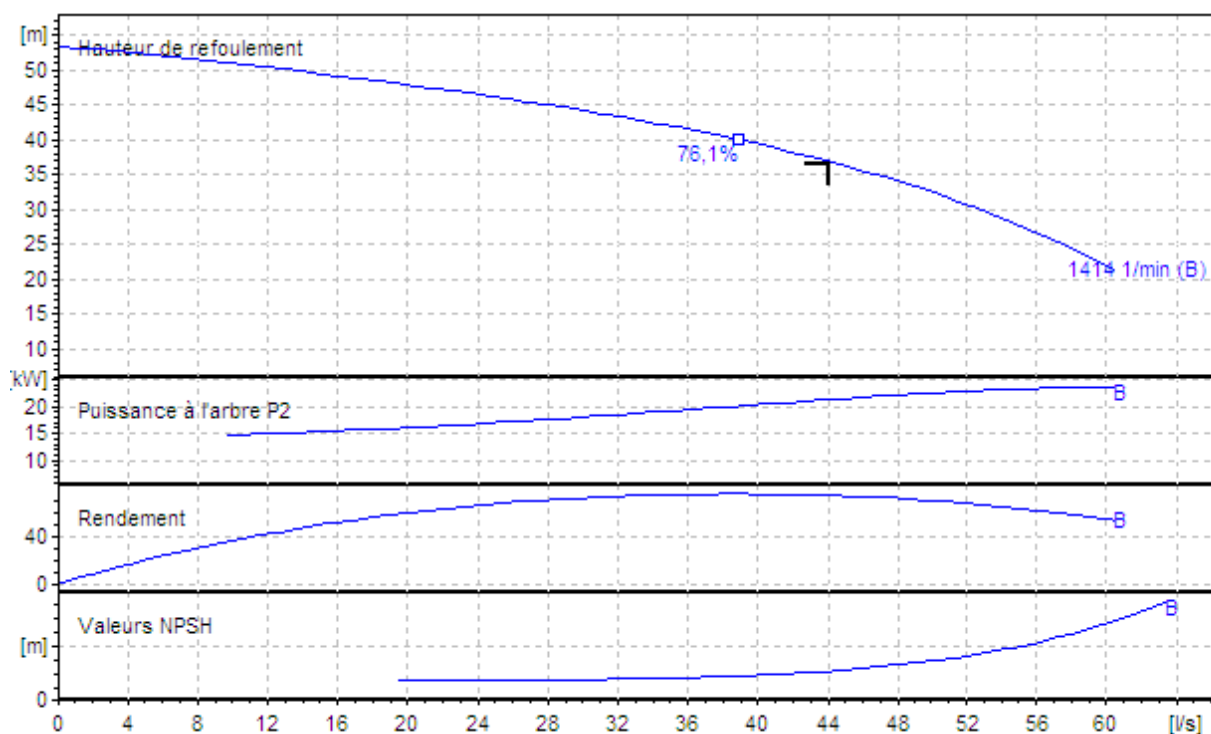


Figure IV.03: Les courbes caractéristiques des pompes de type **PM 125/ 2 B** pour couloir N°01 après optimisation.

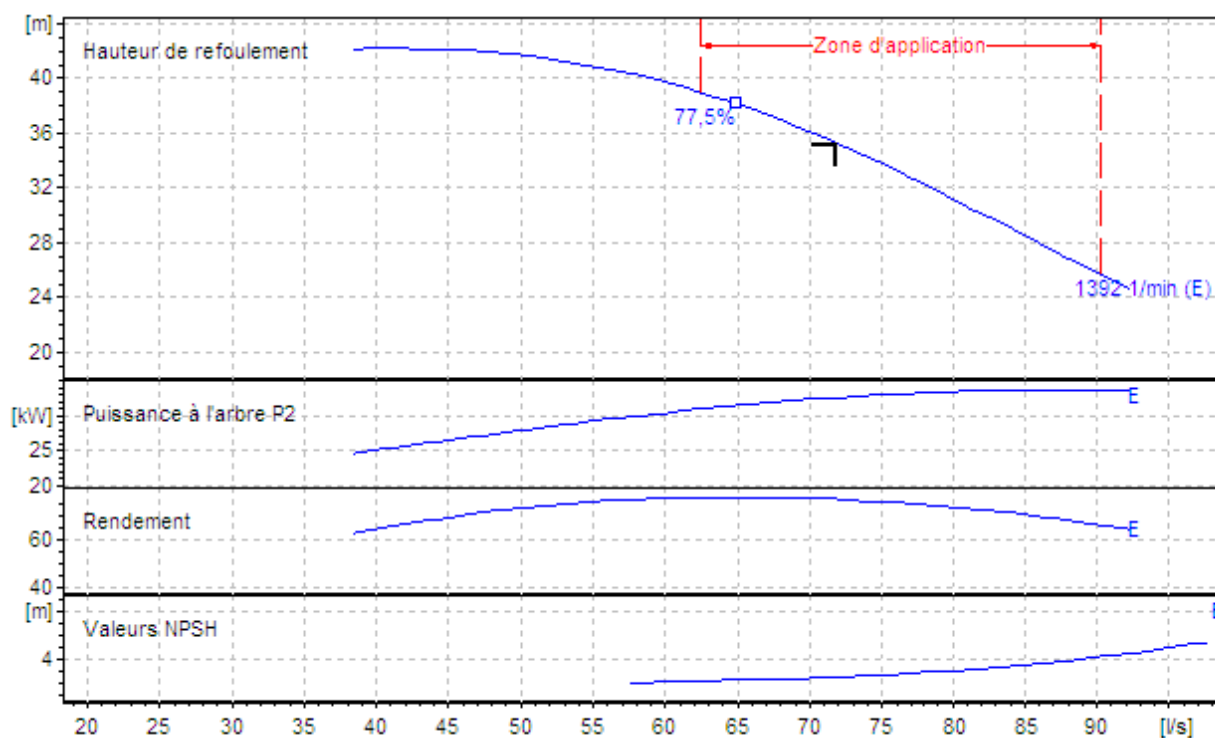


Figure IV.04: Les courbes caractéristiques des pompes de type **PM 150/ 2 E** pour couloir N°02 après optimisation.

Conclusion

On opte pour le réglage par diminution de la vitesse de rotation, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible pour un prix d'énergie le moins cher.

IV-1-10 ENCOMBREMENT DE LA POMPE

L'encombrement de la pompe pour les deux couloirs est représenté d'après le catalogue de **CAPRARI** dans la figure suivante :

- **Couloir 1 :**

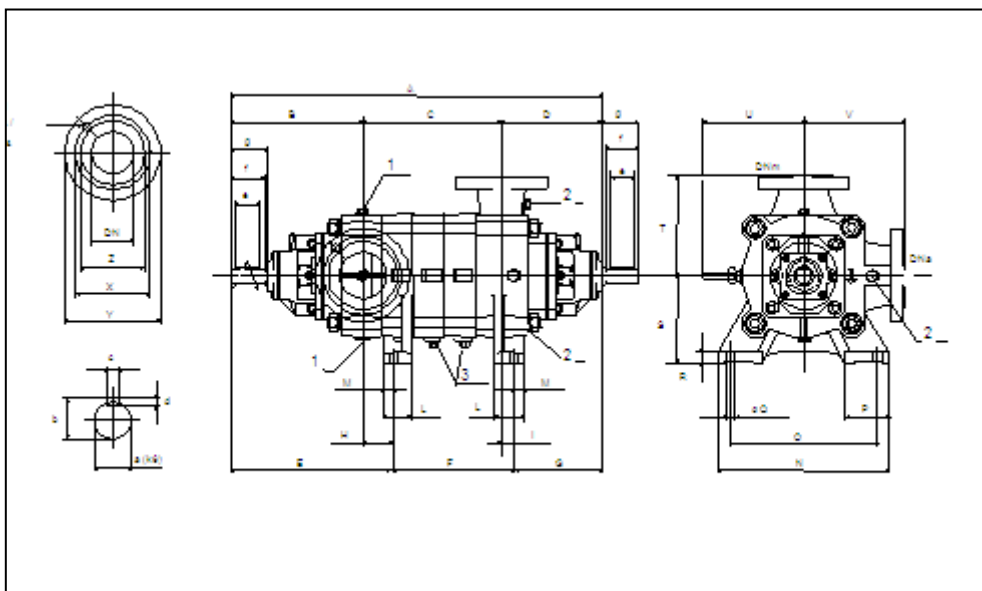


Figure IV.05: Encombrement de la pompe **PM 125/ 2 B.CAPRARI**.

Les dimensions des différents organes de la pompe sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.04: Dimensions des organes de la pompe **PM125/2B.CAPRARI**.

A=1033	D=377	e= 100	H= 88	No =8	T = 320	Y-s = 300
a=45	d=9	E= 539	I = 43	Q= 760	U =326	Z-d = 185
B=451	d _d =25	f= 110	L= 100	P = 145	V = 320	Z-s = 218
b=48.5	d _s =25	F= 200	M= 32	Q =24	X-d = 220	
c=14	DNa=150	g= 125	N =570	R = 35	X-s =250	
C=245	DNm=125	G= 294	No =8	S = 280	Y-d = 295	

• Couloir 2 :

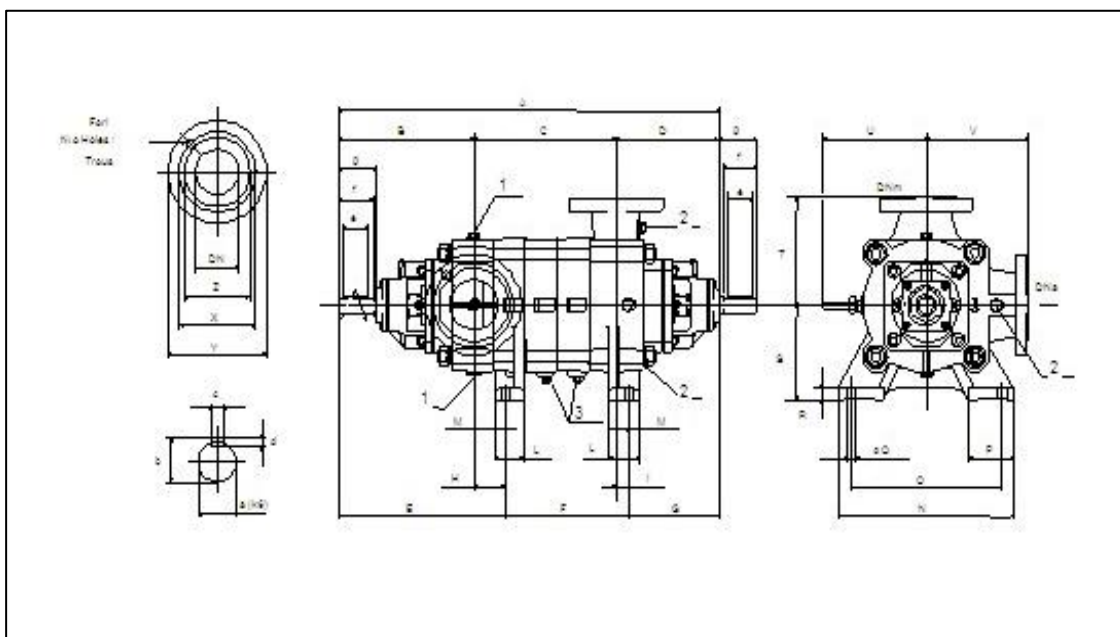


Figure V.06: Encombrement de la pompe **PM150/2E.CAPRARI**

Les dimensions des différents organes de la pompe sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.05: Dimensions des organes de la pompe **PM150/2E.CAPRARI**.

A=1190	d=10	e= 120	H= 140	No =8	T = 370	Y-s = 360
a=55	D=351	E= 619	I = 50	Q= 590	U =358	Z-d = 215
B=479	d_d=25	f= 130	L= 125	P = 170	V = 370	Z-s = 278
d=59	d_s=25	F= 270	M= 45	Q =24	X-d = 250	
c=16	DNa=200	g= 145	N =680	R = 40	X-s = 310	
C=360	DNm=150	G= 301	No =12	S = 315	Y-d = 345	

IV-1.11. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

IV-1-11-1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

IV-1-11-2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

IV-1-11-3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} ;$$

Où :

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 76,3\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$;

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

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

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

Tableau IV.06: 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

Application

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue **CAPRARI** et elles sont comme suit :

▪ POUR COULOIR 1

- Fréquence 50 HZ ;
- Tension nominale 400 V ;
- Vitesse nominale 1474 tr/min ;
- Nombre de pôles 4 ;
- Puissance nominale $P_2 = 15 \text{ Kw}$;
- Type de moteur 3~ ;
- Courant nominal -A ;
- Classe d'isolation F ;
- Degré de protection IP 55.

L'électropompe choisie est représenté dans la figure suivante avec les différentes distances :

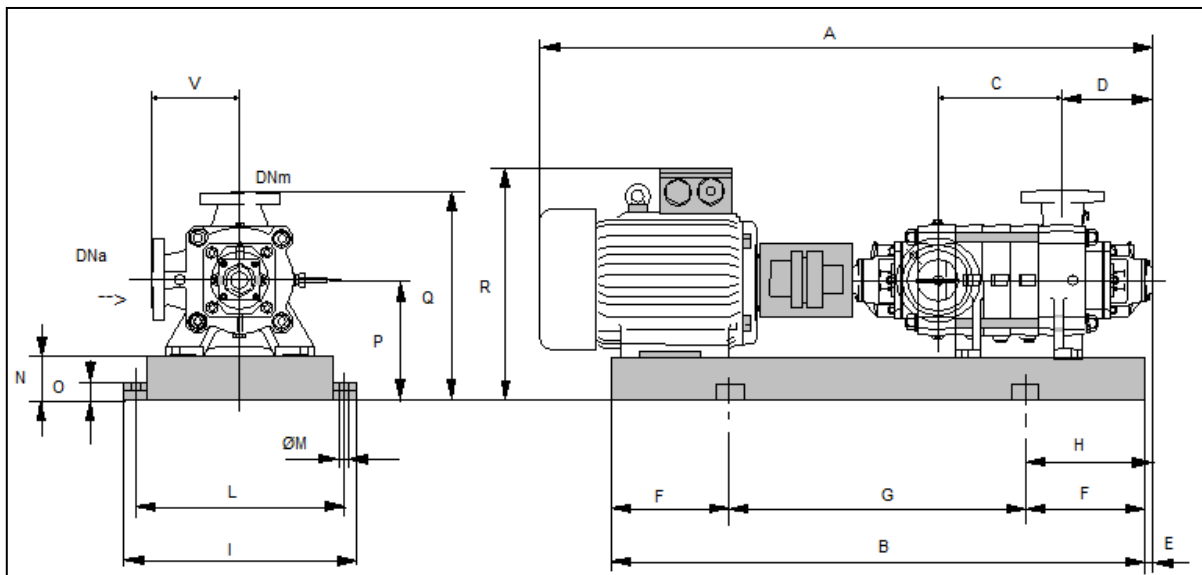


Figure IV.07: Electropompe sur socle pompe (PM 125/2B).

Tableau IV.07: Différentes distances d'électropompe sur socle pompe (PM 125/2B).

A= 1642	E=244	M=20	V=320
B= 1375	F=200	N=140	
C=245	G=975	O=45	
D=337	H=444	P=420	
DNa=150	I=720	Q=740	
DNm=125	L=670	R=628	

▪ **POUR COULOIR 2**

- Fréquence 50 HZ ;
- Tension nominale 400 V ;
- Vitesse nominale 1392 tr/min ;
- Nombre de pôles 4 ;
- Puissance nominale $P_2 = 45 \text{ Kw}$;
- Type de moteur 3~ ;
- Courant nominal -A ;
- Classe d'isolation F ;
- Degré de protection IP 55.

L'électropompe choisie est représenté dans la figure suivante avec les différentes distances :

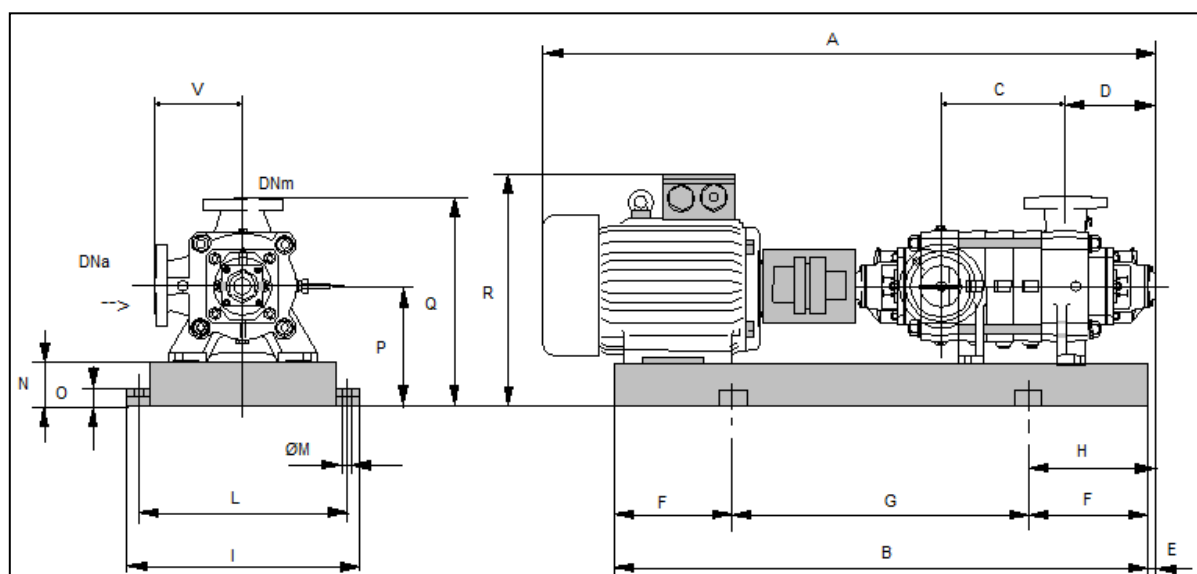


Figure IV.08: Electropompe sur socle pompe (PM150/2E) .

Tableau IV.08: Différentes distances d'électropompe sur socle (PM150/2E).

A= 2009	E=2441	M=20	V=370
B= 1653	F=300	N=160	
C=360	G=1053	O=42	
D=351	H=541	P=475	
DNa=200	I=870	Q=845	
DNm=150	L=820	R=750	

IV-2-EXPLOITATION DE LA STATION DE POMPAGE

L'exploitation des ouvrages de production d'eau doit anticiper sur l'évolution de la demande pour être en mesure de prendre rapidement que possible les décisions de gestion adéquats afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de pompage.

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

IV-2-1. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation où d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

IV-2-1-1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on site :

IV-2--1-1-1. Contrôle hebdomadaire

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

IV-2-1-1-2. Contrôle semestriel

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

IV-2-1-1-3. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

IV-2-2. RECOMMANDATIONS PARTICULIERES ET INCOMPATIBILITES**IV-2-2-1. Généralités**

Les problèmes d'adduction d'eau sont si diversifiés, tant sur le plan des caractéristiques hydrauliques à satisfaire que sur celui des contingences locales d'installation, qu'ils font nécessairement appel à toutes les techniques de conception des pompes.

Il en découle que ces conceptions sont telles qu'elles ne peuvent d'une manière générale admettre des eaux contenant des matières abrasives en suspension, sous peine, dans le cas contraire, de provoquer dans un temps plus ou moins court une usure des organes de la pompe ce qui a pour conséquence d'entraîner :

- une chute des caractéristiques,
- une augmentation de la consommation d'énergie,
- une fréquence accrue et anormale des réparations.

Il faut donc, dans toute la mesure du possible, éviter ces risques par la recherche et la mise en œuvre de solutions appropriées, telles que :

a) Il ne faut pas confondre le NPSH disponible d'une installation en service, avec l'indication relevée sur le mano-vacuomètre monté à l'aspiration de la pompe.

b) Une attention toute particulière est apportée au tracé de la tuyauterie d'aspiration. D'une manière générale, afin de permettre une alimentation correcte de la pompe, il convient d'éviter dans la mesure du possible les coudes, les divergences et discontinuités de la section transversale à proximité de l'orifice d'aspiration de la pompe.

c) Il convient également de veiller à ce que le point de départ de la tuyauterie d'aspiration (clapet de pied, crépine, tulipe, etc...) soit convenablement immergé et conçu afin d'éviter tout risque de formation d'un phénomène de vortex.

d) On évite la formation de poche de gaz dans la tuyauterie d'aspiration par la suppression de tous points hauts intermédiaires dans le tracé de la tuyauterie. En cas d'impossibilité majeure de réaliser un tel tracé, il faut prévoir un dispositif permettant le dégazage tel que, par exemple, purgeur, éjecteur, pompe à vide, etc...

e) Afin d'éviter le risque d'entrée d'air, il faut être vigilant sur la qualité de l'étanchéité des raccords de la tuyauterie et de la robinetterie.

f) Quand l'installation comporte plusieurs pompes, il est recommandé de réaliser pour chacune d'elle, une aspiration individuelle, ce qui est indispensable quand les pompes fonctionnent en « aspiration ».

IV-2-2-2. Équipements particuliers

Dans certains cas, il est nécessaire de mettre en place en complément des pompes et accessoires hydrauliques, des matériels spécifiques qui ont toujours pour objectif une amélioration de la qualité et de la fiabilité de l'installation concernée, à savoir :

- variateur de vitesse électronique,
- groupe électrogène,
- débitmètre (avec les longueurs droites à respecter),
- moyen de mesure complémentaire,
- pompe de secours.

IV-2-2-3. Télétransmission

La télétransmission comprend : la télésurveillance, la télégestion et la supervision qui représentent des niveaux différents de contrôle, de gestion et d'automatisme à distance des ouvrages constituant les réseaux d'eau potable et d'assainissement. Les fonctions qu'ils proposent sont complémentaires.

La télétransmission permet le paramétrage à distance, la gestion des alarmes et l'acquisition de données (mesures de débit, de pression,...).

IV-2-2-4. Maintenance

Pour la maintenance, il est nécessaire de prévoir :

- l'espace utile pour toute opération d'entretien,
- une prise d'eau claire (hygiène),
- une ou des prise(s) de pression pour réception et installation (permanent/transitoires),
- une prise de courant pour baladeuse ou outillage électrique,
- un moyen de levage ou sa possibilité d'installation,
- une vidange de la conduite de refoulement,

- la détection de présence anormale d'eau dans le local pompage.

Nota: Tous dispositifs en amont d'une pompe doit faire l'objet d'une surveillance particulière.

IV-2-3. CONSIDERATIONS PARTICULIERES

IV-2-3-1. Vibration des pompes

Beaucoup de pompes d'AEP vibrent. Ces vibrations sont causées par un déséquilibre des parties mécaniques en rotation et par des pulsations du débit générées par les aubes de la roue mobile et par les forces hydrodynamiques radiales produites par la masse du fluide en rotation dans les roues. Quelques roues vibrent beaucoup moins car elles ne produisent pas de pulsation à la pression. La vibration générée par le déséquilibre résiduel des pompes ayant un corps en forme de volute est négligeable par rapport aux autres facteurs de vibrations. Si le fabricant améliore les procédures d'équilibrage, cela n'a pas d'incidence notable sur le taux de vibrations de la pompe.

IV-2-3-2. Bruit de pompe

Différents facteurs ont une influence sur le niveau de bruit de la station de pompage :

- les vibrations de la pompe,
- les vibrations de la canalisation transmises par les pulsations de pression ou d'autres vibrations,
- le débit dans la tuyauterie. Les coudes, vannes, té s causent des turbulences génératrices de bruit,
- les caractéristiques acoustiques de la station,
- le flux d'arrivée dans la station,
- la cavitation de la pompe.

Le niveau de bruit d'une station se compose de tous les éléments ci-dessus, et des informations sur le seul niveau de bruit de la pompe ne sont pas très utiles et difficiles à mesurer sur site. Le bruit émis par la tuyauterie est souvent le plus important, à cause de la grande surface d'émission de vibrations.

Une mesure correcte du niveau de bruit de la pompe suppose qu'elle soit faite dans un local insonorisé, avec les tuyauteries de refoulement à l'extérieur. Il n'y a pas de standard de mesure de bruit disponible concernant les pompes des eaux claires. Un protocole de mesure du niveau de bruit des pompes est difficile à mettre en œuvre, du fait de toutes les difficultés pratiques que cela entraîne.

Le bruit dans les stations de pompage n'est pas un problème fréquent. Une station construite pour un immeuble d'habitation ou de bureaux peut parfois provoquer des nuisances sonores. Dans les situations extrêmes, il est toujours possible d'isoler les tuyauteries, les moteurs des installations et la pompe pour minimiser le bruit.

IV-2-3-3. Collaboration avec le constructeur de pompes

Il est beaucoup plus compliqué de concevoir et de mettre en œuvre une installation avec des variateurs de fréquence que lorsqu'il n'y en a pas. Une étroite collaboration entre le fabricant et le client est par conséquent souhaitable, ne serait-ce que pour planifier les étapes du travail. Le point de fonctionnement garanti et le standard de tests utilisés seront négociés chaque fois que c'est possible.

IV-2-4. TEST DES POMPES

Les caractéristiques des pompes sont déterminées ou confirmées par des tests. Ceux-ci peuvent être effectués pour de nombreuses et différentes raisons et en divers endroits. Dans le but d'obtenir des résultats sans ambiguïté, des standards de tests ont été développés et agréés. Les standards requièrent un matériel contrôlé et calibré et ne sont donc généralement pas applicables directement sur site.

Un fabricant de pompe teste sa production à la fois pour des raisons de conformité et des raisons de qualité. Des tests peuvent être requis pour confirmer que les performances de la pompe correspondent bien à celles annoncées ou pour résoudre un conflit.

Des tests réalisés sur place ne donnent pas une idée exacte des performances de la pompe, car la précision avec laquelle ils sont effectués ne correspond pas à celle imposée par les standards.

Ces tests donnent malgré tout de précieuses informations sur les pompes et la station de pompage et peuvent être utilisés pour la conduite de la station, à condition qu'ils soient réactualisés périodiquement.

Les standards de tests ont adopté et agréé par convention l'usage d'un manomètre pour l'évaluation des performances de la pompe. La présentation ci-dessous propose des méthodes pour leur interprétation. Dans un but de clarté, elles ont été résumées et seuls les textes officiels seront utilisés comme référence.

IV-2-4-1. Conditions de tests

Il y a plusieurs conditions de tests, sont :

IV-2-4-1-1. Tests à la production

Un contrôle efficace pendant les tests des pompes nécessite un banc de test construit et calibré selon les normes requises par les standards. Le banc de test doit aussi permettre le raccordement aisé et rapide des pompes à tester, de façon à ne pas ralentir la chaîne de fabrication.

Principe d'un banc de test de production de pompes submersibles dans lequel l'eau est en recirculation. Toute l'installation a été conçue pour fournir des conditions de fonctionnement idéales et connues au manomètre et au débitmètre permettant des lectures sans ambiguïté. Les données obtenues sont entrées dans un ordinateur pour accélérer leur traitement et la production. Le banc comporte les instruments nécessaires à la mesure du débit et de la pression. Il peut aussi être équipé d'instruments d'enregistrement ainsi que d'un ordinateur qui contrôlera le processus de test et fournira une présentation des données mesurées. Un appareil mesurant à la fois la pression statique et dynamique est utilisé. Selon le standard, le point de mesure de pression se situera à $2 \times D_2$ de la bride de refoulement de la pompe. Cette partie étant constituée d'une longueur droite de tuyauterie.

IV-2-4-1-2. Champ d'application des tests, point de fonctionnement

Il est intéressant de tester les pompes directement sur l'installation lorsqu'il n'est pas requis une précision importante ou lorsque les informations serviront à la conduite de celle-ci.

On peut estimer le débit à l'aide de la méthode volumétrique, où la différence de niveau, dans une station dont les dimensions sont connues, est mesurée pendant un temps donné. Si le débit entrant ne peut pas être neutralisé pendant la durée de la mesure, il faudra le déterminer lorsque la pompe est à l'arrêt. On pourra ensuite facilement calculer le débit de la pompe.

IV-2-5. NOTE DE CALCUL AVEC VARIATION ELECTRONIQUE DE VITESSE (VEV)

Les trois facteurs principaux d'une courbe de pompe sont le débit, la pression ou hauteur manométrique totale et la puissance absorbée. En variation de vitesse ils suivent les règles d'évolutions suivantes :

- Le débit Q est proportionnel à la vitesse de rotation de la pompe.
- La hauteur manométrique totale H est proportionnelle au carré de la vitesse de rotation.
- La puissance absorbée P d'une pompe est la puissance mécanique absorbée.

IV-2-6. AVANTAGES DE LA VARIATION DE VITESSE

On peut citer de ces avantages :

1) Des équipements préservés

Le variateur électronique de vitesse demande peu d'entretien. Son intégration permet de diminuer les sollicitations dynamiques (desserrage de la boulonnerie, augmentation des jeux, érosion, usure des joints, dérive des capteurs...) lors des phases de démarrage et d'arrêt commandés sous réserve d'un temps d'action suffisamment long. Par contre la variation de vitesse ne dispense pas d'une protection anti-bélier lors d'une disjonction électrique et d'une surveillance accrue de la partie électrique.

2) Une fiabilité accrue

La réduction des contraintes mécaniques (marche/arrêt) augmente la fiabilité des installations et assure une durée de vie prolongée des pompes et accessoires (garniture mécanique, roulements, manomètre, capteur de pression, débitmètre...). Le système de pompage ne tourne plus en permanence à sa vitesse maximale.

3) Une réduction du bruit

Lorsqu'on diminue la vitesse de rotation d'une pompe, son niveau sonore diminue. Pour une pompe équipée d'une VEV, on estime à seulement 20 % le temps de fonctionnement à sa vitesse maximale.

4) Un gain de place

Dans le cadre d'une installation de surpression, la technologie du variateur embarqué directement sur le moteur permet de diminuer la taille du réservoir de régulation.

IV-2-7. PRECAUTIONS D'INSTALLATION

La VEV, facteur important d'économies, nécessite quelques précautions d'installation pour se prémunir de risques annexes :

Tableau IV.09: Les risques, les causes et les solutions de la VEV.

Risque	Cause	Solution
Perturbations électromagnétiques et électriques indésirables sur le réseau	Le découpage de la fréquence par le convertisseur de fréquence	Apposer des filtres proprement dimensionnés pour assurer une meilleure compatibilité électromagnétique (mise en œuvre compliquée en régime de neutre IT) Prévoir des câbles électriques blindés
En pompage d'eaux usées, canalisations mal nettoyées	Non respect des vitesses d'auto-curage	Ne pas descendre en-dessous du débit minimum correspondant à la vitesse d'auto-curage. A défaut, programmer des phases de marche forcée à pleine vitesse au moins trois fois par jour (toutes les 8 heures)
A partir d'une certaine puissance, roulements endommagés sur les moteurs électriques d'entraînement	Un courant parasite peut être induit dans les roulements moteurs et provoquer leur échauffement et la perte de lubrifiant	S'assurer que les roulements du moteur électrique sont isolés
Pour les moteurs ventilés ; une vitesse minimum de rotation est à respecter pour évacuer les calories	Echauffement du moteur par mauvaise ventilation	2 solutions : respecter la fréquence minimum indiquée par le constructeur ou recourir à un autre mode de refroidissement

Sur une installation existante, il faut vérifier la compatibilité des moteurs à une utilisation en VEV.

Tableau IV.10 : La fiche technique pour couloir 1

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Type de pompe</u>			PM 125/2B pompe seule Eau potable
	<u>Type d'installation</u>			
	<u>Fluide</u>			
	Nombre de pompes		<u>03</u>	
	Température	<u>K</u>	<u>363</u>	
02	<u>Quantité d'eau à élever</u>	m ³ /h	475.30	
03	<u>Caractéristiques de la pompe</u>			
	- Débit d'une pompe	l/s	44.01	
	- Hauteur de refoulement	m	36.9	
	- Puissance absorbée	Kw	21.2	
	- (NPSH)r	m	2.24	
	- Rendement	%	74.9	
	- Hauteur manométrique H(Q=0)	m	53.4	
- Orif de refoulement	<u>mm</u>	<u>125</u>		
04	<u>Limites opérationnelles</u>			
	- Démarrage / h max n		05	
	- Température maxi. du liquide pompé	k	363	
	- Teneur maximum en matières solides	g/ m ³	40	
	- Densité max	Kg/m ³	998	
- Viscosité maxi	m ² /s	1		
05	<u>Caractéristiques générales</u>			
	- Poids du moteur	Kg	700	
06	<u>Caractéristiques moteur</u>			
	- Fréquence	Hz	50	
	- Tension nominale	V	400	
	- Vitesse nominale	tr/min	1450	
	- Nombre de pôles		4	
	- Puissance nominale P2	Kw	<u>30</u>	
	- Type de moteur		3~	
	- Courant nominal		-A	
	- Classe d'isolation		F	
- Degré de protection	<u>IP</u>	55		

Tableau IV.11 : La fiche technique pour couloir 2

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Type de pompe</u>			PM 150/2E pompe seule Eau potable
	<u>Type d'installation</u>			
	<u>Fluide</u>			
	Nombre de pompes		<u>03</u>	
	Température	<u>K</u>	<u>290</u>	
02	<u>Quantité d'eau à élever</u>	m ³ /h	774.68	
03	<u>Caractéristiques de la pompe</u>			
	- Débit d'une pompe	l/s	71.73	
	- Hauteur de refoulement	m	35.32	
	- Puissance absorbée	Kw	32.5	
	- (NPSH)r	m	2.65	
	- Rendement	%	76.6	
	- Hauteur manométrique H(Q=0)	m	49	
- Orif de refoulement	<u>mm</u>	<u>150</u>		
04	<u>Limites opérationnelles</u>			
	- Démarrage / h max n		05	
	- Température maxi. du liquide pompé	k	363	
	- Teneur maximum en matières solides	g/ m ³	40	
	- Densité max	Kg/m ³	998	
- Viscosité maxi	m ² /s	1		
05	<u>Caractéristiques générales</u>			
	- Poids du moteur	Kg	1050	
06	<u>Caractéristiques moteur</u>			
	- Fréquence	Hz	50	
	- Tension nominale	V	400	
	- Vitesse nominale	tr/min	1450	
	- Nombre de pôles		4	
	- Puissance nominale P2	Kw	<u>45</u>	
	- Type de moteur		3~	
	- Courant nominal		-A	
	- Classe d'isolation		F	
- Degré de protection	IP	55		

CONCLUSION

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, on a adapté pour la station de pompage projetée au site 19 MARS, des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** ont les caractéristiques suivantes :

- Pour couloir 1 :
 - 03 pompes + 1 pompe de secours ;
 - Type de pompe : **PM125/2B-CAPRARI**.
- Pour couloir 2 :
 - 03 pompes + 1 pompe de secours ;
 - Type de pompe : **PM150/2E-CAPRARI**

Pour assurer une bonne gestion et exploitation de la station de pompage, il faut que cette dernière soit bien conçue, en respectant les diverses normes et les conditions de fonctionnement et d'équiper de la station des différents organes et accessoires, en adaptant le temps de fonctionnement des pompes, qui faciliteront sa gestion et son entretien.

CHAPITRE V

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

INTRODUCTION

La protection contre le régime transitoire et la corrosion est doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire. Les conduites en acier sont les plus sensibles à la corrosion que les conduites en fonte, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en fonte, mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

V-1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

V-1-1. Définition

Le coup de bélier ou les régimes transitoires sont des phénomènes complexes qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement de variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression (également appelées coups de bélier) qui peuvent être positives ou négatives.

V-1-2. Origines des coups de bélier

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses, à titre d'exemple on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- fin de remplissage d'une conduite,
- implosion d'une poche de cavitation,
- arrêt et démarrage d'une pompe.
- le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- modification de la vitesse d'une pompe.
- variation d'un plan d'eau.
- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Dans le cas d'une station de pompage, les régimes transitoires les plus dangereux sont consécutifs à une disjonction électrique (ou panne de courant).

Il est rappelé que, dans le cas d'une disjonction électrique, la présence d'une variation de vitesse électronique ou de démarreur-ralentisseur électronique est sans effet sur les régimes

transitoires et ne dispense pas, en conséquence, de l'étude et de l'installation de la protection anti-bélier.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V-1-3. Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier, H, en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) : $\Delta H = a \times \Delta V_0 / g$

Avec a : célérité des ondes, ΔV_0 : variation de vitesse et ΔH : surpression en mce.

g accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

Exemple : Conduite en fonte : a = 1100 m/s, $\Delta V_0 = 1$ m/s,

La variation maximale de pression est alors de $\Delta H = 112$ mce, soit 11 bar.

Cette formulation est valable si le temps T de la variation de vitesse est suffisamment court pour une longueur de conduite L ($T < T_0$ avec $T_0 = 2 L/a$ temps d'aller-retour des ondes).

NOTA : La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/a$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins important est le coup de bélier.

V-1-4. Risques dus aux coups de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

V-1-5. Risques pour un refoulement

En cas d'arrêt brutal d'une station de pompage, l'alimentation de la conduite n'est plus assurée, alors que l'eau, contenue dans celle-ci, continue à se déplacer par son inertie propre (à titre indicatif il y a 500 tonnes d'eau par km dans une conduite de DN 800).

La masse d'eau en mouvement s'arrêtant beaucoup moins vite que les pompes, la conduite en amont du refoulement est alors soumise à une surpression, tandis que la conduite en aval est soumise à une dépression.

Si la protection anti-bélier est absente ou insuffisante, les risques pour l'installation sont :

- dégradation des conduites (décollement du revêtement intérieur, ...),
- perte d'étanchéité (aspiration des joints, ..),
- ovalisation ou aplatissement des conduites (conduites en inox, plastiques, ..),
- sollicitation des butées (variations des contraintes, ..),
- rupture des conduites (implosion de poche de cavitation, ..),

- aspiration d'eaux polluées par les fuites.

Compte tenu des masses respectives d'eau en mouvement à l'aspiration et au refoulement, la protection concerne principalement la conduite en aval des stations de pompage (sauf pour les surpresseurs en réseaux).

V-1-6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

a) Réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

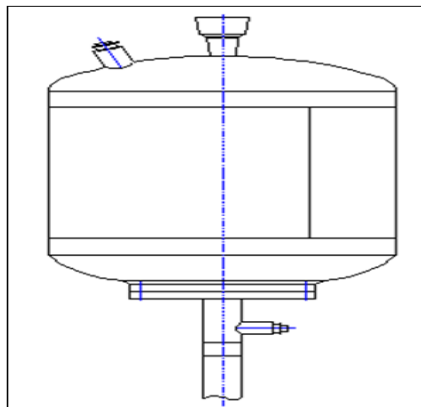


Figure V.01: Réservoir hydropneumatique.

b) Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

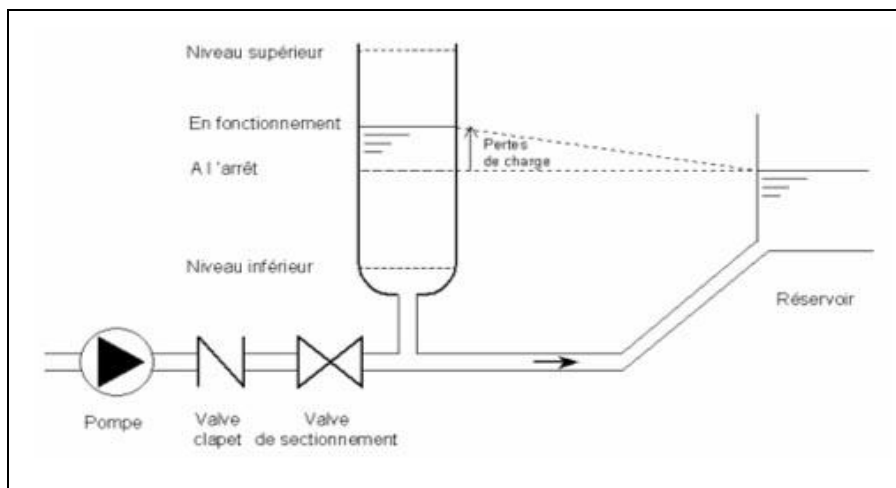


Figure V.02: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

c) Soupape de décharge

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

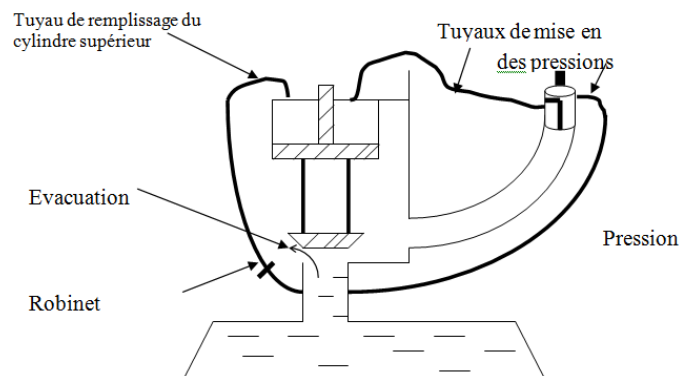


Figure V.03: Soupape de décharge type LEZIER.

d) Volant d'inertie

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

V-1-7. Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection**V-1-7-1. Observations sur les ballons**

Les ballons hydropneumatiques sont très répandus et il existe presque toujours une solution ballon pour une protection de conduite lors d'une disjonction électrique.

Les ballons hydropneumatiques sont de type avec ou sans vessie (ou membrane).

Il est assez fréquent d'équiper les ballons hydropneumatiques d'un organe dissymétrique (tuyère, clapet percé ou échancré en eaux usées) ou d'une soupape anti-bélier pour lutter contre les surpressions consécutives aux retours d'eaux en masse.

Les ballons anti-bélier à vessie seront préférentiellement de type vertical. Lors des régimes transitoires un volume résiduel suffisant d'eau doit être respecté.

V-1-7-2. Observations sur les clapets d'entrée d'air

Ce type de protection permet des solutions alternatives dans le cas de certains transferts d'eaux usées ou pluviales. Les clapets d'entrée d'air doivent être spécifiques et de très faible inertie. La protection par entrée d'air est généralement moins performante que celle d'un ballon, en raison de variations de pression plus brutales et de dépressions plus fortes. Il est fréquent de devoir installer un clapet d'entrée d'air supplémentaire en cours de réseau (suivant profil en long de la conduite). Ce type de protection nécessite des sorties d'air adaptées.

Dans le cas de profil en long de conduite comportant un point haut, la combinaison d'un ballon et d'une entrée d'air en réseau permet, dans certain cas de réduire le volume du ballon.

V-1-8. Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier

Si en utilisant les règles suivantes, nous pouvons éviter le phénomène transitoire :

V-1-8-1. Règles 1 : Pression minimale admissible

En présence d'eau potable ou d'eau destinée à la consommation humaine (avant traitement), aucune dépression de la conduite n'est admise. La pression intérieure de la conduite doit être supérieure à la pression extérieure (niveau maxi de la nappe ou des inondations). Dans le cas de l'assainissement, la dépression maximale admissible pour les conduites est de **5 mce** (en absence d'indication du fournisseur de la conduite).

V-1-8-2. Règles 2 : Maintenance

La maintenance régulière des équipements de protection est indispensable. Lors d'une opération de maintenance sur un appareil de protection anti-bélier, la station de pompage n'est plus protégée, elle est alors indisponible. Un fonctionnement en mode dégradé de l'installation (à débit réduit) est souvent possible mais nécessite une étude préalable (cas des relevages d'eaux usées avec arrivée permanente d'effluents). Dans certains cas, notamment en zone urbaine, les équipements de protection sont doublés ou dédoublés.

Des moyens de vidange des organes de protection sont à prévoir avec, en assainissement, la récupération des eaux usées.

V-1-8-3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection

Les dispositifs de protection doivent être au plus près de la conduite à protéger pour éviter tout retard lié au temps de réponse. Le raccordement sera conçu avec le minimum de perte de charge, les robinets d'isolement à passage intégral de type robinet-vanne seront à ce titre préféré aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir.

V-1-8-4. Règles 4 : Recommandations diverses

- Pour la fourniture d'eau potable, les matériaux constitutifs des dispositifs de protection doivent être conformes à la réglementation.
- Les équipements exposés au gel doivent comporter une protection spécifique.
- Les compresseurs d'air doivent refouler de l'air non pollué.
- Les temporisations de redémarrage des pompes suite à une disjonction doivent être adaptées au temps d'amortissement des régimes transitoires.
- Une prise de pression pour la vérification de l'efficacité de la protection est à prévoir.

- Dans le cas de l'installation d'un surpresseur en aval d'un disconnecteur, la conduite d'aspiration peut être soumise à une pression supérieure à la pression de l'alimentation en eau.

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

V-1-9. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

V-1-9-1. Dimensionnement de réservoir d'air

On calculera la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} ;$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \times 10^9$ Pa pour la fonte ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte) ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0038m$ pour la fonte ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque : Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir (Annexe II).

La charge tenant compte du coup de bélier en (m) :

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} ;$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2).

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 : H_g + 10 ;$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{max} = Z + 10 ;$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{min}}{Z_0} ; \text{ voir (Annexe II)}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S , on tire U_0 , donc : $U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$;

Avec U_{max} est le volume du réservoir d'air en (m^3).

V-1-9-2. Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (V.04).

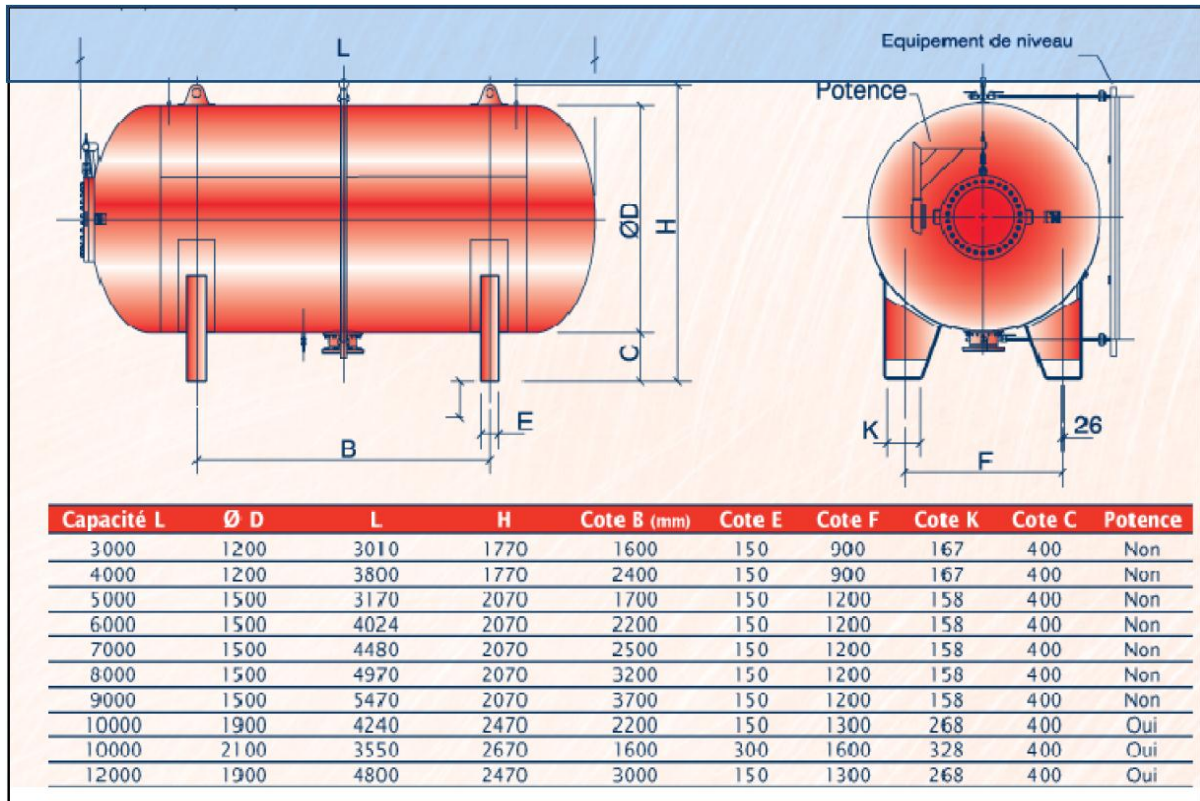


Figure V.04: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

V-1-9-3. Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

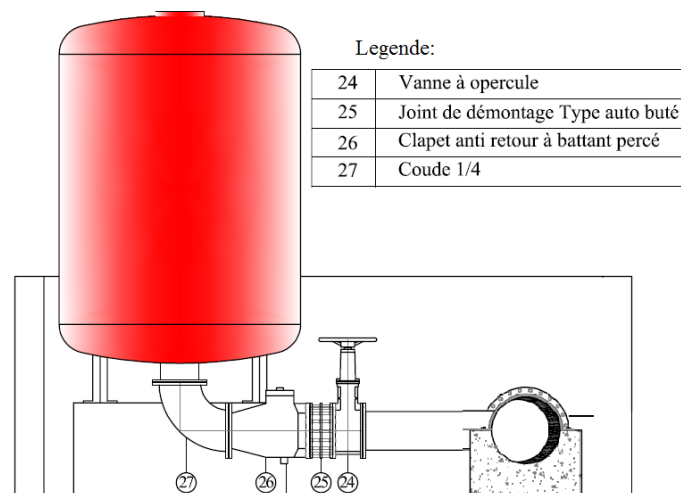


Figure V.05: Schéma d'installation du réservoir d'air.

V-1-9-4. Documents pour une étude de protection

Les principaux documents à fournir pour une étude anti-bélier sont :

- profil en long du réseau,
- courbes de pompe et inertie des groupes moteurs et pompe,
- type de conduites, diamètres intérieurs et pressions admissibles,
- hauteurs altimétriques de l'aspiration et de l'exutoire,
- singularités particulières (type de robinet de réservoir, stabilisateur, ventouse, ...).

L'étude des régimes transitoires se fait sur conduite neuve, au débit maxi de l'installation.

V-2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

V-2-1. Généralités

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

- la corrosion électrochimique (ou corrosion humide).
- la corrosion à haute température (ou corrosion sèche).

V-2-2. Protection cathodique

La protection cathodique peut être efficace et ne concerne que les ouvrages enterrés ou immergés. Cette catégorie représente par ailleurs la grande majorité des problèmes de corrosion rencontrés car liée à la présence de l'eau au contact des métaux. C'est le cas en particulier des environnements naturels, tels que les eaux douces, l'eau de mer ou les sols. C'est aussi le cas de la plupart des milieux liquides de l'industrie, ainsi que des gaz conduisant à des condensations liquides contenant de l'eau (seulement si l'eau est acide ou contient de l'oxygène dissous).

V-2-2-1. Principe de la corrosion électrochimique

La corrosion d'un métal comme le fer est la résultante d'un processus qui peut être schématisé par l'équation suivante :



Cette équation signifie simplement que les atomes du métal (Fe) sous l'action d'un processus de corrosion se transforment en ions positifs (Fe^{2+}) qui quittent le métal pour passer dans le milieu. Il y a changement d'état de la matière lié à la réaction de dissolution du métal. Ce changement d'état s'accompagne de la libération d'électrons (2e^{-} dans le cas du fer).

Pour qu'un processus de corrosion se déclenche, il faut donc :

- une surface métallique comportant des zones anodiques et des zones cathodiques, donc des hétérogénéités de potentiel;
- un électrolyte assurant le transport des ions afin de refermer le circuit électrique pour permettre la circulation des électrons. L'électrolyte est assurée par le milieu (sol immergé, eau).

Lorsque la corrosion est généralisée, les différents points de la surface du métal sont successivement cathodiques et anodiques et la perte d'épaisseur est globalement uniforme. Dans ce cas, la vitesse de corrosion peut être évaluée.

V-2-2-2. Protection par anodes sacrificielles

La protection cathodique par anodes sacrificielles a pour but de mettre à profit l'effet du couple galvanique (pile) crée par l'association, dans un même électrolyte, de deux métaux différents : le métal à protéger et un métal moins noble qui constitue l'anode. Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution en portant la surface du métal à protéger au-delà de son potentiel d'immunité. La réalisation est schématisée dans les figures(V.06-V.07).

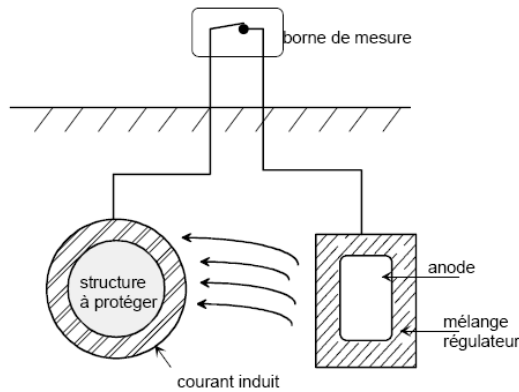


Figure V.06: Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.

Pour que la protection existe, il faut :

- que la pile débite, donc que l'anode soit reliée électriquement au métal,
- que la surface à protéger et l'anode soient plongées toutes dans le même milieu électrolytique,
- que l'installation soit adaptée à la surface à protéger (dimensions, nombre, répartition des anodes).

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.

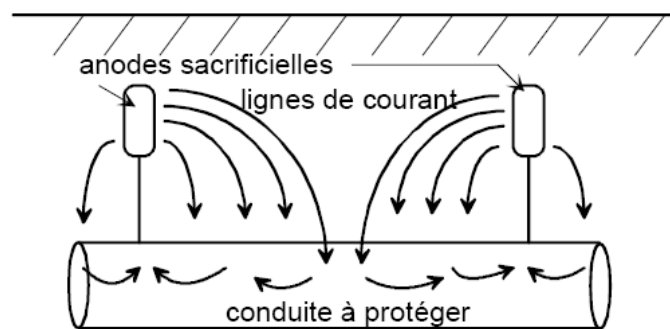


Figure V.07: Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.

V-2-2-3. Systèmes de protection par courant impose

La protection par courant imposé (ou de soutirage) utilise une source d'énergie électrique en courant continu qui débite dans un circuit comprenant :

- Un déversoir (ou masse anodique),

- L'électrolyte (sol ou eau),
- La structure à protéger.

Le pôle positif de la source est relié au déversoir alors que le pôle négatif est relié à la structure à protéger.

Le courant venant du déversoir traverse l'électrolyte, puis entre dans la structure créant ainsi un abaissement de potentiel recherché correspondant à l'immunité du métal.

Par exemple, pour de l'acier dans un sol type, la différence de potentiel (DDP) entre l'électrode de référence au sulfate de cuivre saturé est inférieure à (- 0,850 V) en tous points de la structure. En général, la valeur limite inférieure que l'on cherche à atteindre est d'environ (-1 V).

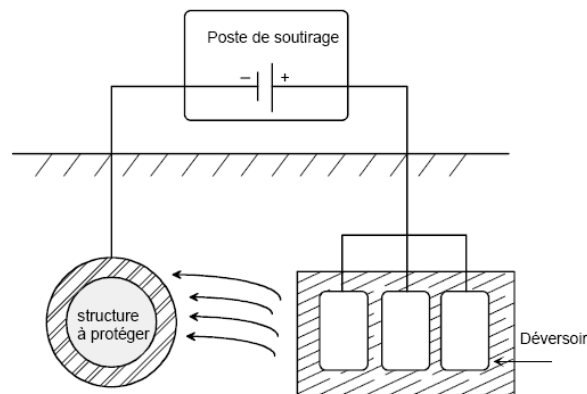


Figure V.08: Principe de la protection cathodique à courant imposé.

V-2-2-4. Intérêt des revêtements associés à la protection cathodique

La protection cathodique est systématiquement utilisée dans un système duplex qui associe une protection passive et une protection active. La protection cathodique n'entre en fonction que s'il y a un défaut de revêtement et une partie de métal en contact direct avec l'électrolyte (sol ou eau).

Les revêtements sont souvent associés à la protection cathodique afin de :

- offrir une protection supplémentaire contre la corrosion et de façon "passive",
- aider la protection cathodique dans les rôles suivants :
 - limiter le courant consommé,
 - réduire la consommation des anodes,
 - assurer une polarisation plus rapide,
 - assurer une portée de la protection cathodique dans les structures complexes,
 - assurer une meilleure répartition du courant dans la structure,
 - réduire le coût global de la protection.

V-2-3. Les revêtements organiques

Les revêtements organiques forment une barrière plus ou moins imperméable entre le matériau et le milieu. Ils se divisent en trois familles :

- Les peintures et vernis;
- Les bitumes;
- Les revêtements polymériques.

V-2-3-1 Les peintures et vernis

Une peinture est un mélange composé de particules insolubles (les pigments) en suspension dans un milieu aqueux ou organique constitué par un liant et un solvant. Les pigments assurent l'inhibition de la corrosion et peuvent également avoir une fonction décorative. Le liant assure la cohésion du film et son adhérence au substrat, tandis que le solvant permet d'appliquer la peinture à l'état liquide. En général, l'application d'une peinture consiste en un traitement multicouche d'une épaisseur totale de 100 à 200 μ m comprenant :

- Une couche primaire adhérente au métal qui contient les pigments destinés à retarder l'oxydation du matériau (épaisseur 10 à 40 μ m). On distingue les peintures primaires réactives PPR (wash primer) et les peintures primaires d'atelier (shopsprimer). Les premières sont des solutions phosphatantes ou chromatantes qui, ainsi que nous l'avons déjà mentionné, favorisent l'accrochage des couches ultérieures. Les secondes, plus épaisses, ont un rôle protecteur plus marqué. D'autres peintures primaires ont un rôle protecteur contre la corrosion par alcalinisation (minium) ou par effet galvanique (peinture au zinc).
- Des couches intermédiaires qui renforcent la protection, augmentent l'étanchéité et diminuent les irrégularités.
- Une couche de finition pour l'étanchéité et l'esthétique.

V-2-3-2. Les bitumes

On les utilise principalement pour protéger des structures enterrées en acier ou en fonte. Ils se présentent en général sous la forme d'un revêtement épais (de l'ordre de 5 mm), dont la plasticité réduit considérablement les risques de dégradation mécanique.

V-2-3-3. Les revêtements polymériques

Il existe une grande variété de ce type de revêtement comme les thermoplastes (polyéthylène, polypropylène, PVC, PTFE,...), les caoutchoucs (naturel ou synthétique), et les thermodurcissables (polyuréthane, époxydes, polyesters,...).

Leur épaisseur est normalement de 100 à 500 μ m. On les applique par divers procédés : par poudre, au pistolet, par laminage, par immersion.

L'application par poudre est particulièrement répandue pour les thermoplastes, soit par immersion dans un lit de poudre agité, soit par projection au pistolet. L'objet ainsi recouvert subit ensuite un recuit entraînant la transformation de la poudre en un revêtement polymérique compact.

Les produits thermodurcissables sont quant à eux souvent employés à l'état liquide, la solution contenant un mélange de résine et de durcisseur. Ils se distinguent des peintures et vernis par le fait qu'ils produisent en général des couches plus épaisses.

Remarque: Fiche des travaux en sécurité **Annexe (III)**

Conclusion

En ce qui concerne le phénomène transitoire, nous avons choisi un réservoir de bélier pour protéger les tuyaux et les pompes de ce phénomène. Même la protection des canalisations a été planifiée pour augmenter la durée de service des canalisations et réduire l'agressivité de l'eau et du sol sur leurs parois, et prendre des précautions pour les protéger .

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pouvons conclure que le renforcement du réseau d'alimentation de notre région d'étude présenté dans le transfert des eaux potable de site de production de 19 MARS vers les différents réservoirs de distribution, doit être composé de :

- Une station de pompage installée en charge au site de 19 MARS refoule un débit de 347.22 l/s Pour deux couloirs :

➤ Pour couloir 1

- Une HMT de 36.87 m et composée de trois pompes fonctionnant en parallèle avec une pompe de secours.
- La premier conduite Ø400 pour refoulement d'un débit de 132.03 l/s de la station de pompage site 19 MARS vers le point 'R1'
- La deuxième conduite Ø250, pour un débit de 45,77 l/s du point de ramification 'R1' vers Château d'eau de Route Touggourt
- La troisième conduite Ø400, d'un débit de 86,26 l/s du au point 'R1' vers le deuxième point 'R2'.
- La quatrième conduite Ø315, pour un débit de 61,93 l/s du au point 'R2' vers le troisième point 'R3'.
- La cinquième conduite Ø110, pour un débit de 6,67 l/s du au point de ramification 'R3' vers Château d'eau Teksebt
- La sixième conduite Ø315, pour un débit de 55,26l/s du au point de ramification 'R3' vers Château d'eau El Gara.
- Leseptième conduite Ø200, pour un débit de 24,33l/s du au point de ramification 'R2' vers Château d'eau de l'Université.

➤ Pour couloir 2

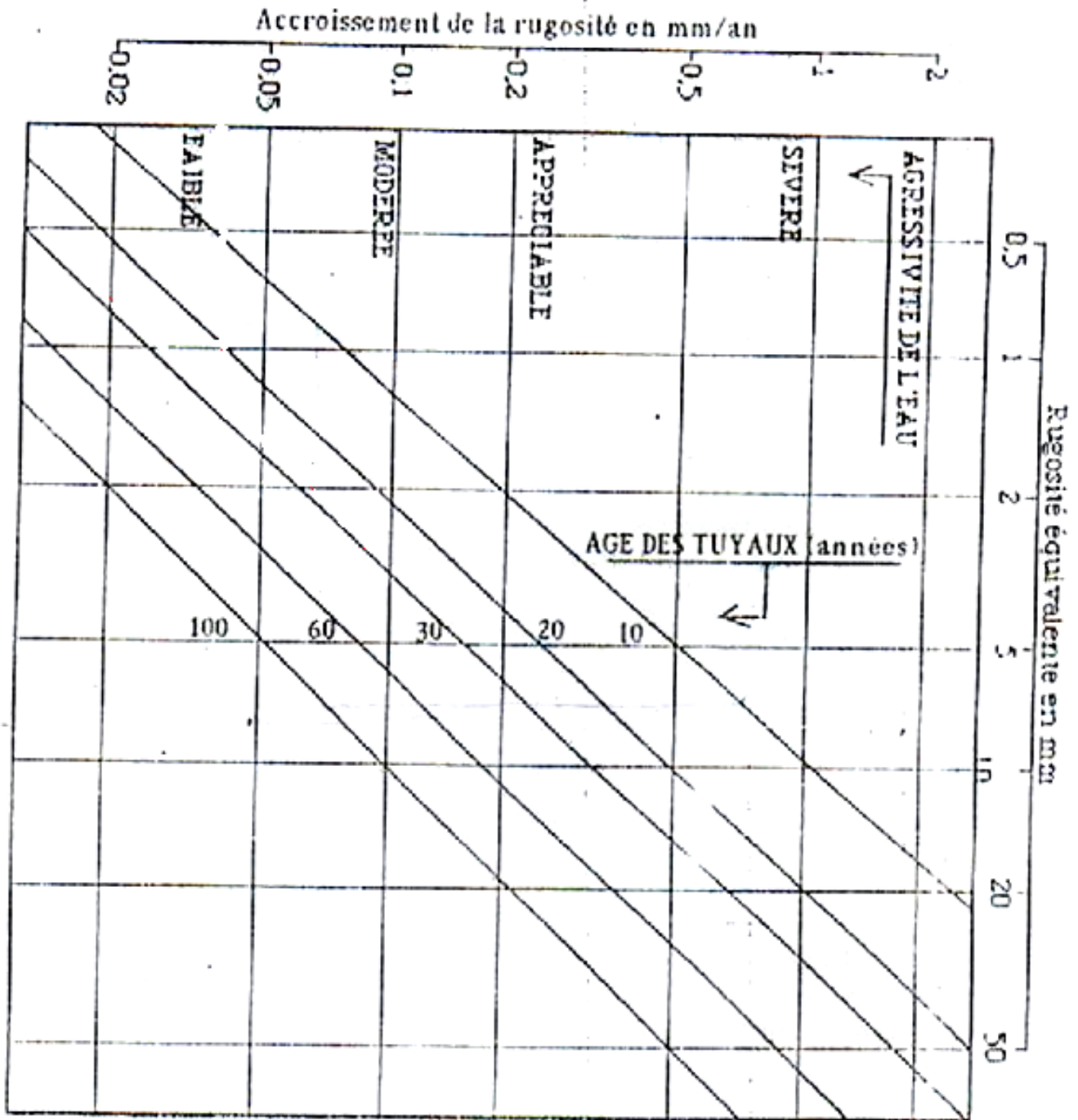
- Les diamètres sont présents dans le Tableau **III.32**
- Avec la pose des vannes de régulation

En ce qui concerne le phénomène transitoire, nous avons choisi un réservoir de bélier pour protéger les tuyaux et les pompes de ce phénomène. Même la protection des canalisations a été planifiée pour augmenter la durée de service des canalisations et réduire l'agressivité de l'eau et du sol sur leurs parois, et prendre des précautions pour les protéger.

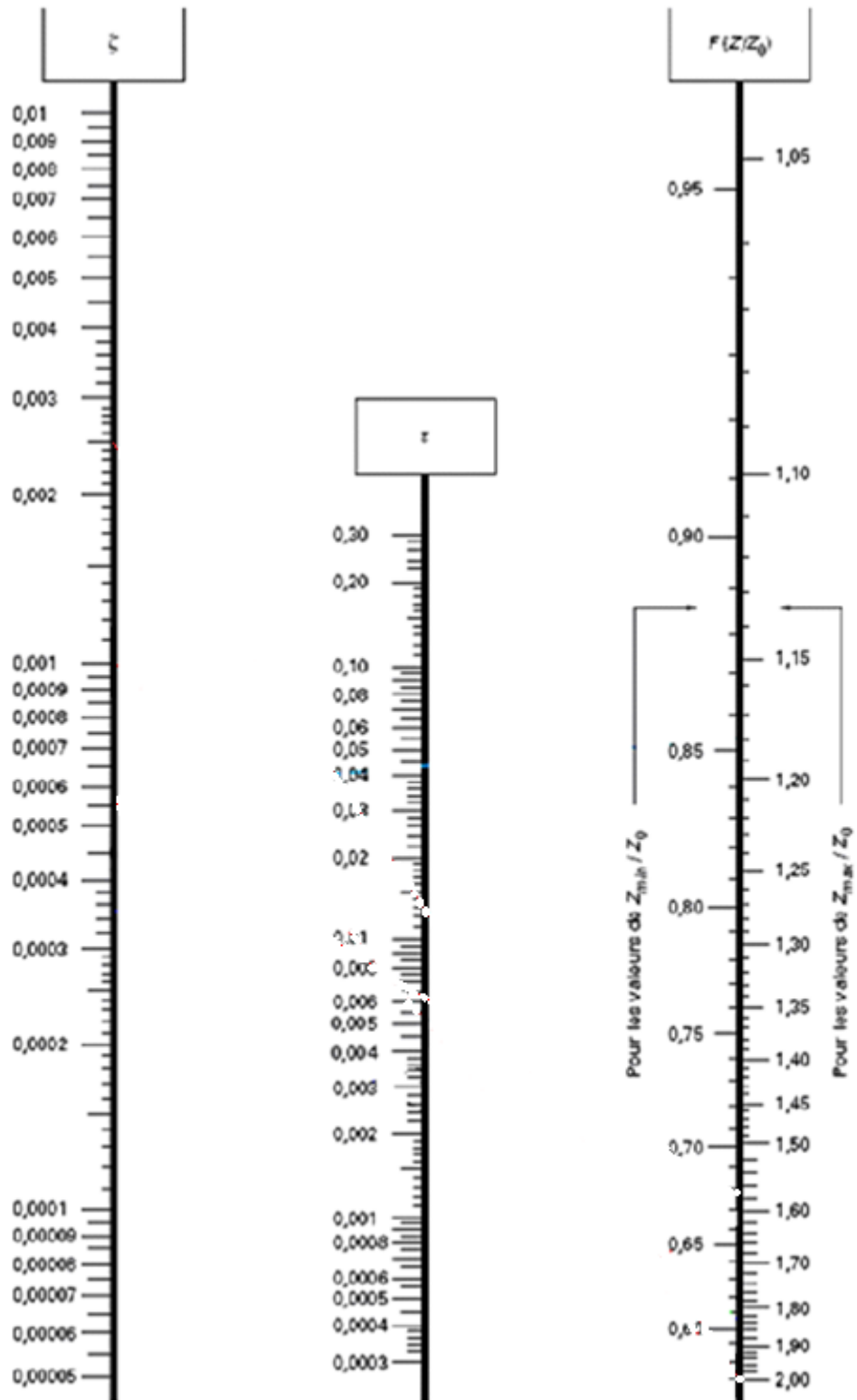
ANNEXES

Annexe (I) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

ABAQUE DE M.PETER LAMONT
RUGOSITE D'UNE CONDUITE EN FONCTION DE SON AGE



Annexe (II) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.



$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z}{Z_0} - \ln \frac{Z}{Z_0} - 1 \right]^{-1}$$

— Représentation de 19 MARS

Travaux en sécurité

Avant le travail

- Contactez obligatoirement le(s) opérateur(s) présent(s) sur le site. Les numéros d'appel se trouvent en dernière page.**
Les opérateurs sont les seuls habilités à fournir les renseignements concernant l'accessibilité du site et vous informeront de la procédure à suivre.
Si plusieurs opérateurs sont présents sur le même site, vous devez téléphoner à chaque opérateur.
- Examinez l'état général du site où vous allez travailler afin d'identifier les zones représentant un danger potentiel;** par exemple, les bords des toitures non protégés, un sol glissant, la présence d'objets ou de matériaux augmentant le risque de chute, la proximité des antennes (cf. les gabarits de sécurité). Délimitez les zones dangereuses avec un ruban, installez des panneaux de signalisation temporaires,...
- Utilisez les équipements de protection collective** afin d'assurer votre protection ainsi que celle du public; par exemple, installez un garde-corps métallique ou temporaire, des filets de sécurité, utilisez des lignes de vie,...

Annexe (III) : Fiche des travaux en sécurité.

et/ou de protection individuelle: utilisez un casque, des gants et des bottines de sécurité, un harnais, un amortisseur de choc et accrochez-vous à un point d'ancrage,...

Assurez-vous du bon état du matériel et utilisez-le correctement.

- Respectez les 3 règles de sécurité suivantes :**
 - **SECURISEZ LE SITE ET L'ACCES AU SITE**
 - **TENEZ COMPTE DES 3 MAILLONS DE LA SECURITE INDIVIDUELLE: Ancrage, liaison et préhension adaptés aux circonstances.**
 - **SEULES LES PERSONNES COMPÉTENTES et formées aux différentes interventions sont aptes à les exécuter.**

Pendant le travail

Aucun travail à effectuer dans des conditions dangereuses ne doit être confié à un travailleur isolé. La présence d'une autre personne susceptible de donner rapidement l'alarme est nécessaire.

Après le travail

Nettoyez convenablement le site de tous les déchets et matériaux utilisés pendant l'intervention et emportez-les.

Pictogrammes



Accès interdit aux personnes non-autorisées.



Extincteur



Port du casque obligatoire.



Port des bottines de sécurité obligatoire.



Port du harnais de sécurité obligatoire.



Rayonnement non-ionisant.



Tension électrique dangereuse.



Danger de chute par différences de niveau.

N° de téléphone

En cas de travaux dans les zones de sécurité, veuillez téléphoner à un ou plusieurs des numéros de téléphone

Annexe (IV) : Le débit global des forages artésiens de l'ADE.

Forages	débit en (L/s)	débit en (m³/j)
Forage de Route de Touggourt	35	3024
Forage de El-gara	35	3024
Forage de Tekssebt	35	3024
Forage de Université	35	3024
Forage de 19 Mars	35	3024
Forage de Chouhada	35	3024
Forage de 400 Logts	35	3024
Forage de Sidi Mastour	35	3024
Forage de Nadhour	35	3024
Forage de Chott	35	3024
Forage de 8 Mai	35	3024
		Total = 33264