

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ITIBROUT Samir

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

***TRANSFERT DES EAUX DE LA NAPPE DE CHOTT EL GHARBI
VERS LES LOCALITES SUD ET OUEST DE LA
WILAYA DE SIDI BEL ABBES***

Soutenu le 28 /06 /2016 devant le jury composé de :

- Président : **Mr BELHOCINE, M.**

- Promoteur : **Mr BERREKSI, A.**

Mr HAMMOUCHE, A.

- Examineur : **Mr BEDJOU, A.**

Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier le bon Dieu de m'avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.

*Je remercie également mes promoteurs **Mr BERRIKSI. A** et **Mr HAMMOUCHE. A** Pour leur aide, conseil, orientation et le temps qu'ils m'ont accordés.*

*Mes vifs remerciements à **Mr MOUSSAOUI. L** de m'avoir accordé un stage au sein de l'entreprise Cosider Pol H 20, je remercie aussi toute l'équipe de service technique en particulier **Mr ARKOUB. A** pour son aide, ses conseils et de m'avoir accordé son temps.*

*Mes remerciements également à **Mr AMARA. L** pour son aide, orientation et le temps qu'il m'accordé. Ainsi que à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, que Dieu les protège.

Mes frères Fatah, Abd el ghani et Mohand.

Mon grand père et ma grande mère, que Dieu les protège.

Ma tante Zahia, ainsi que son mari Kamel.

Mon oncle Djamel.

Mon oncle Azize ainsi que sa femme Kahina et leur fille Cilia.

*Mon oncle Abd enour ainsi que sa femme Fatma et leur fille Thiziri et fils
Amirouche.*

Nassima.

A tout la famille ITIBROUT et ARKOUB.

A tous mes amis.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins	
I-2- Présentation du site.....	2
I-2-1- Situation géographique.....	2
I-2-2- Situation topographique	4
I-2-3- Situation climatique.....	4
I-2-3-1- Les températures.....	4
I-2-3-2- Les vents.....	4
I-2-3-3- La pluviométrie	4
I-2-3-4- La gelée	5
I-2-4- Situation géologique.....	5
I-2-5- Situation hydrographique	5
I-2-6- Situation hydraulique actuelle	5
I-2-7- Situation démographique.....	5
I-3- Estimation des besoins	6
I-3-1- Evaluation de la population future	6
I-3-2- Les différentes catégories de besoin.....	7
I-3-3- Evaluation de la consommation moyenne journalière	7
I-3-3-1- Besoins domestiques	7
I-3-3-2- Besoins scolaires	8
I-3-3-3- Besoins sanitaires	8
I-3-3-4- Besoins administratifs	9
I-3-3-5- Besoins socio-culturels.....	9
I-3-3-6- Besoins commerciaux	10
I-3-3-7- Besoins agricoles.....	10
I-3-4- Récapitulation de la consommation moyenne journalière	10
I-3-4-1- Majoration de la consommation moyenne journalière	11
I-3-5- Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	11
I-3-5-1- Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	11
I-3-5-2- Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)	12
I-3-6- Etude des variations des débits horaires.....	12
I-3-6-2- Détermination du débit minimum horaire.....	13

I-2-7- Total des besoins journaliers pour chaque localité.....	19
I-4- Conclusion.....	19

Chapitre II : Les réservoirs

II-1- Introduction.....	20
II-2- Classification des réservoirs	20
II-2-1- Type de réservoir	20
II-2-2- La Forme du réservoir.....	20
II-3- Le Choix du réservoir	20
II-4- Emplacement du réservoir	20
II-5- Equipements des réservoirs.....	21
II-5-1- Equipements d'intervention	21
II-5-2- Equipements de nettoyage	21
II-5-3- Equipements hydrauliques	21
II-5-3-1- Conduite d'arrivé ou d'adduction	21
II-5-3-2- Conduite de départ ou de distribution	21
II-5-3-3- Conduite de vidange	22
II-5-3-4- Trop-plein	22
II-5-3-5- Vannes de sectionnement.....	22
II-5-3-6- By-pass.....	22
II-5-3-7- Système de matérialisation d'incendie.....	22
II-6- Capacité du réservoir	24
II-6-1- Réservoir destiné pour les agglomérations	24
II-6-2- Détermination des capacités des réservoirs	24
II-7- Forme des réservoirs	31
II-7- 1- Le diamètre de la cuve	32
II-7- 2- Réévaluation des hauteurs d'eau.....	32
II-7- 2-1- La hauteur totale H du réservoir	32
II-7- 2- 2- La hauteur de la réserve d'incendie	32
II-8- Conclusion	33

Chapitre III : Adduction

III-1- Introduction	34
III-2- Types d'adduction	34
III-2-1- Adduction gravitaire	34

III-2-2- Adduction par refoulement	34
III-2-3- Adduction mixte	34
III-3- Choix du tracé.....	34
III-4- Choix du type des conduites	34
III-5- Etude technico-économique	34
III-5-1-Détirmination du diamètre.....	34
III-5-2- Calcule de la vitesse	35
III-5-3- Calcule des pertes de charge.....	35
III-5-3-1- Pertes de charge linéaires.....	35
III-5-3-2- Pertes de charge singulières.....	36
III-5-3-3- Perte de charge totale.....	36
III-5-4- Calcul de hauteur manométrique totale	37
III-5-5- Puissance de pompage	37
III-5-6- Energie consommée par la pompe.....	37
III-5-7- Frais d'exploitation.....	37
III-5-8- Frais d'amortissement.....	37
III-5-9- Calcul du bilan.....	38
III-6- Calcul des conduites gravitaires	38
III-7- Equipement de l'adduction	39
III-7-1- Ventouses.....	39
III-7-2- Vidanges	39
III-7-3- Vannes de sectionnement	39
III-7-4- Vanne de survitesse	39
III-7-5- Vannes altimétriques	39
III-7-6- Limiteurs de débit.....	39
III-7-7- Nœuds.....	39
III-7-8- Raccordements aux réservoirs	40
III-8- Description du schéma d'adduction.....	40
III-9- Calcul des diamètres de l'adduction	42
III-9-1- Adduction gravitaire	42
III-9-1-1- Tronçon (Piquage – Nœud A)	42
III-9-1-2- Tronçon (Nœud A – Nœud B).....	45
III-9-1-3- Tronçon (Nœud B – Nœud Ras El Ma).....	45
III-9-1-4- Tronçon (Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma).....	46
III-9-1-5- Tronçon (Nœud Ras El Ma – Réservoir d'irrigation Ras El Ma).....	47
III-9-1-6- Tronçon (Nœud A – Nœud C).....	47

III-9-1-7- Tronçon (Nœud C – Nœud Redjem Demouche)	48
III-9-1-8- Tronçon (Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche)	49
III-9-1-9- Tronçon (Nœud Redjem Demouche – Réservoir d’irrigation Redjem Demouche)	50
III-9-1-10- Tronçon (Nœud C – Nœud D)	51
III-10-1-11- Tronçon (Nœud D– Noeud Bir El Hammam)	51
III-9-1-12- Tronçon (Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam)	53
III-9-1-13- Tronçon Nœud Bir El Hammam – Réservoir d’irrigation Bir El Hammam	54
III-9-1-14- Tronçon (Nœud D– Noeud Oued Sbaa)	54
III-9-1-15- Tronçon Noeud Oued Sbaa – Réservoir d’irrigation Oued Sbaa	56
III-9-2- Adduction par refoulement du tronçon Station de reprise– réservoir Oued Sbaa ...	56
III-9-2-1- Calcul de la Hmt	57
III-9-2-2- Calcul des frais d’exploitation	57
III-9-2-3- Calcul des frais d’amortissement	57
III-9-2-4- Calcul du bilan	57
III-10- Conclusion	58

Chapitre IV : Pompes

IV-1- Introduction	59
IV-2- Classification des pompes centrifuges	59
IV-2-1- Suivant la forme de la roue	59
IV-2-2- Suivant la forme du corps de la pompe	59
IV-2-3- Suivant le nombre de roue	59
IV-2-4- Suivant la position de son axe	59
IV-3- Caractéristiques des pompes centrifuges	59
IV-4- Choix de la pompe	59
IV-5- Les courbes caractéristiques des pompes	60
IV-5-1- La courbe hauteur - débit	60
IV-5-2- La courbe puissance – débit	60
IV-5-3- La courbe rendement – débit	60
IV-6- Puissance absorbée	60
IV-7- Hauteur manométrique totale	61
IV-7-1- La hauteur géométrique	61
IV-7-2- Les pertes de charge d’aspiration et de refoulement	61
IV-8- Couplage des pompes	61
IV-8-1- Couplage en série	61

IV-8-2- Couplage en parallèle	61
IV-9- Point de fonctionnement.....	61
IV-9-1- Caractéristique d'un réseau hydraulique	61
IV-9-2- Point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite	62
IV-10- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	62
IV-10-1- Première variante (Variation du temps de pompage)	62
IV-10-2- Deuxième variante (Régulation par étouffement ou bien le vannage).....	62
IV-10-3- Troisième variante (rognage de la roue de la pompe)	63
IV-10-4- Quatrième variante (variation de la vitesse de rotation).....	63
IV-11- Etude de la cavitation	64
IV-12- Choix du type de la pompe pour la station d'Oued Sbaa	65
IV-13- Etude de la cavitation	69
IV-14- Conclusion.....	70

Chapitre V : Protection et pose des conduites

V-1- Introduction.....	71
V-2- Protection des conduites en acier contre la corrosion.....	71
V-2-1- Protection contre la corrosion externe	71
V-2-1-1- Les revêtements	71
V-2-1-2- Protection cathodique	71
V-2-2- La protection contre la corrosion interne.....	73
V-3- Protection contre le coup de bélier	73
V-3-1- Cause du phénomène	74
V-3-2- Conséquences du phénomène	74
V-3-3- Moyens de protection contre le coup de bélier	74
V-3-3-1- Volant d'inertie	74
V-3-3-2- Les ventouses.....	74
V-3-3-3- Le réservoir d'air	72
V-3-3-4- Cheminée d'équilibre.....	75
V-4- Etude du coup de bélier	76
V-4-1- Calcul de la célérité d'onde	76
V-4-2- Valeur numérique du coup de bélier.....	76
V-4-2-1- Fermeture brusque	77
V-5- Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons.....	77
V-5-1- Calcul du coup de bélier pour le tronçon de refoulement.....	77
V-5-1-1- Interprétation des résultats	78

V-5-1-2- Choix de moyen de protection de la conduite de refoulement	78
V-5-2- Méthode de calcul.....	78
V-5-2-1- Calcul des pertes de charge dans la tuyère	79
V-5-2-2- Variation du volume d'air dans le réservoir	81
V-5-2-3- Dimensionnement du réservoir d'air	82
V-5-3- Calcul du coup de bélier dans les tronçons gravitaires	84
V-6- Pose des conduites	86
V-6- 1- Exécution et aménagement de la tranchée.....	86
V-6-2- Franchissement des points spéciaux	87
V- 6-2-1- Traversées des routes	87
V- 6-2-2- Traversés souterraine de ravin ou d'oued.....	87
V- 6-2-3- Pose en élévation	88
V- 6-2-4- Stabilisation de la conduite	88
V- 6-2-5- Essai hydrostatique du réseau.....	89
V- 6-2-6- Le remblaiement de la conduite.....	90
V- 6-2-7- La stérilisation de la conduite neuve avant la mise en service	90
V-7- Conclusion	90
Conclusion générale.....	91
Bibliographie.....	92

Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Précipitations annuelles	4
Tableau (I-2) : Population recensée en 2008.....	5
Tableau (I-3) : Population recensée en 2008.....	6
Tableau (I-4) : Evaluation de la population à l’horizon 2046	6
Tableau (I-5) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques	8
Tableau (I-6) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires	8
Tableau (I-7) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	8
Tableau (I-8) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs	9
Tableau (I-9) : Tableau récapitulatif des besoins socio-culturels.....	10
Tableau (I-10) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux	10
Tableau (I-11) : Tableau récapitulatif des besoins en eau de l’irrigation.....	10
Tableau (I-12) : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	11
Tableau (I-13) : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés.....	11
Tableau (I-14) : Tableau récapitulatif des consommations moyennes, minimales et maximales.....	12
Tableau (I-15) : β_{\max} en fonction du nombre d’habitants.....	13
Tableau (I-16) : β_{\max} , $K_{\max.h}$ et débits horaires correspond au nombre d’habitants.....	13
Tableau (I-17) : β_{\min} en fonction du nombre d’habitants	14
Tableau (I-18) : β_{\min} , $K_{\min.h}$ et débits horaires pour chaque localité	14
Tableau (I-19) : Variation du débit horaire pour la localité Ras El Ma	15
Tableau (I-20) : Variation du débit horaire pour la localité d’Oued Sbaa	16
Tableau (I-21) : Variation du débit horaire pour la localité de Bir El Hammam.....	17
Tableau (I-22) : Variation du débit horaire pour la localité de Redjem Demouche.....	18
Tableau (I-23) : Récapitulatif des débits de pointe pour chaque localité.....	19
Tableau (I-24) : Tableau récapitulatif des besoins journaliers pour chaque localité.....	19
Tableau (II-1) : Fonctionnement du réservoir de Ras El Ma	25
Tableau (II-2) : Fonctionnement du réservoir d’Oued Sbaa	26
Tableau (II-3) : Fonctionnement du réservoir de Bir El Hammam.....	27
Tableau (II-4) : Fonctionnement du réservoir de Redjem Demouche	28
Tableau (II-5) : Fonctionnement de la bêche de reprise d’Oued Sbaa.....	29
Tableau (II-6) : Fonctionnement des réservoirs d’irrigation	30
Tableau (II-7) : Tableau récapitulatif des capacités des réservoirs	31
Tableau (II-8) : Tableau donnant les dimensions des différents réservoirs	33
Tableau (III-1) : La variation de l’angle θ d’ouverture de la vanne en fonction de ζ	43
Tableau (III-2) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Piquage – Nœud A...43	43
Tableau (III-3) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Piquage – Nœud A.....	43

Tableau (III-4) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud A – Nœud B.....	45
Tableau (III-5) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud A – Nœud B.....	45
Tableau (III-6) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud B – Nœud Ras El Ma.....	45
Tableau (III-7) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud B – Nœud Ras El Ma.....	46
Tableau (III-8) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma.....	46
Tableau (III-9) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma.....	46
Tableau (III-10) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Ras El Ma – Réservoir d’irrigation Ras El Ma.....	47
Tableau (III-11) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud Ras El Ma – Réservoir d’irrigation Ras El Ma.....	47
Tableau (III-12) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud A–Nœud C.....	47
Tableau (III-13) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud A – Nœud C.....	48
Tableau (III-14) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud C – Nœud Redjem Demouche.....	48
Tableau (III-15) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud C – Redjem Demouche	49
Tableau (III-16) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche.....	49
Tableau (III-17) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche.....	50
Tableau (III-18) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Rdjem Demouche – Réservoir d’irrigation Redjem Demouche.....	50
Tableau (III-20) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud C–Nœud D.....	51
Tableau (III-21) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud C–Nœud D.....	51
Tableau (III-22) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud D– Nœud Bir El Hammam.....	52
Tableau (III-23) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud D– Nœud Bir El Hammam.....	52
Tableau (III-24) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam.....	53
Tableau (III-25) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam.....	54

Tableau (III-26) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Bir El Hammam –Réservoir d’irrigation Bir El Hammam.....	54
Tableau (III-27) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud Bir El Hammam –Réservoir d’irrigation Bir El Hammam.....	54
Tableau (III-28) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud D – Noeud Oued Sbaa.....	55
Tableau (III-29) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud D– Noeud Oued Sbaa.....	55
Tableau (III-30) : Tableau récapitulatif des différentes calculs du tronçon Noeud Oued Sbaa –Réservoir d’irrigation Oued Sbaa.....	56
Tableau (III-31) : Tableau récapitulatif des déférentes charges du tronçon Noeud Oued Sbaa –Réservoir d’irrigation Oued Sbaa.....	56
Tableau (III-32) : Calcul de la Hmt.....	57
Tableau (III-33) : Calcul des frais d’exploitation.....	57
Tableau (III-34) : Calcul des frais d’amortissement	57
Tableau (III-35) : Calcul du bilan	57
Tableau (III-36) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons de l’adduction.....	58
Tableau (IV-1) : Tension de vapeur d’eau pompé en fonction de la température.....	65
Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	78
Tableau (V-2) : Développement des résultats de calcul de réservoir d’air.....	82
Tableau (V-3) : Calcul du coup de bélier dans chaque tronçon.....	85
Tableau (V-4) : Calcul du coup de bélier dans les tronçons après le temps de fermeture.....	85
Tableau (V-5) : Les différents matériaux.....	87

Liste des figures

Figure (I-1) ; Situation géographique de la zone d'étude.....	3
Figure (I-2) : précipitation annuelle.....	4
Figure (I-3) : Accroissement de la population 2008 – 2046.....	7
Figure (II-1) : Adduction avec chute libre.....	21
Figure (II-2) : Adduction noyée.....	21
Figure (II-3) : Emplacement de la conduite de distribution.....	21
Figure (II-4) : By-pass.....	22
Figure (II-5) : Système a deux prises.....	23
Figure (II-6) : Système à siphon.....	23
Figure (III-1) : Représentation des niveaux statique et dynamique.....	39
Figure (III-2) : schéma descriptif d'Adduction.....	41
Figure (III-3) : Profile en long de la conduite.....	42
Figure (IV-1) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	60
Figure (IV-2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	64
Figure (IV-3) : Caractéristique de la pompe.....	65
Figure (IV-4) : Le point de fonctionnement.....	66
Figure (IV-5) : La perte de charge.....	67
Figure (IV-6) : Le point d'intersection.....	68
Figure (IV-7) : La courbe iso-rendement.....	69
Figure (IV-8) : $NPSH_r$	70
Figure (V-1) : anode réactive.....	72
Figure (V-2) : soutirage de courant.....	73
Figure (V-3) : réservoir d'air.....	75
Figure (V-4) : cheminé d'équilibre.....	76
Figure (V-5) : Principe de la construction de l'épure.....	79
Figure (V-6) : Epure de BERGERON.....	83
Figure (V-7) : Variation de la pression absolue en fonction de temps.....	83
Figure (V-8) : Enveloppe des pressions en régime transitoire.....	84
Figure (V-9) : Pose de la conduite en tranchée.....	86
Figure (V-10) : Protection spéciale pour la traversée de la route.....	87
Figure (V-11) : Traversée d'oued.....	88
Figure (V-12) : pose sur pieux.....	88
Figure (V-13) : Butée sur coude horizontal.....	89
Figure (V-14) : Butée sur coude vertical.....	89
Figure (V-15) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.....	89
Figure (V-16) : Butée sur un cône.....	89

Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (annuité)
a : La célérité de l'onde en m/s
B : La valeur du coup de bélier en m
B_l : Le bilan en DA
C : Coefficient de la perte de charge en cas de la montée
C' : Coefficient de la perte de charge en cas de la descente
CTN : Côte terrain naturel en m
D_{ext} : Diamètre extérieur
D_{int} : Diamètre intérieur
D_n : Diamètre normalisé
D_é : Diamètre équivalent
d_{tb} : Diamètre de la tubulure
d_{ty} : Diamètre de la tuyère
E : Energie consommée par la pompe en KWh
F_{am} : Frais d'amortissement
e : Prix unitaire du KWh en DA
e' : Epaisseur de la conduite
g : Accélération de la pesanteur en m/s²
H_a : Hauteur d'aspiration en m
H_g : Hauteur géométrique en m
H_{mt} : La hauteur manométrique totale
H₀ : La pression absolue de la conduite
h_{inc} : Hauteur de réserve d'incendie
i : Taux d'annuité
J : Perte de charge par frottement en m/ml
J_a : Perte de charge à l'aspiration en m
J_L : Perte de charge linéaire en m
J_s : Perte de charge singulière en m
J_T : Perte de charge totale en m
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi
K₀ : Coefficient de rugosité des tuyaux neufs
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal
K_{max,h} : Coefficient de variation de la consommation maximum horaire
K_{min,h} : Coefficient de variation de la consommation minimum horaire
L : Longueur de la conduite en m
m : Coefficient de rognage
N : Vitesse de rotation de la pompe
N_i : Nombre de consommateurs

- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement
(NPSH)_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration
(NPSH)_r : La charge nette minimale requise à l'aspiration
P : Puissance de pompage en KWh
P_a : Puissance absorbée par la pompe en KW
P_n : Population future à l'horizon considéré
P₀ : Population de l'année de référence
P_u : Prix unitaire de la conduite en DA/ml
P% : Résidu maximal dans le réservoir
P : Débit refoulé dans la conduite en m³/s
Q_{max,h} : Débit entrant dans la station en m³/h
Q_{max,j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année en m³/j
Q_{min,j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année en m³/j
Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/j
Q_{max,j} : Consommation maximale journalière en m³/j
Q_i : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/h
Re : Nombre de Reynolds
r : Le pourcentage de rognage
S : Section de la conduite
T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée
T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite
T_p : Nombre d'heure de pompage
t : Taux d'accroissement
U₀ : Volume d'air initial en m³
U_{max} : Volume max de l'air dans la cloche en m³
U_{min} : Volume min de l'air dans la cloche en m³
V : Vitesse d'écoulement en m/s
V_f : Vitesse finale choisie ;
V_{max} : Volume maximal de stockage en m³
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie
V_{sr} : Volume de la station de reprise en m³
V_{tot} : Volume total du réservoir d'air en m³
Z : Pression dans le réservoir d'air
Z₀ : Pression absolue
α : Coefficient de vieillissement
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
γ : Viscosité cinématique de l'eau
ζ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne en %
ρ : Masse volumique de l'eau
η : Rendement de la pompe en %
λ : Coefficient de pertes de charge

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale

Depuis l'existence de l'être humain l'eau présente l'élément indispensable dans la vie quotidienne, l'utilisation de cette dernière se focalise que ce soit pour sa propre consommation, ou pour ses différentes usages industriels ou agricoles,...etc.

L'Algérie se place parmi les pays pauvre en matière de potentiel hydrique avec une disparité entre l'Est et l'Ouest, on trouve la région Ouest qui souffre d'aridité de climat. Le manque d'eau à l'échelle national, reste comme une menace pour le pays, malgré la construction de nouveaux barrages et le recours au dessalement des eaux de mer. Mais la demande en eau augmente avec le développement économique et social, ce qui impose donc l'élaboration et la définition d'une stratégie de l'eau à moyen et à long terme.

A cet effet, un intérêt particulier est porté à la Wilaya de Sidi Bel Abbes qui se considère la moins dotée en ressource par rapport aux autres wilayas de l'Ouest d'Algérie. De ce fait les organismes gestionnaires de la région ont élaboré une stratégie d'approvisionnement en eau par le biais des transferts interne et inter-wilaya.

En effet la direction des ressources en eau de la wilaya de Sidi Bel Abbes a décidé de lancer un projet pour que les régions Sud de la Wilaya seront approvisionnées en eau à partir du piquage du réseau de transfert des eaux à partir de la nappe de Chott El Gharbi qui se situe dans la Wilaya de Nâama.

Le sujet que nous aborderons dans ce présent projet consiste à élaborer la chaine d'adduction des quatre localités Sud de la wilaya de Sidi Bel Abbes, pour cela cette étude sera menée comme suit :

- Dans le premier chapitre, nous commencerons par la présentation de la situation géographique, hydraulique et la répartition de la population. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau à l'horizon 2046, pour le but de faire un bilan qui répond à la satisfaction des besoins à long terme.
- Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs terminaux, d'irrigation et la bêche de reprise.
- Dans le troisième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites à la base d'une étude technico-économique.
- Par la suite nous passerons au quatrième chapitre où la méthodologie de choisir et d'adapter une pompe aux conditions du travail, sera détaillée.
- On terminera notre travail avec une étude de protection de la conduite contre la corrosion et le coup de bélier suivant par une technique de pose, avant de passé à une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation du site et
évaluation des besoins

I-1- Introduction

Tout projet d'alimentation en eau potable doit avoir une étude détaillée sur le site concerné par l'implantation des différents ouvrages, afin d'élaborer une conception efficace et durable. Cela consiste à connaître les différentes situations et structures que la région présente. Sachant que la quantité d'eau est un facteur très sensible dans une agglomération, et l'estimation de cette quantité dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration du mode de vie et des infrastructures existantes.

I-2- Présentation du site

I-2-1- Situation géographique

La zone d'étude de ce projet (Figure (I-1)), concernant les quatre localités Ras El Ma, Oued Sbaa, Bir El Hammam et Redjem Demouche qui se situent au Sud de la wilaya de Sidi Bel Abbas ainsi que la nappe du Chott El Gharbi qui se situe à El Aricha au Nord de la wilaya de Naâma [1].

La commune de Ras El Ma est limitée :

- Au Nord par la commune de Hcaiba.
- Au Sud par la commune de Redjeme Demouche.
- A l'Est par la commune d'Oued Sbaa.
- A l'Ouest par la commune d'El Ghor (Wilaya de Tlemcen).

La commune d'Oued Sbaa est limitée :

- Au Nord par les communes d'Ain Tindamine et Hcaiba.
- Au Sud par les communes Redjem demouche et Bir El Hammam.
- A l'Est par la commune de Dhaya Sidi Chaib.
- A l'Ouest par la commune Ras El Ma.

La commune de Bir El Hammam est limitée :

- Au Nord par la commune d'Oued Sbaa.
- Au Sud par les communes de Mekmen Ben Amer, El boidh (wilaya de Nâama).
- Au Nord Est Redjem Demouche.
- A l'Est par la commune de Bir El Hammam.
- A l'Ouest par les communes de l'Aricha (wilaya de Tlemcen).

La commune de Redjem Demouche est limitée :

- Au Nord par la commune de Ras El Ma.
- Au Sud par la commune d'El Arricha.
- A l'Est par la commune de Bir El Hammam.
- A l'Ouest par la commune d'El Ghor (wilaya de Tlemcen).

La nappe du Chott El Gharbi est limitée par :

- Les monts de Tlemcen au Nord
- L'Atlas Saharien au Sud
- Les Djebels Antar et Amrag à l'est
- Les monts de Tadrara Marocain à l'Ouest.

I-2-2- Situation topographique

Les quatre communes Ras El Ma, Redjem Demouche, Bir El Hammam et Oued Sbaa appartiennent à l'ensemble des hautes plaines telliennes où l'altitude varie entre 1000 et 1300 mètres [2].

I-2-3- Situation climatique

I-2-3-1- Les températures

Les températures sont fortes en été et souvent très basses en hiver, cependant les écarts journaliers sont toutefois plus forts au printemps, l'influence de la mer sur les versants Nord, réduit les écarts journaliers moyen mais sur les versants Sud l'influence de la zone aride est très sensible.

I-2-3-2- Les vents

A l'exception du siroco qui souffle du Sud au Nord et pendant 60 jours par an, l'orientation des vents en générale du Nord, Ouest et Est.

I-2-3-3- La pluviométrie

Cette région a un climat semi-aride, reçoit entre 300 à 400 mm de pluie par an. L'évapotranspiration potentielle constitue l'handicap de cette région. Ainsi, il faut ajouter l'handicap de l'irrégularité, des précipitations pendant la saison humide qui s'étend du mois d'octobre au mois de juin.

Le tableau (I-1) présente les précipitations annuelles dans la wilaya de Sidi Bel Abbes :

Tableau (I-1) : Précipitations annuelles

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Hauteur De la pluie (mm)	61	49	46	41	37	11	2	4	14	38	44	63	410

La figure (I-2) présente la variation des précipitations de la région

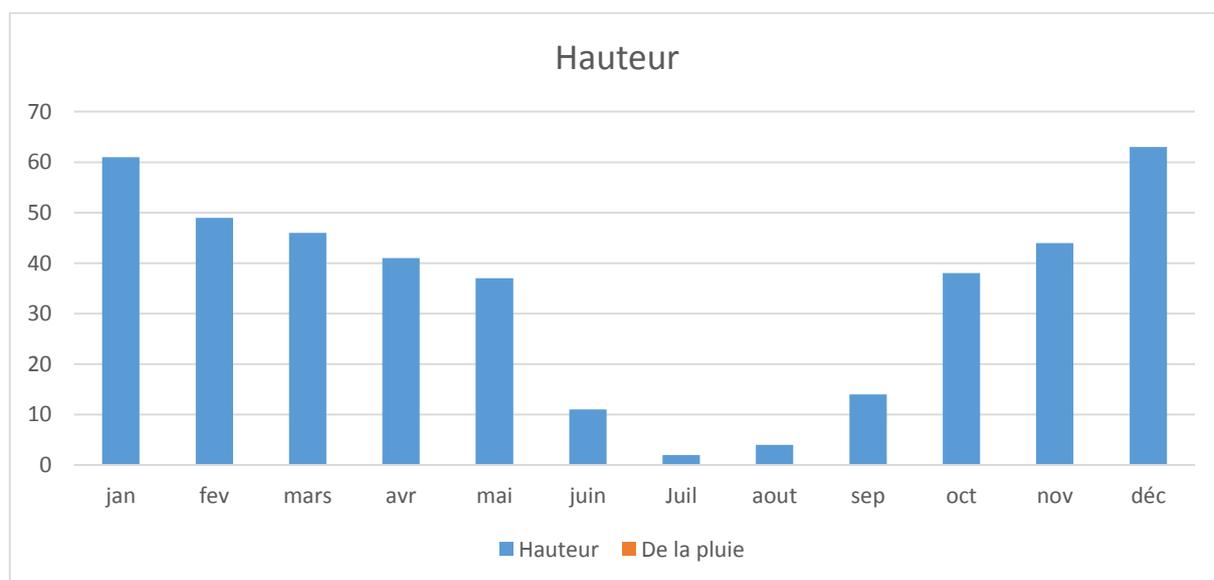


Figure (I-2) : Précipitations annuelles

I-2-3-4- La gelée

Elle est assez fréquente surtout au côté sud, il y a deux périodes de gelée, celle des mois de novembre, janvier et du mois d'avril, les premières vont de 1°C à 3°C tandis que les dernières plus nocives de 2°C à 5°C. Les gelées servent 150 jours par an.

I-2-4- Situation géologique

Les sols dominants sont caractérisés par une faible profondeur, une croûte calcaire, une teneur en matière organique très faible, décroissante selon la profondeur, alors que le taux de calcaire croît et constitue une entrave au développement des plantes. La texture est à dominance sableuse imposant une faible stabilité structurale et une faible capacité de rétention en eau ne permettant le développement que d'une végétation xérique adaptée aux conditions du milieu [1].

I-2-5- Situation hydrographique

La région est connue par des oueds à ruissellement intermittent, leurs lits s'étendent sans obstacle et se redessinent à chaque crue.

De nombreux petites nappes et infero-flux sur les oueds présentent localement des ressources non négligeables [2].

I-2-6- Situation hydraulique actuelle

Chacune des communes Ras El Ma, Oued Sbaa, Redjem Demouche et Bir El Hammam s'alimente à partir de leurs propres sources, mais ne sont pas suffisantes. La situation des ouvrages tels que les réservoirs et les réseaux ne sont pas en bonne état. Donc, il est nécessaire d'envisager une autre étude et faire recours aux autres sources [2].

I-2-7- Situation démographique

La population des communes recensée en 2008, est donnée dans le tableau (I-2) ci-après [1] :

Tableau (I-2) : Population recensée en 2008

Localité	Population (hab)
Ras El Ma	19565
Oued Sbaa	4469
Bir El Hammam	2818
Redjem Demouche	2801
Total	29653

I-3- Estimation des besoins

I-3-1- Evaluation de la population future

L'estimation de la population future, à l'horizon 2046, se fait selon les taux d'accroissement des quatre communes qui est comme suit [1] :

- Ras El Ma et Oued Sbaa : 1,7 %.
- Bir El Hammam et Redjem Demouche : 1,45 %.

On utilise la formule des intérêts suivante :

$$P_n = P_0 (1+t)^n \quad (\text{II-1})$$

Sachant que :

- P_n : Population future à l'horizon 2046.
- P_0 : Population actuelle.
- t : Taux d'accroissement de la population en %.
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de ces quatre localités se trouve dans le tableau (I-3) ci-après :

Tableau (I-3) : Population recensée en 2008

Localité	Population (hab)	Taux d'accroissement %
Ras El Ma	19565	1,7
Oued Sbaa	4469	1,7
Bir El Hammam	2818	1,45
Redjem Demouche	2801	1,45
Total	29653	-

Pour la population future, les résultats du calcul se trouvent dans le tableau (I-4) ci-après :

Tableau (I-4) : Evaluation de la population à l'horizon 2046

localité	Population 2008 (hab)	Taux d'accroissement %	Population 2016 (hab)	Population 2046 (hab)
Ras El Ma	19565	1,7	22390	37126
Oued Sbaa	4469	1,7	5114	8479
Bir El Hammam	2818	1,45	3162	4870
Redjem Demouche	2801	1,45	3143	4841
Total	29653	-	33808	55316

Les résultats du tableau (I-4) sont représentés dans la figure (I-3) suivante :

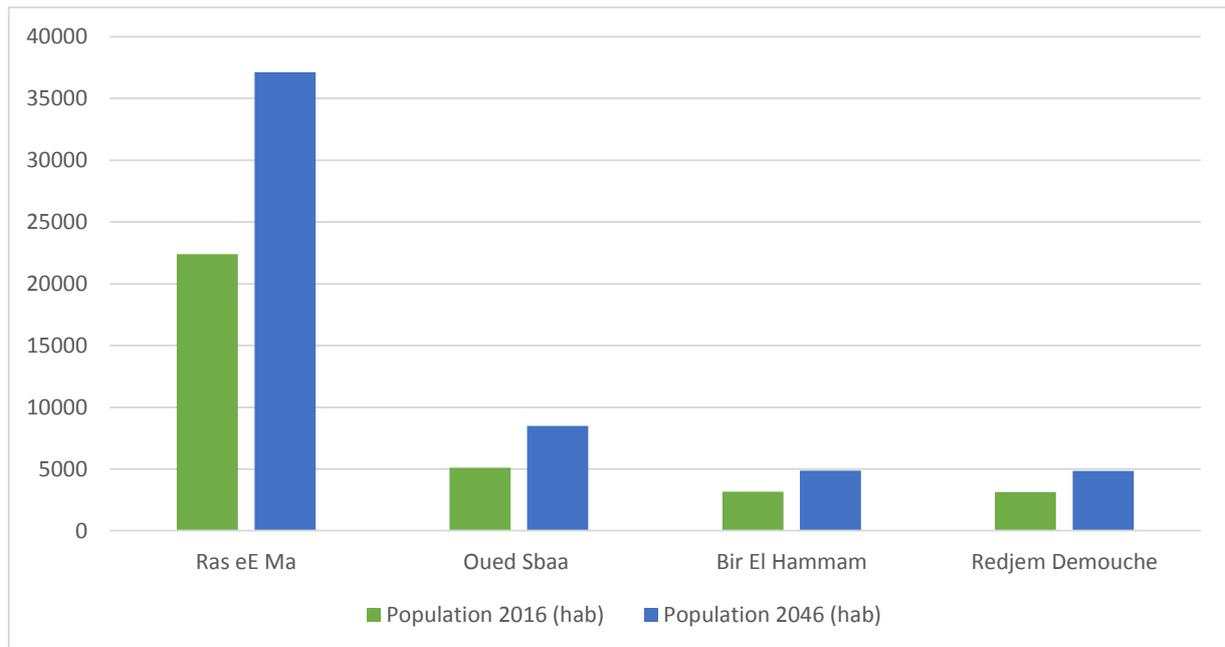


Figure (I-3) : Accroissement de la population 2008 - 2046

I-3-2- Les différentes catégories de besoin

L'évaluation de la quantité d'eau consommée dépend du type de consommateur, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau des agglomérations, tel que [1] :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socio-culturels
- Besoins agricoles.

I-3-3- Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différentes catégories de consommateurs. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j .
- Q_i : Dotation journalière en l/j/hab .
- N_i : Nombre de consommateurs.

I-3-3-1- Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques dépend de l'accroissement démographique et de la dotation journalière de cette agglomération qui est 180 l/j/hab . Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau (I-5) suivant :

Tableau (I-5) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Commune	Nombre d'habitant 2046	Dotation l/j/hab	Besoins m ³ /j
Ras El Ma	37126	180	6682.68
Oued Sbaa	8479	180	1526.22
Bir El Hammam	4870	180	876.6
Redjem Demouche	4841	180	871.38
Total	55316	-	9956.88

I-3-3-2- Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont regroupés dans le tableau (I-6) ci-après :

Tableau (I-6) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localité	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation l/j/élève	Besoins m ³ /j	Total des besoins m ³ /j
Ras El Ma	08 Primaires	3200	10	32	72
	03 CEM	1800		18	
	02 Lycées	1800		18	
	01 CFPA	400		04	
Oued Sbaa	04 Primaires	1200	10	12	15
	01 CEM	300		03	
Bir El Hammam	03 Primaires	900	10	09	12
	01 CEM	300		03	
Redjem Demouche	02 Primaires	600	10	06	08
	01 CEM	200		02	

I-3-3-3- Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont calculés dans le tableau (I-7) ci-après :

Tableau (I-7) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localité	Type d'équipement	Surface (m ²)	Dotation (l/m ²)	Besoins m ³ /j
Ras El Ma	01 Hôpital	10000	5	50
	01 Polyclinique	3500	5	17.5
Oued Sbaa	01 Polyclinique	1800	5	09
Bir El Hammam	01 Polyclinique	1800	5	09
Redjem Demouche	01 Centre de santé	400	5	1.2

I-3-3-4- Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont regroupés dans le tableau (I-8) ci-après :

Tableau (I-8) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localité	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/usager)	Besoins m ³ /j
Ras El Ma	01 Siège APC	100	15	1,5
	01 Annexe APC	20	15	0,3
	01 Siège daïra	30	15	0,45
	01 Bâtiment administratif	60	15	0,9
	01 Siège ADE	20	15	0,3
	01 Siège subdivision Hydraulique	10	15	0,15
	01 Siège subdivision Agriculture	10	15	0,15
	01 Siège sonalgaz	30	15	0,45
	01 Siège subdivision Travaux public	10	15	0,15
	01 Siège subdivision d'urbanisme et d'habitat	10	15	0,15
	01 Siège chambre de Commerce	10	15	0,15
	01 Siège des douanes	40	15	0,6
	01 Inspection des impôts	10	15	0,15
	02 Bureaux de poste	12	15	0,18
	01 Subdivision des forêts	20	15	0,3
	01 Tribunal	60	15	0,9
	01 Protection civile	40	15	0,6
Oued Sbaa	01 Siège APC	40	15	0,6
	01 Bureau de poste	4	15	0,06
Bir El Hammam	01 Siège APC	40	15	0,6
	01 Bureau de poste	4	15	0,06
	01 Siège des forêts	10	15	0,15
Redjem Demouche	01 Siège APC	40	15	0,6
	01 Bureau de poste	4	15	0,06

I-3-3-5- Besoins socio-culturels

Les besoins socio-culturels en eau et leurs équipements sont représentés dans le tableau (I-9) suivant :

Tableau (I-9) : Tableau récapitulatif des besoins socio-culturels

Localité	Type d'équipement	Nombre d'utilisateur par jour	Dotation m ³ /j/usager	Besoins m ³ /j
Ras El Ma	07 Mosquées	1050	10	10,5
	01 Bibliothèque	100	05	0,5
	01 Maison de jeunes	100	05	0,5
	01 Maison de la culture	150	05	0,75
	01 Stade communal	150	60	09
Oued Sbaa	01 Mosquée	100	10	01
	01 Maison de jeunes	70	05	0,35
Bir El Hammam	01 Mosquée	100	10	01
	01 Maison de jeunes	70	05	0,35
Redjem Demouche	01 Mosquée	100	10	01
	01 Maison de jeunes	70	05	0,35

I-3-3-6- Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents équipements commerciaux sont donnés dans le tableau (I-10) ci-après :

Tableau (I-10) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux

Localité	Type d'équipement	Dotation l/j	Besoins m ³ /j
Ras El Ma	01 Marché	5000	05
	01 Abattoir	10000	10
	03 Stations de service	6000	18
	14 Kiosques	150	2,1
Oued Sbaa	05 Kiosques	150	0,75
Bir El Hammam	03 Kiosques	150	0,45
Redjem Demouche	02 Kiosques	150	0,3

I-3-3-7- Besoins agricoles

Les besoins en eau pour l'irrigation sont donnés dans le tableau (I-11) ci-dessous :

Tableau (I-11) : Tableau récapitulatif des besoins en eau de l'irrigation

Localité	Superficie (ha)	Dotation m ³ / ha/j	Besoins m ³ /j
Ras El Ma	600	11,7	7020
Oued Sbaa	600	11,7	7020
Bir El Hammam	600	11,7	7020
Redjem Demouche	600	11,7	7020

I-3-4- Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2046 sont donnés pour chaque localité dans tableau (I-12) suivant :

Tableau (I-12) : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers

Localité	Besoins agglomérations m ³ /j	Besoins irrigation m ³ /j	Total m ³ /j
Ras El Ma	6877,81	7020	13897,81
Oued Sbaa	1552,98	7020	8572,98
Bir El Hammam	900,21	7020	7920,21
Redjem Demouche	882,89	7020	7902,89
	10213,89	28080	38293,89

I-3-4-1- Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction qui est fonction du type de conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière. Le tableau (I-13) récapitule les besoins majorés de chaque localité.

Tableau (I-13) : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés

Localité	Besoins aggro moyen m ³ /j	Taux de majoration %	Besoins aggro moyens majorés m ³ /j	Besoins agricoles m ³ /j	Total
Ras El Ma	6877,81	20	8253,372	7020	15273,372
Oued Sbaa	1552,98	20	1863,576	7020	8883,576
Bir El Hammam	900,21	20	1080,252	7020	8100,252
Redjem Demouche	882,89	20	1059,468	7020	8079,468
	10213,89	-	12256,668	28080	40336,668

I-3-5-Détermination des consommations maximales et minimales journalières

On sait que la consommation est irrégulière en fonction des jours. Donc le débit consommé varie, en présentant des maximum et minimum. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{\max j}$ et $k_{\min j}$.

I-3-5-1- Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

Ce débit présente la quantité d'eau maximale du jour le plus chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).
- $K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3

On prend : $K_{\max j} = 1,2$

I-3-5-2- Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit présente la quantité d'eau minimale du jour le moins chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier (0,7 : 0,9).

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

Les consommations journalières moyennes, minimales et maximales sont représentées dans le tableau (I-14) ci-après :

Tableau (I-14) : Tableau récapitulatif des consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Localité	$Q_{\text{moy } j}$ (m^3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m^3/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m^3/j)
Ras El Ma	8253,372	0,9	7427,035	1,2	9904,046
Oued Sbaa	1863,576	0,9	1677,218	1,2	2236,29
Bir El Hammam	1080,252	0,9	972,227	1,2	1296,302
Redjem Demouche	1059,468	0,9	953,52	1,2	1271,362
Total	12256,668	-	11030	-	14708

I-3-6- Etude des variations des débits horaires

Il n'y a pas seulement le débit journalier qui subit une variation mais le débit horaire aussi varie, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{\max h}$ et $k_{\min h}$.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

I-3-6-1- Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max, h} = K_{\max, h} * Q_{\text{moy}, h} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy}, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{\max, h}$: Coefficient d'irrégularité maximum horaire.

➤ **Coefficient d'irrégularité maximum horaire**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients α_{\max} et β_{\max} , tel que :

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

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (I-15) ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I-15) : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
B_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Dans notre cas les valeurs de β_{\max} , $K_{\max,h}$ et les débits horaires sont récapitulées dans le tableau (I-16) suivant :

Tableau (I-16) : β_{\max} , $K_{\max,h}$ et débits horaires correspond au nombre d'habitants de chaque localité

Localité	Nombre d'habitant	β_{\max}	$K_{\max,h}$	Débits moyens majorés m^3/h	Débits max horaires m^3/h
Ras El Ma	37126	1,13	1,46	412,668	616,938
Oued Sbaa	8479	1,3	1,69	93,179	157,472
Bir El Hammam	4870	1,5	1,95	54,013	105,325
Redjem Demouche	4841	1,5	1,95	52,973	103,297

I-3-6-2- Détermination du débit minimum horaire

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimum horaire.

➤ Coefficient d'irrégularité minimum horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

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

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas, on prend $\alpha_{\min} = 0,4$.
- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Les valeurs de β_{\min} sont données da le tableau (I-17) ci-après :

Tableau (I-17) : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Les valeurs de β_{\min} , $K_{\min,h}$ et les débits horaires sont récapitulées dans le tableau (I-18) suivant :

Tableau (I-18) : β_{\min} , $K_{\min,h}$ et débits horaires pour chaque localité

Localité	Nombre d'habitant	β_{\min}	$K_{\min,h}$	Débits moyens majorés m^3/h	Débits min horaires m^3/h
Ras El Ma	37126	0,6	0,24	412,668	99,04
Oued Sbaa	8479	0,4	0,16	93,179	14,909
Bir El Hammam	4870	0,2	0,08	54,013	4,321
Redjem Demouche	4841	0,2	0,08	52,973	4,239

A partir de la valeur de $K_{\max,h}$, le débit horaire pour chaque heure des agglomérations se détermine à la base de l'annexe (1). L'irrigation se fait en 12 heures, soit $585 m^3/h$.

Le calcul se fait à l'aide de la formule ci-dessous :

$$Q_h = \frac{P * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

- Q_h : Débit horaire nécessaire en m^3/h .
- P : Pourcentage horaire.

Pour chaque localité la variation du débit horaire est récapitulée dans les tableaux (I-19), (I-20), (I-21) et (I-22) suivants :

Tableau (I-19) : Variation du débit horaire pour la localité Ras El Ma

Heures	Population (9904,046 m ³ /j)		Irrigation	Total
	%	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h
0 – 1	2	198,081		198,081
1 – 2	2,1	207,985		207,985
2 – 3	1,85	183,225		183,225
3 – 4	1,9	188,177		188,177
4 – 5	2,85	282,265		282,265
5 – 6	3,7	366,450	585	951,450
6 – 7	4,5	445,682	585	1030,682
7 – 8	5,3	524,914	585	1109,914
8 – 9	5,8	574,435	585	1159,435
9 – 10	6,05	599,195	585	1184,195
10 – 11	5,8	574,435	585	1159,435
11 – 12	5,7	564,531		564,531
12 – 13	4,8	475,394		475,394
13 – 14	4,7	465,490		465,490
14 – 15	5,05	500,154	585	1085,154
15 – 16	5,3	524,914	585	1109,914
16 – 17	5,15	510,058	585	1095,058
17 – 18	5,05	500,154	585	1085,154
18 – 19	4,95	490,250	585	1075,250
19 - 20	4,5	445,682	585	1030,682
20 – 21	4,2	415,970		415,970
21 – 22	3,6	356,546		356,546
22 – 23	2,85	282,265		282,265
23 – 24	2,1	207,985		207,985
Total	100	9904,046 m ³ /j	7020 m ³ /j	16927.046 m ³ /j

Les débits de pointe pour la localité de Ras El Ma sont :

- Agglomération : 599,159 m³/h, il survient de 9 h à 10 h.
- Irrigation : 585 m³/h

Tableau (I-20) : Variation du débit horaire pour la localité d'Oued Sbaa

Heures	Agglomération (2236,29 m ³ /j)		Irrigation	Total
	%	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h
0 – 1	1	22,363		22,363
1 – 2	1	22,363		22,363
2 – 3	1	22,363		22,363
3 – 4	1	22,363		22,363
4 – 5	2	44,726		44,726
5 – 6	3	67,089	585	652,089
6 – 7	5	111,815	585	696,815
7 – 8	6,5	145,359	585	730,359
8 – 9	6,5	145,359	585	730,359
9 – 10	5,5	122,996	585	707,996
10 – 11	4,5	100,633	585	685,633
11 – 12	5,5	122,996		122,996
12 – 13	7	156,540		156,540
13 – 14	7	156,540		156,540
14 – 15	5,5	122,996	585	707,996
15 – 16	4,5	100,633	585	685,633
16 – 17	5	111,815	585	696,815
17 – 18	6,5	145,359	585	730,359
18 – 19	6,5	145,359	585	730,359
19 - 20	5	111,815	585	696,815
20 – 21	4,5	100,633		100,633
21 – 22	3	67,089		67,089
22 – 23	2	44,726		44,726
23 – 24	1	22,363		22,363
Total	100	2236.29m ³ /j	7020 m ³ /j	9256.29 m ³ /j

Les débits de pointe pour la localité d'Oued Sbaa sont :

- Agglomération : 145,359 m³/h, il survient de 7 h à 9 h et de 17 h à 19 h.
- Irrigation : 585 m³/h.

Tableau (I-21) : Variation du débit horaire pour la localité de Bir El Hammam

Heures	Agglomération (1296,302 m ³ /j)		Irrigation	Total
	%	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h
0 – 1	1,5	19,445		19,445
1 – 2	1,5	19,445		19,445
2 – 3	1,5	19,445		19,445
3 – 4	1,5	19,445		19,445
4 – 5	2,5	32,408		32,408
5 – 6	3,5	45,371	585	630,371
6 – 7	4,5	58,334	585	643,334
7 – 8	5,5	71,297	585	656,297
8 – 9	6,25	81,019	585	666,019
9 – 10	6,25	81,019	585	666,019
10 – 11	6,25	81,019	585	666,019
11 – 12	6,25	81,019		81,019
12 – 13	5	64,815		64,815
13 – 14	5	64,815		64,815
14 – 15	5,5	71,297	585	656,297
15 – 16	6	77,778	585	662,778
16 – 17	6	77,778	585	662,778
17 – 18	5,5	71,297	585	656,297
18 – 19	5	64,815	585	649,815
19 - 20	4,5	58,334	585	643,334
20 – 21	4	51,852		51,852
21 – 22	3	38,889		38,889
22 – 23	2	25,926		25,926
23 – 24	1,5	19,445		19,445
Total	100	1296,302 m ³ /j	7020 m ³ /j	8316.302 m ³ /j

Les débits de pointe pour la localité de Bir El Hammam sont :

- Agglomération : 81,019 m³/h, il survient de 8 h à 11 h.
- Irrigation : 585 m³/h.

Tableau (I-22) : Variation du débit horaire pour la localité de Redjem Demouche

Heures	Agglomération (1271,362 m ³ /j)		Irrigation	Total
	%	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h
0 – 1	1,5	19,070		19,070
1 – 2	1,5	19,070		19,070
2 – 3	1,5	19,070		19,070
3 – 4	1,5	19,070		19,070
4 – 5	2,5	31,784		31,784
5 – 6	3,5	44,498	585	629,498
6 – 7	4,5	57,211	585	642,211
7 – 8	5,5	69,925	585	654,925
8 – 9	6,25	79,460	585	664,460
9 – 10	6,25	79,460	585	664,460
10 – 11	6,25	79,460	585	664,460
11 – 12	6,25	79,460		79,460
12 – 13	5	63,568		63,568
13 – 14	5	63,568		63,568
14 – 15	5,5	69,925	585	654,925
15 – 16	6	76,282	585	661,282
16 – 17	6	76,282	585	661,282
17 – 18	5,5	69,925	585	654,925
18 – 19	5	63,568	585	648,568
19 - 20	4,5	57,211	585	642,211
20 – 21	4	50,854		50,854
21 – 22	3	38,141		38,141
22 – 23	2	25,427		25,427
23 – 24	1,5	19,070		19,070
Total	100	1271.362 m ³ /j	7020 m ³ /j	8290.362 m ³ /j

Les débits de pointe pour la localité de Redjem Demouche sont :

- Agglomération : 79,46 m³/h, il survient de 8 h à 11 h.
- Irrigation : 585 m³/h.

Les débits de pointe pour les 4 localités sont récapitulés dans le tableau (I-23).

Tableau (I-23) : Récapitulatif des débits de pointe pour chaque localité

Localité	Débit de pointe agglomération (m ³ /h)	Débit de pointe irrigation (m ³ /h)
Ras El Ma	599,195	585
Oued Sbaa	145,359	585
Bir El Hammam	81,019	585
Redjem Demouche	79,46	585

I-2-7- Total des besoins journaliers pour chaque localité

Ce projet est destiné pour alimenter les localités Sud et Ouest de la wilaya de Sidi Bel Abbès. Notre étude se focalise sur la région Sud, tenant compte les localités de la région Ouest, car leurs piquages est au niveau de la conduite principale.

Les quantités d'eau nécessaires pour satisfaire les besoins en eau de ces différentes localités durant la journée sont récapitulées dans le tableau (I-24) ci-après :

Tableau (I-24) : Tableau récapitulatif des besoins journaliers pour chaque localité

Localité	Besoins agglomération m ³ /j	Besoins irrigation m ³ /j	Total m ³ /j
Ras El Ma	9904,046	7020	16924,046
Oued Sbaa	2236,29	7020	9256,29
Bir El Hammam	1296,302	7020	8316,302
Redjem Demouche	1271,362	7020	8291,362
Ras El Ma	6728,4	-	6728,4
Total	21436,4	28080	49516,4

I-4- Conclusion

Au cours de ce chapitre on a pu déterminer les besoins en eau de la population, ainsi que le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour cette étude.

D'après les données obtenues auprès des services du ministère des ressources en eau, les 5 champs captant du Chott El Gharbi, ont une capacité de 111739 m³/j, un débit qui est suffisant pour combler les besoins en eau de ces 4 localités, qui est de 48524 m³/j.

Chapitre II :
Les Réservoirs

II-1- Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique, qui est très important dans un réseau d'alimentation en eau, il permet l'accumulation de l'eau, il doit être résistant, étanche tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.

II-2- Classification des réservoirs

II-2-1- Type de réservoir

De multiples facteurs peuvent intervenir pour la détermination du type entre autre, les conditions topographiques de la région, les conditions hydrauliques que ce soit le volume et/ou la pression à assurer. Donc le réservoir peut prendre différentes dispositions [3] :

- Enterré.
- Semi-enterré.
- Sur sol.
- Sur tour.

II-2-2- La Forme du réservoir

Généralement on trouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Cylindrique.
- Rectangulaire.

Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,...etc). Ainsi que les formes de fermeture suivante :

- Des réservoirs couverts.
- Des réservoirs non couverts.

II-3- Le Choix du réservoir

Les critères les plus importants pour le choix sont :

- Les facteurs économiques.
- La possibilité d'adaptation au réseau.
- Le type du relief.

II-4- Emplacement du réservoir

Pour de multiples raisons il y a tout intérêt, du point de vue distribution, de placer le réservoir le plus près possible de l'agglomération.

D'autres considérations interviennent dans le choix du site d'un réservoir notamment la question foncière, l'aspect économiques et les conditions topographiques.

L'une des plus importantes considérations est la topographie de la région, qui ne nous laisse pas le choix parfois de placer le réservoir près de l'agglomération, par exemple dans le cas où nous disposons d'une ville à terrain plat ayant des bâtisses hautes, nous serons dans l'obligation de chercher un point très haut même s'il sera loin de la ville.

II-5- Equipements des réservoirs

Les équipements sont [4] :

II-5-1- Equipements d'intervention

L'accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possible. On peut prévoir généralement une trappe d'accès pour personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel et/ou des matériaux.

II-5-2- Equipements de nettoyage

- Trappe de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

II-5-3- Equipements hydrauliques

II-5-3-1- Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction s'effectue soit par sur verse, soit en chute libre ou en plongeant la conduite (Figure (II-1)).

Un robinet flotteur est indispensable afin de contrôler l'élévation de la hauteur d'eau, quand cette dernière atteint son niveau maximal (Figure (II-2)).

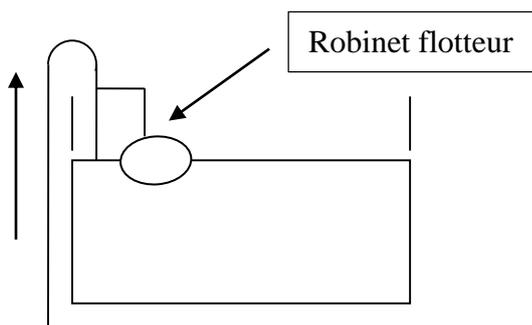


Figure (II-1) : Adduction avec chute libre

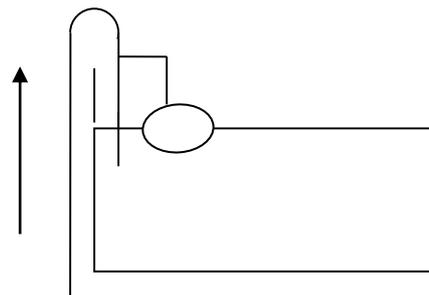


Figure (II-2) : Adduction noyée

II-5-3-2- Conduite de départ ou de distribution

La conduite de distribution placée à 15 ou 20 centimètres au-dessus du radier afin d'éviter toute introduction de boues (Figure (II-3)).

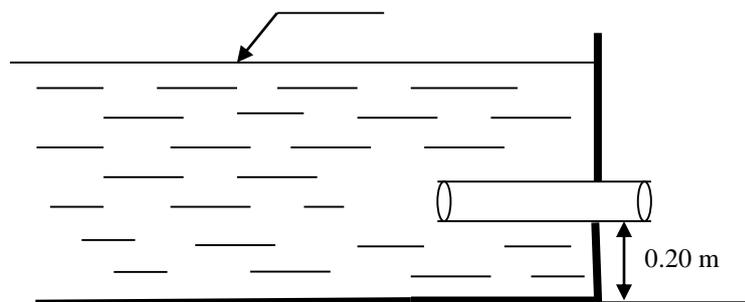


Figure (II-3) : Emplacement de la conduite de distribution

II-5-3-3- Conduite de vidange

La conduite de vidange, raccordée à la conduite de trop plein comporte un robinet vanne pour effectuer le nettoyage ou l'inspection du réservoir.

II-5-3-4- Trop-plein

Il a pour rôle d'évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir, quand le niveau dans ce dernier atteint sa limite maximale.

II-5-3-5- Vannes de sectionnement

Sont placées à l'entrée et à la sortie de chaque compartiment afin d'isoler ce dernier durant les opérations de nettoyage.

II-5-3-6- By-pass

Le by-pass est une communication entre les conduites d'adduction et de distribution, prévu en cas où le réservoir est indisponible (Figure (III-4)).

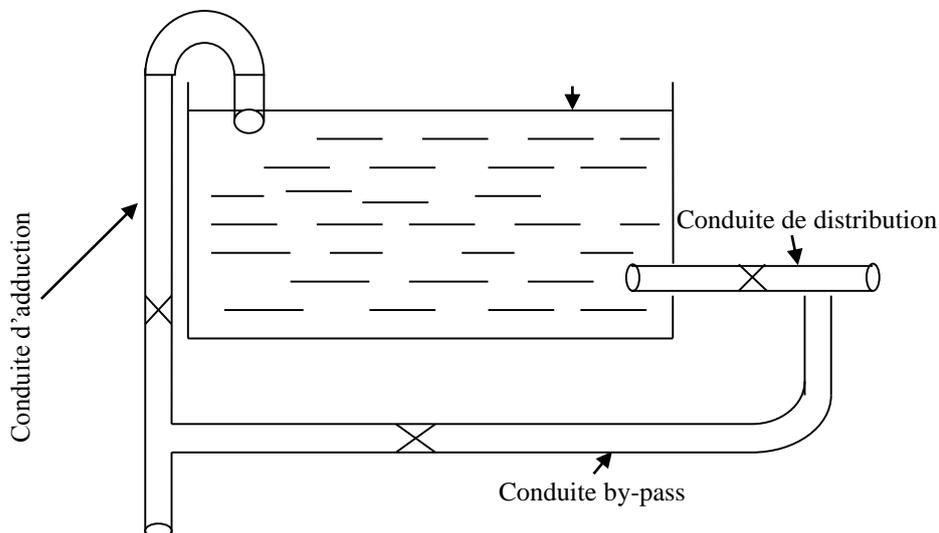


Figure (II-4) : By-pass

II-5-3-7- Système de matérialisation d'incendie

Pour réserver l'eau prévue pour lutter contre les incendies, des dispositifs peuvent être utilisés, à savoir :

A- le système à deux prises

- En régime normal : la vanne (1) fermée et (2) ouverte.
- En cas d'incendie : la vanne (1) est ouverte.

Ce système est représenté dans la figure (II-5) ci-après :

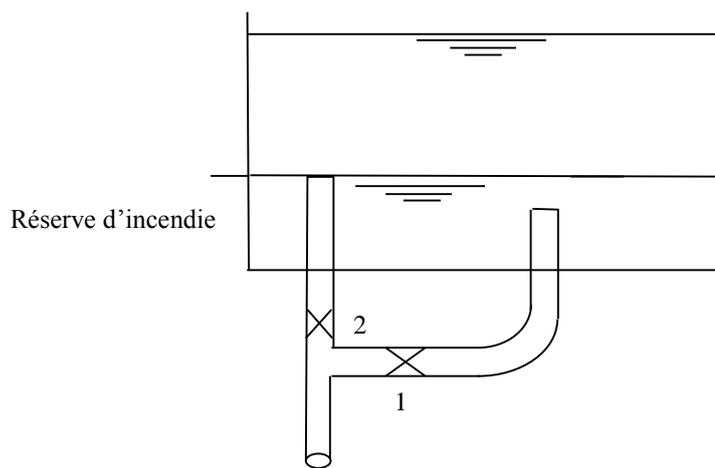


Figure (II-5) : Système à deux prises

B- le système a siphon

- En régime normal : les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En cas d'incendie : la vanne (1) est fermée et (2) est ouverte.

Ce système est représenté dans la figure (II-6) ci-après :

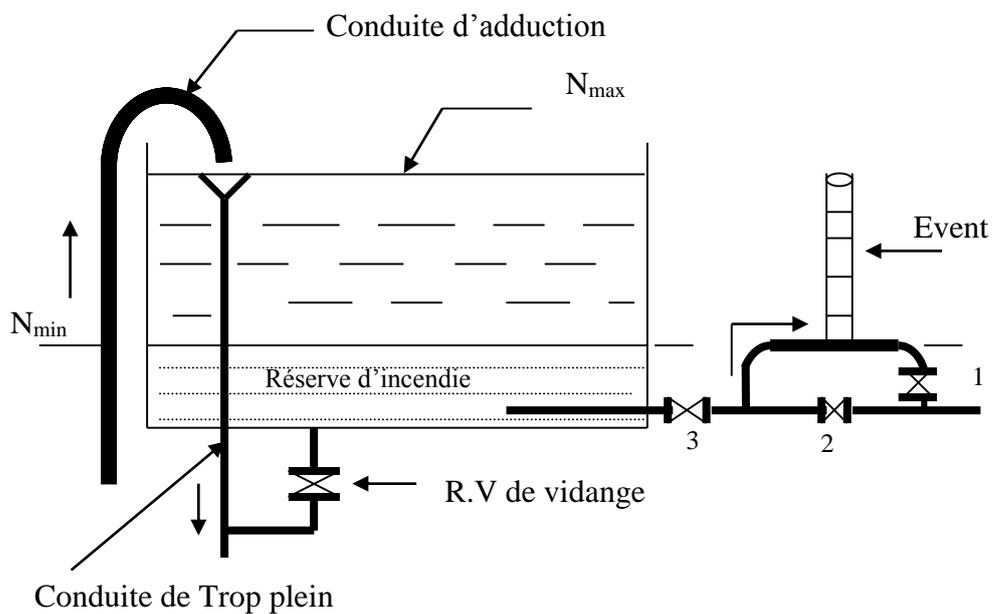


Figure (II-6) : Système à siphon

II-6- Capacité des réservoirs

II-6-1- Réservoir destiné pour les agglomérations

Le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte de la variation des débits à l'entrée comme à la sortie. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte de la consommation maximale journalière et la réserve d'eau destinée à l'incendie [5].

Le volume total du réservoir se détermine par la formule suivante :

$$V_{RT} = \frac{P * Q_{\max,j}}{100} + V_{inc} \quad (\text{II-1})$$

$$P = |P_{\max}| + |P_{\min}| \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- V_{RT} : Volume total du réservoir en m^3 .
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière en m^3 .
- $P(\%)$: Le résidu dans le réservoir.

II-6-2- Détermination des capacités des réservoirs

Pour le cas de notre étude, nous avons neuf réservoirs à dimensionner.

- (1) Réservoir de Ras El Ma.
- (1) Réservoir de Redjem Demouche.
- (1) Réservoir d'Oued Sbaa.
- (1) Réservoir de Bir El Hemmam.
- (4) Quatre réservoirs pour l'irrigation pour chaque localité.
- (1) Bâche de reprise.

Les tableaux (II-1), (II-2), (II-3) et (II-4) récapitulent les différents régimes de fonctionnement des réservoirs terminaux.

Tableau (II-1) : Fonctionnement du réservoir de Ras El Ma

Horaire	Régime de Consommation %	Régime D'alimentation %	Sur plus %	Déficit %	Résidus %
0 – 1	2	4,16	2,16		2,16
1 – 2	2,1	4,16	2,06		4,22
2 – 3	1,85	4,16	2,31		6,53
3 – 4	1,9	4,16	2,26		8,79
4 – 5	2,85	4,16	1,31		10,1
5 – 6	3,7	4,16	0,46		10,56
6 – 7	4,5	4,16		-0,34	10,22
7 – 8	5,3	4,16		-1,14	9,08
8 – 9	5,8	4,16		-1,64	7,44
9 – 10	6,05	4,16		-1,89	5,55
10 – 11	5,8	4,16		-1,64	3,91
11 – 12	5,7	4,16		-1,54	2,37
12 – 13	4,8	4,16		-0,64	1,73
13 – 14	4,7	4,16		-0,54	1,19
14 – 15	5,05	4,16		-0,89	0,3
15 – 16	5,3	4,16		-1,14	-0,84
16 – 17	5,15	4,16		-0,99	-1,83
17 – 18	5,05	4,16		-0,89	-2,72
18 – 19	4,95	4,16		-0,79	-3,51
19 – 20	4,5	4,16		-0,34	-3,85
20 – 21	4,2	4,16		-0,04	-3,89
21 – 22	3,6	4,16	0,56		-3,33
22 – 23	2,85	4,16	1,31		-2,02
23 – 24	2,1	4,16	2,06		0,04
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir de Ras El Ma :

Le résidu dans le réservoir : $P = 10,56 - (-3,89) = 14,45 \%$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{14,45 * 9904,046}{100} = 1431,134 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_{rt} = V_r + V_{inc} = 1431,134 + 120 = 1551,134 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1600 \text{ m}^3$

Tableau (II-2) : Fonctionnement du réservoir d'Oued Sbaa

Horaire	Régime de Consommation %	Régime d'alimentation %	Sur plus %	Déficit %	Résidus %
0 – 1	1			-1	-1
1 – 2	1			-1	-2
2 – 3	1	5	4		2
3 – 4	1	5	4		6
4 – 5	2	5	3		9
5 – 6	3	5	2		11
6 – 7	5	5		0	11
7 – 8	6,5	5		-1,5	9,5
8 – 9	6,5	5		-1,5	8
9 – 10	5,5	5		-0,5	7,5
10 – 11	4,5	5	0,5		8
11 – 12	5,5	5		-0,5	7,5
12 – 13	7	5		-2	5,5
13 – 14	7	5		-2	3,5
14 – 15	5,5	5		-0,5	3
15 – 16	4,5	5	0,5		3,5
16 – 17	5	5		0	3,5
17 – 18	6,5	5		-1,5	2
18 – 19	6,5	5		-1,5	0,5
19 - 20	5	5		0	0,5
20 – 21	4,5	5	0,5		1
21 – 22	3	5	2		3
22 – 23	2			-2	1
23 – 24	1			-1	0
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir d'Oued sbaa :

Le résidu dans le réservoir : $P = 11 - (-2) = 13\%$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{13 * 2236,29}{100} = 290,72 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_{rt} = V_r + V_{inc} = 290,72 + 120 = 410,72 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$

Tableau (II-3) : Fonctionnement du réservoir de Bir El Hammam

Horaire	Régime de Consommation %	Régime D'alimentation %	Sur plus %	Déficit %	Résidus %
0 – 1	1,5	4,16	2,66		2,66
1 – 2	1,5	4,16	2,66		5,32
2 – 3	1,5	4,16	2,66		7,98
3 – 4	1,5	4,16	2,66		10,64
4 – 5	2,5	4,16	1,66		12,3
5 – 6	3,5	4,16	0,66		12,96
6 – 7	4,5	4,16		-0,34	12,62
7 – 8	5,5	4,16		-1,34	11,28
8 – 9	6,25	4,16		-2,09	9,19
9 – 10	6,25	4,16		-2,09	7,1
10 – 11	6,25	4,16		-2,09	5,01
11 – 12	6,25	4,16		-2,09	2,92
12 – 13	5	4,16		-0,84	2,08
13 – 14	5	4,16		-0,84	1,24
14 – 15	5,5	4,16		-1,34	-0,1
15 – 16	6	4,16		-1,84	-1,94
16 – 17	6	4,16		-1,84	-3,78
17 – 18	5,5	4,16		-1,34	-5,12
18 – 19	5	4,16		-0,84	-5,96
19 – 20	4,5	4,16		-0,34	-6,3
20 – 21	4	4,16	0,16		-6,14
21 – 22	3	4,16	1,16		-4,98
22 – 23	2	4,16	2,16		-2,82
23 – 24	1,5	4,16	2,66		-0,16
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir de Bir El Hammam :

Le résidu dans le réservoir : $P = 12,96 - (-6,3) = 19,26 \%$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{19,26 * 1296.362}{100} = 249.29 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_{rt} = V_r + V_{inc} = 249.29 + 120 = 369,29 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 400 \text{ m}^3$

Tableau (II-4) : Fonctionnement du réservoir de Redjem Demouche

Horaire	Régime de Consommation %	Régime D'alimentation %	Sur plus %	Déficit %	Résidus %
0 – 1	1,5	4,16	2,66		2,66
1 – 2	1,5	4,16	2,66		5,32
2 – 3	1,5	4,16	2,66		7,98
3 – 4	1,5	4,16	2,66		10,64
4 – 5	2,5	4,16	1,66		12,3
5 – 6	3,5	4,16	0,66		12,96
6 – 7	4,5	4,16		-0,34	12,62
7 – 8	5,5	4,16		-1,34	11,28
8 – 9	6,25	4,16		-2,09	9,19
9 – 10	6,25	4,16		-2,09	7,1
10 – 11	6,25	4,16		-2,09	5,01
11 – 12	6,25	4,16		-2,09	2,92
12 – 13	5	4,16		-0,84	2,08
13 – 14	5	4,16		-0,84	1,24
14 – 15	5,5	4,16		-1,34	-0,1
15 – 16	6	4,16		-1,84	-1,94
16 – 17	6	4,16		-1,84	-3,78
17 – 18	5,5	4,16		-1,34	-5,12
18 – 19	5	4,16		-0,84	-5,96
19 - 20	4,5	4,16		-0,34	-6,3
20 – 21	4	4,16	0,16		-6,14
21 – 22	3	4,16	1,16		-4,98
22 – 23	2	4,16	2,16		-2,82
23 – 24	1,5	4,16	2,66		-0,16
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir de Redjem Demouche :

Le résidu dans le réservoir : $P = 12,96 - (-6,3) = 19,26 \%$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{19,26 * 1271,362}{100} = 244,86 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_{rt} = V_r + V_{inc} = 244,86 + 120 = 364,86 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 400 \text{ m}^3$

➤ **Bâche de reprise d'Oued Sbaa**

Le tableau (II-5) représente le fonctionnement de la bâche de reprise :

Tableau (II-5) : Fonctionnement de la bâche de reprise d'Oued Sbaa

Horaire	Régime de Consommation %	Régime D'alimentation %	Sur plus %	Déficit %	Résidus %
0 – 1		4,16	4,16		4,16
1 – 2		4,16	4,16		8,32
2 – 3	5	4,16		-0,84	7,48
3 – 4	5	4,16		-0,84	6,64
4 – 5	5	4,16		-0,84	5,8
5 – 6	5	4,16		-0,84	4,96
6 – 7	5	4,16		-0,84	4,12
7 – 8	5	4,16		-0,84	3,28
8 – 9	5	4,16		-0,84	2,44
9 – 10	5	4,16		-0,84	1,6
10 – 11	5	4,16		-0,84	0,76
11 – 12	5	4,16		-0,84	-0,08
12 – 13	5	4,16		-0,84	-0,92
13 – 14	5	4,16		-0,84	-1,76
14 – 15	5	4,16		-0,84	-2,6
15 – 16	5	4,16		-0,84	-3,44
16 – 17	5	4,16		-0,84	-4,28
17 – 18	5	4,16		-0,84	-5,12
18 – 19	5	4,16		-0,84	-5,96
19 – 20	5	4,16		-0,84	-6,8
20 – 21	5	4,16		-0,84	-7,64
21 – 22	5	4,16		-0,84	-8,48
22 – 23		4,16	4,16		-4,32
23 – 24		4,16	4,16		-0,16
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir d'Oued Sbaa :

Le résidu dans le réservoir : $P = 8,32 - (-8,48) = 16,8 \%$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{16,8 * 2236,29}{100} = 375,696 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_{rt} = 375,696 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 400 \text{ m}^3$

➤ **Les Réservoirs destinés pour l'irrigation**

Le volume total des réservoirs se détermine par la formule suivante :

$$V_{RT} = \frac{P * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{II-3})$$

$$P = |P_{\max}| + |P_{\min}|$$

Avec :

- V_{RT} : Volume total du réservoir en m^3 .
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière en m^3 .
- $P(\%)$: Le résidu dans le réservoir.

Le tableau (II-6) récapitule le régime de fonctionnement des réservoirs d'irrigation.

Tableau (II-6) : Fonctionnement des réservoirs d'irrigation

Horaire	Régime de irrigation %	Régime d'alimentation %	Sur plus %	Déficit %	Résidus %
0 – 1		4,16	4,16		4,16
1 – 2		4,16	4,16		4,16
2 – 3		4,16	4,16		8,32
3 – 4		4,16	4,16		12,48
4 – 5		4,16	4,16		16,64
5 – 6	8,33	4,16		-4,17	12,47
6 – 7	8,33	4,16		-4,17	8,3
7 – 8	8,33	4,16		-4,17	4,13
8 – 9	8,33	4,16		-4,17	-0,04
9 – 10	8,33	4,16		-4,17	-4,21
10 – 11	8,33	4,16		-4,17	-8,38
11 – 12		4,16	4,16		-4,22
12 – 13		4,16	4,16		-0,06
13 – 14		4,16	4,16		4,1
14 – 15	8,33	4,16		-4,17	-0,07
15 – 16	8,33	4,16		-4,17	-4,24
16 – 17	8,33	4,16		-4,17	-8,41
17 – 18	8,33	4,16		-4,17	-12,58
18 – 19	8,33	4,16		-4,17	-16,75
19 – 20	8,33	4,16		-4,17	-20,92
20 – 21		4,16	4,16		-16,76
21 – 22		4,16	4,16		-12,6
22 – 23		4,16	4,16		-8,44
23 – 24		4,16	4,16		-4,28
Total	100	100			

Calcul de la capacité des réservoirs d'irrigation :

Le résidu dans le réservoir : $P = 16,64 - (-20,92) = 37,56 \%$

Le volume résiduel : $V_r = \frac{37,56 * 7020}{100} = 2636,712 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2700 \text{ m}^3$

Le tableau (II-7) récapitule les volumes des différents réservoirs.

Tableau (II-7) : Tableau récapitulatif des capacités des réservoirs

Réservoir	$Q_{\max j}$ (m^3)	P (%)	V_{inc} (m^3)	V_{total} (m^3)	Volume normalisé (m^3)	Cote (m)
Ras El Ma	9904,046	14,45	120	1551,13	1600	1157
Oued Sbaa	2236,29	13	120	410,72	500	1244
Redjem Demouche	1296,302	19,26	120	364,86	400	1174
Bir El Hammam	1271,362	19,26	120	369,99	400	1187
Bache de reprise Oued Sbaa	2236,29	16,8	-	375,69	400	1218
Irrigation Ras El Ma	7020	37,56	-	2636,71	2700	1157
Irrigation Oued Sbaa	7020	37,56	-	2636,71	2700	1218
Irrigation Bir el Hammam	7020	37,56	-	2636,71	2700	1187
Irrigation Redjem Demouche	7020	37,56	-	2636,71	2700	1154

II-7- Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3 , ce qui permet de choisir cette forme pour les réservoirs suivants :

- Réservoir Ras El Ma.
- Réservoir Oued Sbaa.
- Réservoir Redjeme Demouche.
- Réservoir Bir el Hammam.
- Bâche de reprise.

Pour les réservoirs d'irrigation, on opte aussi pour une forme circulaire.

Leurs dimensions seront déterminées comme suit :

II-7- 1- Le diamètre de la cuve

Le diamètre se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{II-4})$$

Avec :

- V_n : Capacité normalisée du réservoir en m^3 .
- S : Section du réservoir en m^2 .
- D : Diamètre de la cuve en m.
- h : Hauteur utile optimale d'eau en m, $3 < h < 6 m$

II-7- 2- Réévaluation des hauteurs d'eau

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = \frac{4 * V}{\pi * Dn^2} \quad (\text{II-5})$$

II-7- 2-1- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (\text{II-6})$$

Avec :

- H : Hauteur totale du réservoir en m.
- h : Hauteur d'eau en m.
- R : Revanche en m.

II-7- 2- 2- La hauteur de la réserve d'incendie

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{II-7})$$

Tel que, V_{inc} est le volume nécessaire pour l'incendie qui est égal à $120 m^3$.

Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau (II-8) suivant :

Tableau (II-8) : Tableau donnant les dimensions des différents réservoirs

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	H _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Ras El Ma	1600	21,5	362,81	4,41	0,33	0,59	5
Oued Sbaa	500	13,5	143,07	3,50	0,85	0,50	4
Redjem Demouche	400	12	112,99	3,54	1,06	0,46	4
Bir El Hammam	400	12	112,99	3,54	1,06	0,46	4
Bache de reprise Oued Sbaa	400	12	112,99	3,54	-	0,46	4
Irrigation Ras El Ma	2700	25	490,02	5,51	-	0,49	6
Irrigation Oued Sbaa	2700	25	490,02	5,51	-	0,49	6
Irrigation Bir El Hammam	2700	25	490,02	5,51	-	0,49	6
Irrigation Redjem Demouche	2700	25	490,02	5,51	-	0,49	6

II-8- Conclusion

Dans ce chapitre on a pu dimensionner les différents réservoirs, terminaux, bache de reprise et les réservoirs d'irrigation. Le dimensionnement dépend étroitement du régime de remplissage et de la consommation durant la journée. Les réservoirs dimensionnés sont en nombre de neuf, dont :

- (04) Terminaux.
- (04) Pour l'irrigation.
- (01) Bache de reprise.

Chapitre III :
Adduction

III-1- Introduction

Dans chaque projet d'alimentation en eau, on trouve souvent une partie qui s'appelle adduction. L'acheminement de cette eau se fait que ce soit par pompage, gravitaire ou mixte, selon la topographie du site. Dans notre cas on dimensionnera une adduction mixte.

III-2- Types d'adduction

III-2-1- Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. Cette adduction se trouve dans le cas où la prise d'eau se situe à une cote piézométrique supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée [4].

III-2-2- Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On trouve ce type d'adduction dans le cas où la cote piézométrique de la prise d'eau est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée [4].

III-2-3- Adduction mixte

C'est une adduction où l'écoulement par refoulement se transforme gravitaire ou l'inverse. Le relais entre ces deux adduction est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon [4].

III-3- Choix du tracé

Le choix du tracé et du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique. On préfère souvent l'établir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation afin de :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
- Faciliter la détection des fuites.

Le tracé choisi influera également sur les frais d'investissement.

III-4- Choix du type des conduites

Le choix entre les différents types de conduites sera établi sur des critères d'ordre technique, à savoir, le diamètre, la pression de service et les conditions de pose ; et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture, du transport et de la main d'œuvre et éventuellement l'exploitation [4].

III-5- Etude technico-économique

Cette étude consiste à élaborer le choix le plus économique du diamètre de la conduite, le choix de cette dernière repose sur deux critères [4] :

- Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le débit estimé à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'investissement.

III-5-1-Détermination du diamètre

Pour pouvoir déterminer le diamètre on utilise ces deux formules [6] :

- Formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III-1})$$

- Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III-2})$$

Avec, Q le débit à transiter.

III-5-2- Calcule de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule ci-après :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- Q : Le débit transitant dans la conduite en m³/s.
- D : Le diamètre de la conduite en m.

III-5-3- Calcule des pertes de charge

Les pertes de charge présentent une partie de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet de frottement entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, elles se présentent sous deux formes [4] :

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

III-5-3-1- Pertes de charge linéaires

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$J_l = \frac{\lambda * V^2}{2 * g * D} * L \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- J_l : Perte de charge linéaire en m/m.
- D : Diamètre de la conduite en m.
- V : Vitesse moyenne d'écoulement en m/s.
- L : Longueur de la conduite en m.
- λ : Coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Elle est donnée par la formule de COLEBROOK ou NIKURADZE.

En régime turbulent rugueux ($Re > 560 \frac{D}{\varepsilon}$), le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{III-5})$$

En régime transitoire ($10 \frac{D}{\varepsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}$), le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III-6})$$

Avec :

- Re : Nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\gamma} \quad (\text{III-7})$$

- Q : Débit véhiculé en (m³/s).
- γ : Viscosité cinématique, donnée par la formule de STOCKS :

$$\gamma = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III-8})$$

- K : La rugosité absolue de la conduite en (m), elle est calculée par la formule suivante :

$$K = K_0 + (\alpha * T) \quad (\text{III-9})$$

Avec :

- K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.
- α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMANT (Annexe (2)).
- T : Temps de service (ans).

III-5-3-2- Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont celles occasionnées par des singularités (coudes, vanne, clapets, venteuse,... etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$J_s = 0.1 * J_l \quad (\text{III-10})$$

Tel que :

- J_s : Perte de charge singulière en m/m.

III-5-3-3- Perte de charge totale

La perte de charge totale est le cumule des deux pertes de charge linéaire et singulière :

$$J_T = (J_l + J_s) \quad (\text{III-11})$$

Donc :

$$J_T = 1.1 * J_l \quad (\text{III-12})$$

Tel que :

- J_T : Perte de charge totale en m/m.
- L : La longueur de la conduite.

III-5-4- Calcul de hauteur manométrique totale

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle donnée par la formule ci-après [4] :

$$H_{mt} = H_g + J_e + J_s \quad (\text{III-14})$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique en (m).
- J_e : La perte de charge à l'aspiration en (m).
- J_s : La perte de charge au refoulement en (m).

III-5-5- Puissance de pompage

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, elle est calculée comme suit [4] :

$$P_a = \frac{g * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III-15})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en Kw.
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale en m.
- Q : Débit à transiter en m^3/s .
- η : Rendement de la pompe en %.

III-5-6- Energie consommée par la pompe

Elle est calculée comme suit [5] :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III-16})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe en Kw.h.
- P : Puissance absorbée par la pompe en Kw.
- t : Temps de pompage par jours.

III-5-7- Frais d'exploitation

Ils sont donnés par la formule ci-après [7] :

$$F_{exp} = E * e \quad (\text{III-17})$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation en (DA).
- E : Energie consommée par la pompe en Kw.h.
- e : Prix d'un Kw.h, (7,26 DA/Kw h)

III-5-8- Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante [6] :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad (\text{III-18})$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement en DA.
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite en m.
- L : Longueur de la conduite en m.
- A : Amortissement annuel qui est donné comme suit :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III-19})$$

Avec :

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8 \%$.
- n : Nombre d'année d'amortissement ($n = 30$ ans).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08$$

$$A = 0,0888$$

III-5-9- Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante [5] :

$$B_l = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III-20})$$

III-6- Calcul des conduites à écoulement gravitaires

Pour le calcul des conduites, quatre paramètres interviennent [4] :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charge (J).
- Le diamètre (D).

L'objectif dans une adduction gravitaire est la détermination des charges dans le réseau tout au long de la conduite projetée. Donc on cherchera le diamètre qui écoulera ce débit, en tenant compte les pertes de charge et une vitesse acceptable.

On utilisera le théorème de BERNOULLI entre deux côtes successives afin de déduire les cas les plus défavorables dans le réseau, où la charge hydraulique atteint une valeur nulle ou négative. Dans ce cas l'augmentation du diamètre est recommandée ou bien une implantation d'une station de reprise est nécessaire. Le théorème est ci-après :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \frac{V_2^2}{2g} + J_T \quad (\text{III-21})$$

La figure (III-1) représente les différents niveaux de charge dans le réseau afin d'avoir une adduction gravitaire :

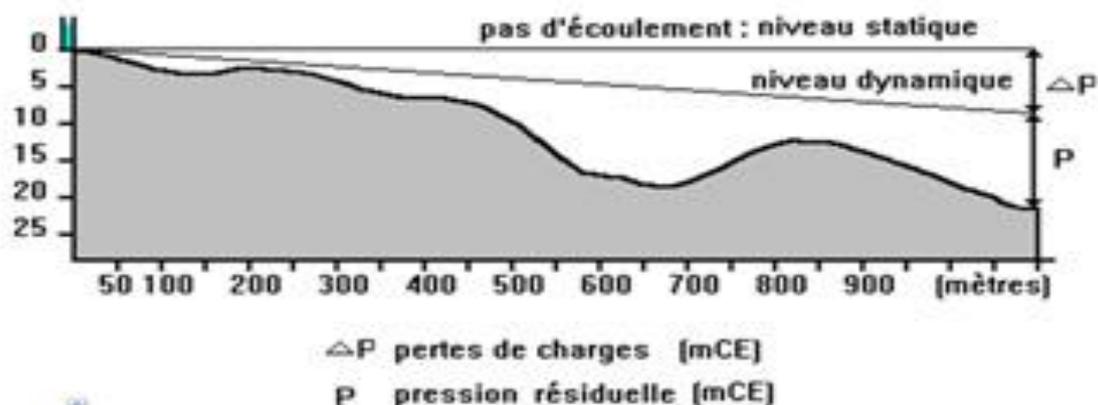


Figure (III-1) : Représentation des niveaux statique et dynamique

III-7- Equipement de l'adduction

III-7-1- Ventouses

Elles sont placées aux points hauts du réseau, elles permettent l'évacuation de l'air qui s'accumule.

III-7-2- Vidanges

Sont placées dans les points les plus bas du réseau, permettent la vidange de la conduite en cas d'intervention.

III-7-3- Vannes de sectionnement

Elles permettent l'isolement d'une partie de la conduite en cas d'intervention ou réparation sur le réseau.

III-7-4- Vanne de survitesse

Son emplacement est au niveau des piquages, elle régularise la vitesse de l'eau à l'intérieur de la conduite.

III-7-5- Vannes altimétriques

Leurs emplacements sont à l'entrée des réservoirs, elles contrôlent le niveau d'eau dans le réservoir ainsi que la pression d'entrée.

III-7-6- Limiteurs de débit

Sont placés au niveau des nœuds, ils permettent la limitation du débit.

III-7-7- Nœuds

Ce sont les points de piquage (Annexe (3)), il est composé de :

- Vanne papillon.
- Joint de démontage.
- Limiteur de débit.
- Filtre.
- Compteur.

III-7-8- Raccordements aux réservoirs

Sont placés à l'aval des tronçons et à l'entrée des réservoirs (Annexe (4)), ils sont composées de :

- Vanne.
- Joint de démontage.
- Stabilisateur d'écoulement.
- Compteur.

III-8- Description du schéma d'adduction

Le point de départ de la chaîne d'adduction, est le piquage sur la conduite d'adduction gravitaire venant des réservoirs de l'Aricha situés à une cote de 1310 m vers la Wilaya de Tlemcen. Le piquage est situé à une distance de 14 km avec une cote de 1221,6 m. La charge hydraulique dynamique dans ce point est de 64 m.

Les particules d'eau continuent leurs parcours gravitairement vers les localités Ras El Ma, Redjem Demouche, Bir El Hemmam et la bêche de reprise d'Oued Sbaa où l'écoulement se fera par refoulement vers le réservoir d'Oued Sbaa. La figure (III-2) représente le schéma descriptif de l'adduction :

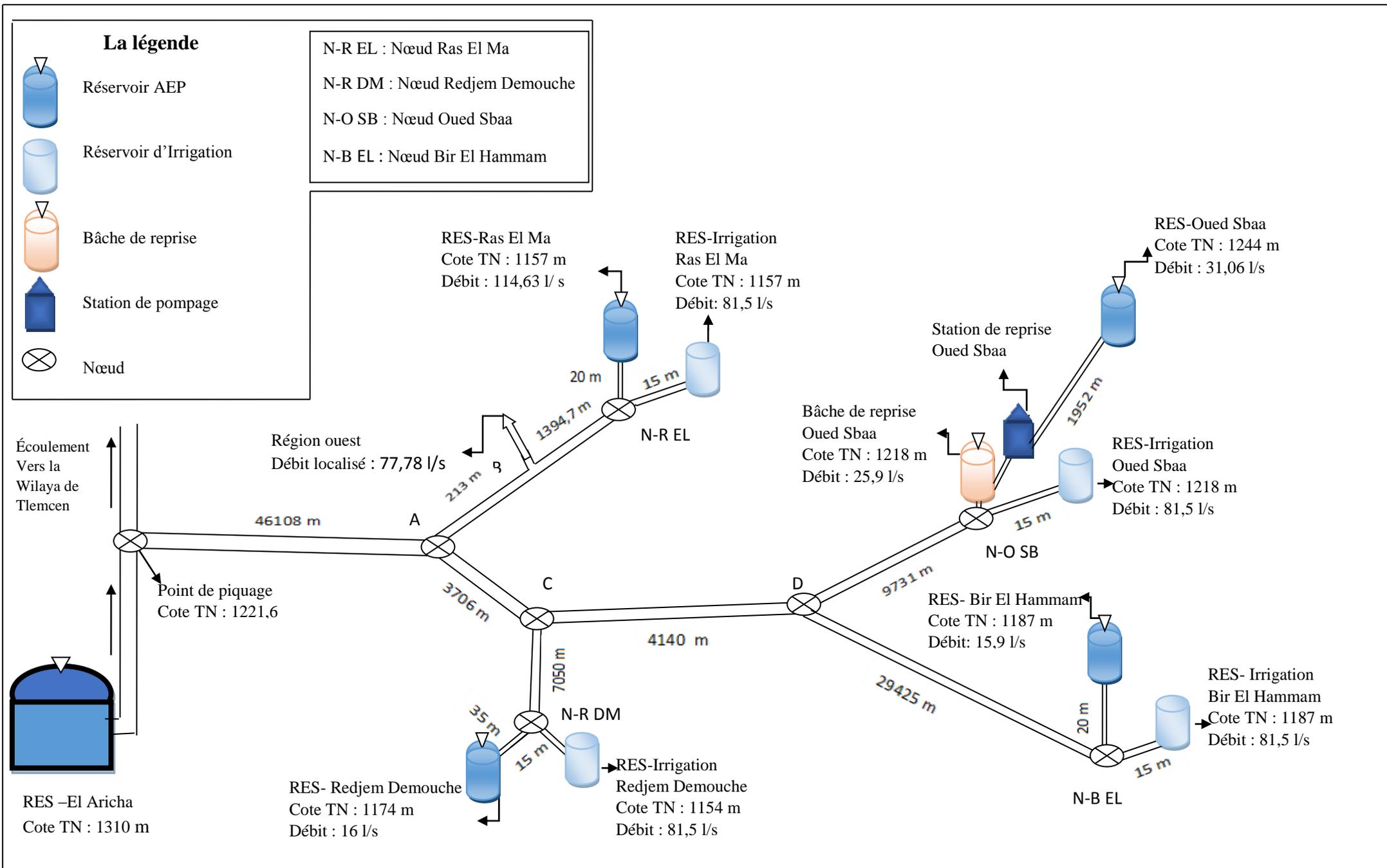


Figure (III-2) : Schéma descriptif d'adduction

III-9- Calcul des diamètres de l'adduction

III-9-1- Adduction gravitaire

III-9-1-1- Tronçon (Piquage – Nœud A)

Données :

- Débit : 573,11 l/s.
- Différence d'altitude Δz : -1 m.
- Longueur de l'adduction : 46108 m.
- Type de conduite : Acier.

➤ Méthodologie de calcul

- Pour le choix du diamètre dans un réseau gravitaire il faut que $h_g > J_T$.

Prenant exemple les premiers points du tronçon (Piquage-Nœud A). La figure (III-3) présente le profil en long de ses points.

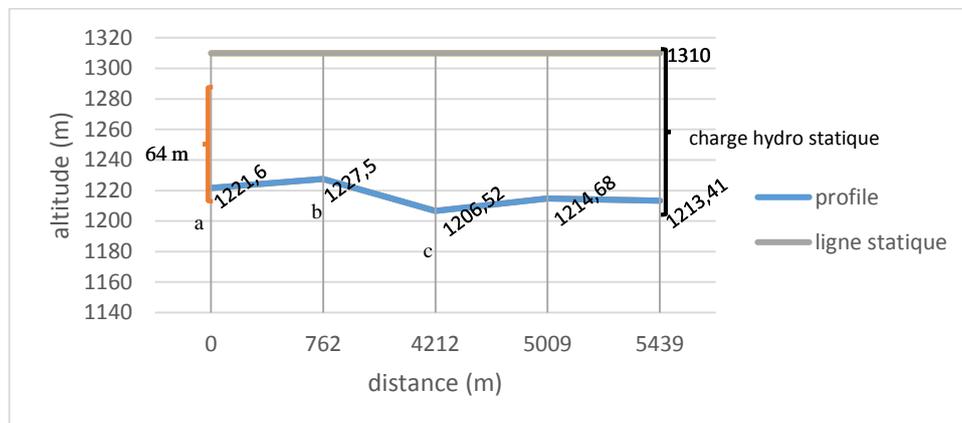


Figure (III-3) : Profil en long de la conduite

- Calcul de la perte de charge dans le tronçon (a-b) :

$$J_T = \left(\frac{\lambda * V^2}{2 * g * D} * L \right) * 1,1 = \left(\frac{0,014824 * 0,901323^2}{2 * 9,81 * 0,9} * 762 \right) * 1,1 = \mathbf{0,571653 \text{ m}}$$

- Calcul de la charge hydro-dynamique au point b :

$$H_{dyn} = (C P_{amont} + H_p) - (C P_{aval} + J_T)$$

$$H_{dyn} = (1221,6 + 64) - (1227,5 + 0,571653) = \mathbf{57,58347 \text{ m}}$$

- Calcul de la charge hydro-statique au point b :

$$H_{sta} = 1310 - 1227,5 = \mathbf{82,5 \text{ m}}$$

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite nous devons mettre en place une vanne à l'amont de chaque réservoir, qui permettra de créer les pertes de charge singulières nécessaires. Et le choix se porte vers les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits.
- Facilité de manipulation.

✓ *Calcul de la perte de charge engendrée par la vanne*

$$J_v = h_g - J_t \quad (\text{III-22})$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ :

$$J_v = \zeta * \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{III-23})$$

Le tableau (III-1) présente la variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de ζ :

Tableau (III-1) : La variation de l'angle θ d'ouverture de la vanne en fonction de ζ

ζ	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400
θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80

Les tableaux (III-2) et (III-3) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Piquage – Nœud A .

Tableau (III-2) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Piquage – Nœud A

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
900	Acier	46108	0,901323	623993,1	0,1	0,01421

Tableau (III-3) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Piquage – Nœud A

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J_T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1221,6	0	-	64	88,32	16
1221,6	1227,5	762	0,571653	57,6	82,5	16
1227,5	1206,52	3450	2,588193	76,0	103,48	16
1206,52	1214,68	797	0,59791	67,2	95,32	16
1214,68	1213,41	430	0,322586	68,2	96,59	16
1213,41	1215,1	176	0,132035	66,4	94,9	16
1215,1	1213,7	242	0,181549	67,6	96,3	16
1213,7	1214,61	94	0,070519	66,6	95,39	16
1214,61	1213,38	203	0,152291	67,7	96,62	16
1213,38	1215,33	300	0,22506	65,5	94,67	16
1215,33	1209,63	515	0,386353	70,8	100,37	16
1209,63	1219,08	1305	0,979012	60,4	90,92	16
1219,08	1216,07	32	0,024006	63,4	93,93	16
1216,07	1218,65	246	0,184549	60,6	91,35	16
1218,65	1216,45	96	0,072019	62,7	93,55	16
1216,45	1218,71	137	0,102778	60,4	91,29	16
1218,71	1216,12	271	0,203304	62,8	93,88	16

Tableau (III-3) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Piquage – Nœud A
(Suite et fin)

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
1216,12	1226,5	1805	1,354112	51,0	83,5	16
1226,5	1223,42	221	0,165794	53,9	86,58	16
1223,42	1236,84	2142	1,60693	38,9	73,16	16
1236,84	1234,35	237	0,177798	41,2	75,65	16
1234,35	1236,29	267	0,200304	39,1	73,71	16
1236,29	1225,18	742	0,556649	49,6	84,82	16
1225,18	1230,37	201	0,15079	44,3	79,63	16
1230,37	1224,4	212	0,159043	50,1	85,6	16
1224,4	1226,85	67	0,050263	47,6	83,15	16
1226,85	1241,9	1155	0,768956	31,7	68,1	16
1241,9	1239,89	129	0,096776	33,6	70,11	16
1239,89	1245,84	247	0,1853	27,5	64,16	16
1245,84	1244,1	210	0,157542	29,1	65,9	16
1244,1	1247,23	154	0,115531	25,8	62,77	16
1247,23	1244,92	411	0,308333	27,8	65,08	16
1244,92	1261,35	659	0,494382	10,9	48,65	16
1261,35	1142,72	6752	5,065355	124,5	167,28	16
1142,72	1160,39	693	0,519889	106,3	149,61	16
1160,39	1148,28	499	0,37435	118,0	161,72	16
1148,28	1236,19	4623	3,468178	26,6	73,81	16
1236,19	1235,7	58	0,043512	27,1	74,3	16
1235,7	1237	98	0,07352	25,7	73	16
1237	1232,24	243	0,182299	30,3	77,76	16
1232,24	1240,75	788	0,591158	21,2	69,25	16
1240,75	1193	1931	1,448638	67,5	117	16
1193	1148	2489	1,789909	110,7	162	16
1148	1116,23	3322	2,388943	140,1	193,77	25
1116,23	1120,44	111	0,079823	135,8	189,56	25
1120,44	1118,94	138	0,09924	137,2	191,06	25
1118,94	1120,58	267	0,192007	135,3	189,42	25
1120,58	1119,74	154	0,110746	136,1	190,26	25
1119,74	1135,27	959	0,689644	119,9	174,73	25
1135,27	1132,26	218	0,15677	122,7	177,74	25
1132,26	1141,74	873	0,627799	112,6	168,26	25
1141,74	1120,91	912	0,655845	132,8	189,09	25
1120,91	1131,24	710	0,510581	121,9	178,76	25
1131,24	1111,35	1742	1,252721	140,6	198,65	25
1111,35	1123,01	574	0,412779	128,5	186,99	25
1123,01	1122,59	39	0,028046	128,9	187,41	25

Dans ce tronçon, on a opté pour une conduite en acier pour un diamètre 900 mm. La partie amont contient environ 36090 m avec un PN (16) et la seconde partie est de 10018 m avec un PN (25). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-9-1-2- Tronçon (Nœud A – Nœud B)

Données :

- Débit : 273,76 l/s.
- Hauteur géométrique : 5,71 m.
- Différence d'altitude Δz : 213 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-4) et (III-5) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud A – Nœud B.

Tableau (III-4) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud A – Nœud B

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
600	Acier	213	0,968702	447093,2	0.1	0,015296

Tableau (III-5) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud A – Nœud B

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1122,59	0	-	128,9	187,41	25
1122,59	1115,63	147	0,197281	135,26272	192,37	25
1115,63	1116,88	66	0,088575	133,92414	191,12	25

Ce tronçon est destiné pour véhiculer l'eau vers la localité Ras El Ma et les localités de la région Ouest de la Wilaya. On a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 600 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-9-1-3- Tronçon (Nœud B – Nœud Ras El Ma)

Données :

- Débit : 195,88 l/s.
- Différence d'altitude Δz : - 42,73 m.
- Longueur de l'adduction : 1394.7 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-6) et (III-7) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud B – Nœud Ras El Ma.

Tableau (III-6) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud B – Nœud Ras El Ma

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
500	Acier	1394.7	0,998115	383890,6	0.1	0,015832

**Tableau (III-7) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud B – Nœud Ras El Ma**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1116,88	0	-	133,92414	191,12	25
1116,88	1106,33	277	0,489779	143,98436	201,67	25
1106,33	1114,76	208	0,367776	135,18659	193,24	25
1114,76	1138,13	508	0,898223	110,91837	169,87	25
1138,13	1141,48	320,5	0,566694	107,00167	166,52	25
1141,48	1159,61	81,2	0,143574	88,728097	148,39	25

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 600 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-9-1-4- Tronçon (Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma)

Données :

- Débit : 114 ,63 l/s.
- Différence d'altitude Δz : 3 m.
- Longueur de l'adduction : 20 m.
- Type de conduite : acier

Les tableaux (III-8) et (III-9) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma.

**Tableau (III-8) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon
Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma**

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
400	Acier	20	0,912898	280891,7	0.1	0,016748

**Tableau (III-9) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud Ras El Ma – Réservoir Ras El Ma**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1159,61	0	-	83,189781	148,39	16
1159,61	1162,61	20	0,157646	80,032134	147,39	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 400 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour deux vannes avec un angle de fermeture de 73,28°.

III-9-1-5- Tronçon (Nœud Ras El Ma – Réservoir d'irrigation Ras El Ma)

Données :

- Débit : 81,25 l/s.
- Différence d'altitude Δz : 3 m.
- Longueur de l'adduction : 15 m.
- Type de conduite : acier

Les tableaux (III-10) et (III-11) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Ras El Ma – Réservoir d'irrigation Ras El Ma.

Tableau (III-10) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon*Nœud Ras El Ma – Réservoir d'irrigation Ras El Ma*

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
300	Acier	15	1,150035	265392,8	0.1	0,017402

Tableau (III-11) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon*Nœud Ras El Ma – Réservoir d'irrigation Ras El Ma*

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1159,61	0	-	83,189781	148,39	16
1159,61	1162,61	15	0,064519	80,125262	147,39	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 300 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour deux vannes avec un angle de fermeture de 69,38°.

III-9-1-6- Tronçon (Nœud A – Nœud C)

Données :

- Débit : 349,49 l/s.
- Différence d'altitude Δz : 17,47 m.
- Longueur de l'adduction : 3706 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-12) et (III-13) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud A – Nœud C.

Tableau (III-12) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud A–Nœud C

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
700	Acier	3706	0,90859	489242	0.1	0,014925

Tableau (III-13) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud A – Nœud C

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J_T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1122,59	0	-	128,9	187,41	25
1122,59	1124,21	57,36	0,056656	126,8	183,79	25
1124,21	1118,7	299,64	0,295963	132,0	189,3	25
1118,7	1119,11	111	0,109638	131,5	188,89	25
1119,11	1118,64	51	0,050374	131,9	189,36	25
1118,64	1117,27	454	0,448429	132,9	190,73	25
1117,27	1124,86	578	0,570907	124,7	183,14	25
1124,86	1124,64	24	0,023705	124,9	183,36	25
1124,64	1135,66	442	0,436576	113,4	172,34	25
1135,66	1124,76	218	0,215325	124,1	183,24	25
1124,76	1126,37	46	0,045436	122,5	181,63	25
1126,37	1100,99	1072	1,058845	146,8	207,01	25
1100,99	1105,36	330	0,325951	142,1	202,64	25
1105,36	1105,12	23	0,022718	142,3	202,88	25

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 700 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-9-1-7- Tronçon (Nœud C – Nœud Redjem Demouche)

Données :

- Débit : 112,91 l/s.
- Différence d'altitude Δz teur géométrique : - 46,43 m.
- Longueur de l'adduction : 7050 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-14) et (III-15) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud C – Nœud Redjeme Demouche.

Tableau (III-14) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud C – Nœud Redjem Demouche

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
400	Acier	7050	0,898965	276604,6	0.1	0,016775

**Tableau (III-15) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud C – Redjem Demouche**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1105,12	0	-	142,3	202,88	25
1105,12	1114,44	997	1,722199	131,2578	193,56	25
1114,44	1113,9	39	0,067368	131,7304	194,1	25
1113,9	1116,18	268	0,462938	128,9875	191,82	25
1116,18	1111,77	243	0,419754	132,9777	196,23	25
1111,77	1113,31	82	0,141645	131,2961	194,69	25
1113,31	1106,77	640	1,105524	136,7306	201,23	25
1106,77	1144,14	2249	3,88488	95,47569	163,86	25
1144,14	1142,85	167	0,288473	96,47722	165,15	25
1142,85	1143,94	137	0,236651	95,15057	164,06	25
1143,94	1140,24	205	0,354113	98,49646	167,76	25
1140,24	1151,87	375	0,647768	86,21869	156,13	25
1151,87	1145,85	578	0,998426	91,24026	162,15	25
1145,85	1147,99	116	0,200376	88,89989	160,01	25
1147,99	1140,96	300	0,518214	95,41167	167,04	25
1140,96	1150,68	381	0,658132	85,03354	157,32	25
1150,68	1150,92	84	0,1451	84,64844	157,08	25
1150,92	1152,15	73	0,126099	83,29234	155,85	25
1152,15	1151,55	116	0,200376	83,69196	156,45	25

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 400 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-9-1-8- Tronçon (Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche)

Données :

- Débit : 16 l/s.
- Différence d'altitude Δz : 26,45 m.
- Longueur de l'adduction : 35 m.
- Type de conduite : acier

Les tableaux (III-16) et (III-17) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche.

**Tableau (III-16) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon
Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche**

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
200	Acier	35	0,509554	783929,4	0.1	0,017339

**Tableau (III-17) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud Redjem Demouche – Réservoir Redjem Demouche**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1151,55	0	-	83,69196	156,45	16
1151,55	1178	35	0,6183	54,62366	132	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 200 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour une vanne avec un angle de fermeture de 64.5°.

III-9-1-9- Tronçon (Nœud Redjem Demouche – Réservoir d'irrigation Redjem Demouche)

Données :

- Débit : 81,25 l/s.
- Différence d'altitude Δz : - 9,45 m.
- Longueur de l'adduction : 15 m.
- Type de conduite : acier

Les tableaux (III-18) et (III-19) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Redjem Demouche – Réservoir d'irrigation Redjem Demouche.

**Tableau (III-18) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon
Nœud Rdjem Demouche – Réservoir d'irrigation Redjem Demouche**

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
300	Acier	15	1,150035	265392,8	0.1	0,017402

Tableau (III-19) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon

Nœud Rdjem Demouche – Réservoir d'irrigation Rdjem Demouche

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1151,55	0	-	83,69196	158.45	16
1151,55	1160	15	0,064519	75,177441	147,39	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 300 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour deux vanne avec un angle de fermeture de 70,91°.

III-9-1-10- Tronçon (Nœud C – Nœud D)

Données :

- Débit : 236,58 l/s.
- Différence d'altitude Δz : -9, 23 m.
- Longueur de l'adduction : 4140 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-20) et (III-21) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud A – Nœud C.

Tableau (III-20) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud C–Nœud D

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
600	Acier	4140	0,837155	386379,2	0.1	0,015535

Tableau (III-21) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud C–Nœud D

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	Jr (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1105,12	0	-	142,3	202,88	25
1105,12	1091,43	551	0,509594	155,4804	216,57	25
1091,43	1110,5	1225	1,132945	135,2775	197,5	25
1110,5	1108,09	151	0,139653	137,5478	199,91	25
1108,09	1113,75	208	0,192369	131,6954	194,25	25
1113,75	1107,1	898	0,830518	137,5149	200,9	25
1107,1	1108,95	101	0,09341	135,5715	199,05	25
1108,95	1106,28	100	0,092485	138,149	201,72	25
1106,28	1114,75	870	0,804622	128,8744	193,25	25
1114,75	1114,35	36	0,033295	129,2411	193,65	25

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 600 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-10-1-11- Tronçon (Nœud D– Nœud Bir El Hammam)

Données :

- Débit : 112,30 l/s.
- Différence d'altitude Δz : -72,5 m.
- Longueur de l'adduction : 29425 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-22) et (IV-23) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud D– Bir El Hammam.

**Tableau (III-22) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon
Nœud D– Nœud Bir El Hammam**

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
500	Acier	29425	0,572229	220088,2	0.1	0,01689

**Tableau (III-23) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud D– Nœud Bir El Hammam**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1114,35	0	-	129,2411	193,65	25
1114,35	1108,83	269	0,151654	134,6094	199,17	25
1108,83	1139,85	1137	0,641004	102,9484	168,15	25
1139,85	1138,94	191	0,10768	103,7508	169,06	25
1138,94	1140,05	162	0,09133	102,5494	167,95	25
1140,05	1130,9	719	0,405349	111,2941	177,1	25
1130,9	1131,57	65	0,036645	110,5874	176,43	25
1131,57	1127,1	534	0,301052	114,7564	180,9	25
1127,1	1141,58	819	0,461726	99,81466	166,42	25
1141,58	1139,86	240	0,135304	101,3994	168,14	25
1139,86	1143,39	330	0,186043	97,68331	164,61	25
1143,39	1141,31	249	0,140378	99,62293	166,69	25
1141,31	1143,88	690	0,389	96,66393	164,12	25
1143,88	1132,94	516	0,290904	107,313	175,06	25
1132,94	1139,9	288	0,162365	100,1907	168,1	25
1139,9	1138,48	140	0,078928	101,5317	169,52	25
1138,48	1139	53	0,02988	100,9819	169	25
1139	1133,5	194	0,109371	106,3725	174,5	25
1133,5	1150,11	1187	0,669193	89,09329	157,89	16
1150,11	1148,92	286	0,161238	90,12206	159,08	16
1148,92	1169,4	2055	1,158543	68,48351	138,6	16
1169,4	1169,02	144	0,081183	68,78233	138,98	16
1169,02	1177,66	472	0,266098	59,87623	130,34	16
1177,66	1176,7	152	0,085693	60,75054	131,3	16
1176,7	1180,47	420	0,236783	56,74376	127,53	16
1180,47	1175,89	431	0,242984	61,08077	132,11	16
1175,89	1185,29	603	0,339952	51,34082	122,71	16
1185,29	1179,2	396	0,223252	57,20757	128,8	16
1179,2	1182,82	169	0,095277	53,49229	125,18	16
1182,82	1182,51	227	0,127975	53,67432	125,49	16
1182,51	1194,85	926	0,522049	40,81227	113,15	16
1194,85	1197,08	327	0,184352	38,39792	110,92	16
1197,08	1191,28	324	0,182661	44,01525	116,72	16
1191,28	1193,38	132	0,074417	41,84084	114,62	16
1193,38	1191,93	153	0,086256	43,20458	116,07	16

**Tableau (III-23) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud D– Noeud Bir El Hammam (suite et fin)**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
1206,41	1156,96	2532	1,42746	76,08582	151,04	16
1156,96	1182,38	1066	0,600977	50,06484	125,62	16
1182,38	1178,65	385	0,217051	53,57779	129,35	16
1178,65	1187,83	508	0,286394	44,1114	120,17	16
1187,83	1185,72	163	0,091894	46,12951	122,28	16
1185,72	1206,69	1003	0,565459	24,59405	101,31	16
1206,69	1201,32	199	0,11219	29,85186	106,68	16
1201,32	1220,21	360	0,202956	10,7589	87,79	16
1220,21	1213,05	298	0,168003	17,7509	94,95	16
1213,05	1220,34	200	0,112754	10,34814	87,66	16
1220,34	1215,98	322	0,181533	14,52661	92,02	16
1215,98	1220,4	221	0,124593	10,38207	87,6	16
1220,4	1206,61	416	0,234527	23,53749	101,39	16
1206,61	1211,92	175	0,098659	18,12883	96,08	16
1211,92	1197,15	625	0,352355	32,54648	110,85	16
1197,15	1198,81	101	0,056941	30,82953	109,19	16
1198,81	1192,72	362	0,204084	36,71545	115,28	16
1192,72	1194,1	278	0,156727	35,17872	113,9	16
1194,1	1202,3	1242	0,7002	26,27852	105,7	16
1202,3	1179,33	1546	0,871585	48,37694	128,67	16
1179,33	1179,92	231	0,13023	47,65671	128,08	16
1179,92	1175,16	712	0,401403	52,01531	132,84	16
1175,16	1186,85	307	0,173077	40,15223	121,15	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 500 mm. (PN (25 et 16)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III-9-1-12- Tronçon (Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam)

Données :

- Débit : 15,9 l/s.
- Différence d'altitude Δz : 4,15 m.
- Longueur de l'adduction : 20 m.

Type de conduite : acier

Les tableaux (III-24) et (III-25) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam :

**Tableau (III-24) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon
Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam**

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
400	Acier	20	0,509554	783929,4	0.1	0,017339

**Tableau (III-25) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud Bir El Hammam – Réservoir Bir El Hammam**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J_T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1186,85	0	-	40,15223	123.15	16
1186,85	1191	20	1,1502	34,85203	132	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 400 mm. (PN (16)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour une vanne avec un angle de fermeture de 78,72°.

III-9-1-13-Tronçon Nœud Bir El Hammam –Réservoir d'irrigation Bir El Hammam

Données :

- Débit : 81,25 l/s.
- Différence d'altitude Δz : - 6,15 m.
- Longueur de l'adduction : 15 m.
- Type de conduite : acier

Les tableaux (III-26) et (III-27) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Bir El Hammam – Réservoir d'irrigation Bir El Hammam.

**Tableau (III-26) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon
Nœud Bir El Hammam –Réservoir d'irrigation Bir El Hammam**

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
300	Acier	15	1,150035	265392,8	0,1	0,017402

**Tableau (III-27) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon
Nœud Bir El Hammam –Réservoir d'irrigation Bir El Hammam**

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J_T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1186,85	0	-	40,15223	123,15	16
1186,85	1193	15	0,064519	34,066747	117	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 300 mm. (PN (16)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour une vanne avec un angle de fermeture de 66°.

III-9-1-14- Tronçon (Nœud D– Noeud Oued Sbaa)

Données :

- Débit : 123,38 l/s.
- Différence d'altitude Δz : - 129,51 m.
- Longueur de l'adduction : 9731 m.
- Type de conduite : acier.

Les tableaux (III-28) et (III-29) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud D– Oued Sbaa.

Tableau (III-28) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud D – Noeud Oued Sbaa

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
500	Acier	9731	0,628688	241803	0.1	0,01689

Tableau (III-29) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud D– Noeud Oued Sbaa

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1114,35	0	-	129,2411	193,65	25
1114,35	1114,73	103	0,069254	130,7918	195,27	25
1112,73	1118,86	544	0,365767	126,2961	191,14	25
1116,86	1116,01	107	0,071943	129,0741	193,99	25
1114,01	1117,71	195	0,131111	127,243	192,29	25
1115,71	1116,34	38	0,02555	128,5875	193,66	25
1114,34	1141,52	980	0,658919	102,7486	168,48	25
1139,52	1138,16	375	0,252137	105,8564	171,84	25
1136,16	1141,8	80	0,053789	102,1626	168,2	25
1139,8	1140,72	81	0,054462	103,1882	169,28	25
1138,72	1160,65	1340	0,90097	82,3572	149,35	16
1158,65	1156,03	572	0,384593	84,5926	151,97	16
1156,03	1167,57	503	0,3382	74,7144	142,43	16
1165,57	1161,94	232	0,155989	80,18842	148,06	16
1159,94	1173,19	506	0,340217	68,5982	136,81	16
1171,19	1171,55	188	0,126405	70,11179	138,45	16
1169,55	1176,66	262	0,17616	64,82563	133,34	16
1174,66	1173,73	226	0,151955	67,60368	136,27	16
1171,73	1189,13	480	0,322736	51,88094	120,87	16
1187,13	1187,52	96	0,064547	53,4264	122,48	16
1185,52	1203,56	958	0,644126	36,74227	106,44	16
1201,56	1201,35	43	0,028912	38,92336	108,65	16
1199,35	1211,77	412	0,277015	28,22634	98,23	16
1209,77	1210,34	132	0,088752	29,56759	99,66	16
1208,34	1226,54	748	0,50293	12,86466	83,46	16
1226,54	1218,06	530	0,356354	20,98831	91,94	16
1216,06	1227,3	350	0,235328	11,51298	82,7	16
1225,3	1221,9	529	0,355682	16,5573	88,1	16
1219,9	1246,44	930	0,6253	-8,608	63,56	16
1244,44	1241,74	127	0,08539	-3,99339	68,26	16
1239,74	1243,86	16	0,010758	-6,12415	66,14	16

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 500 mm. (PN (25 et 16)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On remarque dans le tableau (III-29), au point situé à une cote de 1246,44 que la charge est négative, donc on doit installer une station de reprise afin que cette eau sera transitée vers le réservoir d'Oued Sbaa.

L'emplacement de la station de reprise est au nœud Oued Sbaa situé à une cote de 1220 m, et de longueur 9731 m au nœud D.

Le diamètre de la conduite d'entrée à la bêche de reprise est de 200 mm avec une vitesse d'écoulement de 0.824204 m/s, et l'angle de fermeture de la vanne est de 65,43°.

III-9-1-15-Tronçon Nœud Oued Sbaa –Réservoir d'irrigation Oued Sbaa

Données :

- Débit : 81,25 l/s.
- Hauteur géométrique : - 5,94 m.
- Longueur de l'adduction : 15 m.
- Type de conduite : acier

Les tableaux (III-30) et (III-31) récapitulent les différents calculs et la vérification de la charge hydraulique du tronçon Nœud Oued Sbaa – Réservoir d'irrigation Oued Sbaa :

Tableau (III-30) : Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon Nœud Oued Sbaa –Réservoir d'irrigation Oued Sbaa

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ
300	Acier	15	1,150035	265392,8	0,1	0,017402

Tableau (III-31) : Tableau récapitulatif des différentes charges du tronçon Nœud Oued Sbaa –Réservoir d'irrigation Oued Sbaa

Cote amont (m)	Cote aval (m)	Distance (m)	J _T (m)	Charge hydraulique dynamique aval (m)	Charge hydraulique statique aval (m)	Pression nominale (bar)
	1218,06	0	-	20,98831	91.94	10
1218,06	1226	15	0,064519	12,983791	86	10

Dans ce tronçon on a opté pour une conduite en acier avec un diamètre de 300 mm. (PN (25)). La vitesse d'écoulement est acceptable et est comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

On opte pour une vanne avec un angle de fermeture de 60°.

III-9-2- Adduction par refoulement du tronçon Station de reprise– réservoir Oued Sbaa

Données :

- Débit : 31,059 l/s.
- Hauteur géométrique : 28 m.
- Longueur de l'adduction : 1952 m.
- Type de conduite : PEHD.

- Diamètre :
- $D_{\text{BONNIN}} = (0,031059)^{1/2} = 0,176 \text{ m}$
 - $D_{\text{BRESS}} = 1.5 * (0,031059)^{1/2} = 0,264 \text{ m}$

Les diamètres normalisés choisis sont 250 et 315 mm selon le fabricant.

III-9-2-1- Calcul de la Hmt

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III-32) ci-après :

Tableau (III-32) : Calcul de la Hmt

D (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Hmt
0,200	0,1636	1,478	186039,491	0,016768	0,013	52,513
0,250	0,2046	0,945	148758,850	0,019937	0,005	38,22
0,315	0,2578	0,595	118060,748	0,021034	0,002	31,165

III-9-2-2- Calcul des frais d'exploitation

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III-33) ci-dessous :

Tableau (III-33) : Calcul des frais d'exploitation

DN (m)	D _{int} (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	e (DA/Kw.h)	F _{exp} (DA)
0,200	0,1636	21,623	157845,042	7,260	1145955,002
0,250	0,2046	15,734	114861,092	7,260	833891,526
0,315	0,2578	12,832	93675,442	7,260	680083,711

III-9-2-3- Calcul des frais d'amortissement

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III-34) suivant :

Tableau (III-34) : Calcul des frais d'amortissement

DN (m)	D _{int} (m)	Prix ml (DA)	A	F _{am} (DA)
0,200	0,1636	3016,170	0,089	522815,669
0,250	0,2046	4666,520	0,089	808883,377
0,315	0,2578	7166,950	0,089	1242301,912

III-9-2-4- Calcul du bilan

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III-35) ci-dessous :

Tableau (III-35) : Calcul du bilan

DN (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0,200	1145955,002	522815,669	1668770,671
0,250	833891,526	808883,377	1642774,903
0,315	680083,711	1242301,912	1922385,623

D'après le tableau (IV-34), on constate que le diamètre économique est celui de 250 mm. du fait qu'il présente le plus petit bilan toute en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0,945 m/s, avec une Hmt de 38,22 m.

Le tableau (III-36) récapitule les diamètres des différents tronçons de l'adduction étudié.

Tableau (III-36) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Type	Diamètre (mm)	Cote	
					amont	aval
Piquage Nœud A	573,11	46108	Acier	900	1221,6	1122,59
Nœud A Nœud B	273,76	213	Acier	600	1122,59	1116,88
Nœud B Nœud Ras El Ma	195,88	1394,7	Acier	500	1116,88	1159,65
Nœud Ras El Ma Rés. Ras El Ma	114,63	20	Acier	400	1159,61	1160,61
Nœud Ras El Ma Rés. irrig Ras El Ma	81,25	15	Acier	300	1159,61	1162,61
Nœud A Nœud C	349,49	3706	Acier	700	1122,59	1105,36
Nœud C Nœud Redjem Demouche	112,91	7050	Acier	400	1105,36	1151,55
Nœud Redjem Demouche Rés. Redjem Demouche	16	35	Acier	200	1151,55	1178
Nœud Redjem Demouche Rés irrig Redjem Demouche	81,25	15	Acier	300	1151,55	1160
Nœud C Nœud D	236,58	4140	Acier	600	1105,12	1114,35
Nœud D Nœud Bir El Hammam	112,3	29425	Acier	500	1114,35	1186,85
Nœud Bir El Hammam Rés. Bir El Hammam	15,9	20	Acier	200	1186,85	1191
Nœud Bir El Hammam Rés. irrig Bir El Hammam	81,25	15	Acier	300	1186,85	1193
Nœud D Nœud Oued Sbaa	123,38	9731	Acier	500	1114,35	1218,06
Nœud Oued Sbaa Rés. irrig Oued Sbaa	81,25	15	Acier	300	1218,06	1226
Station de reprise Rés. Oued Sbaa	31,06	1952	PEHD	250	1218,06	1248

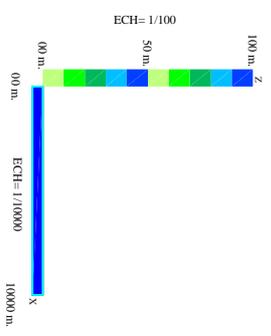
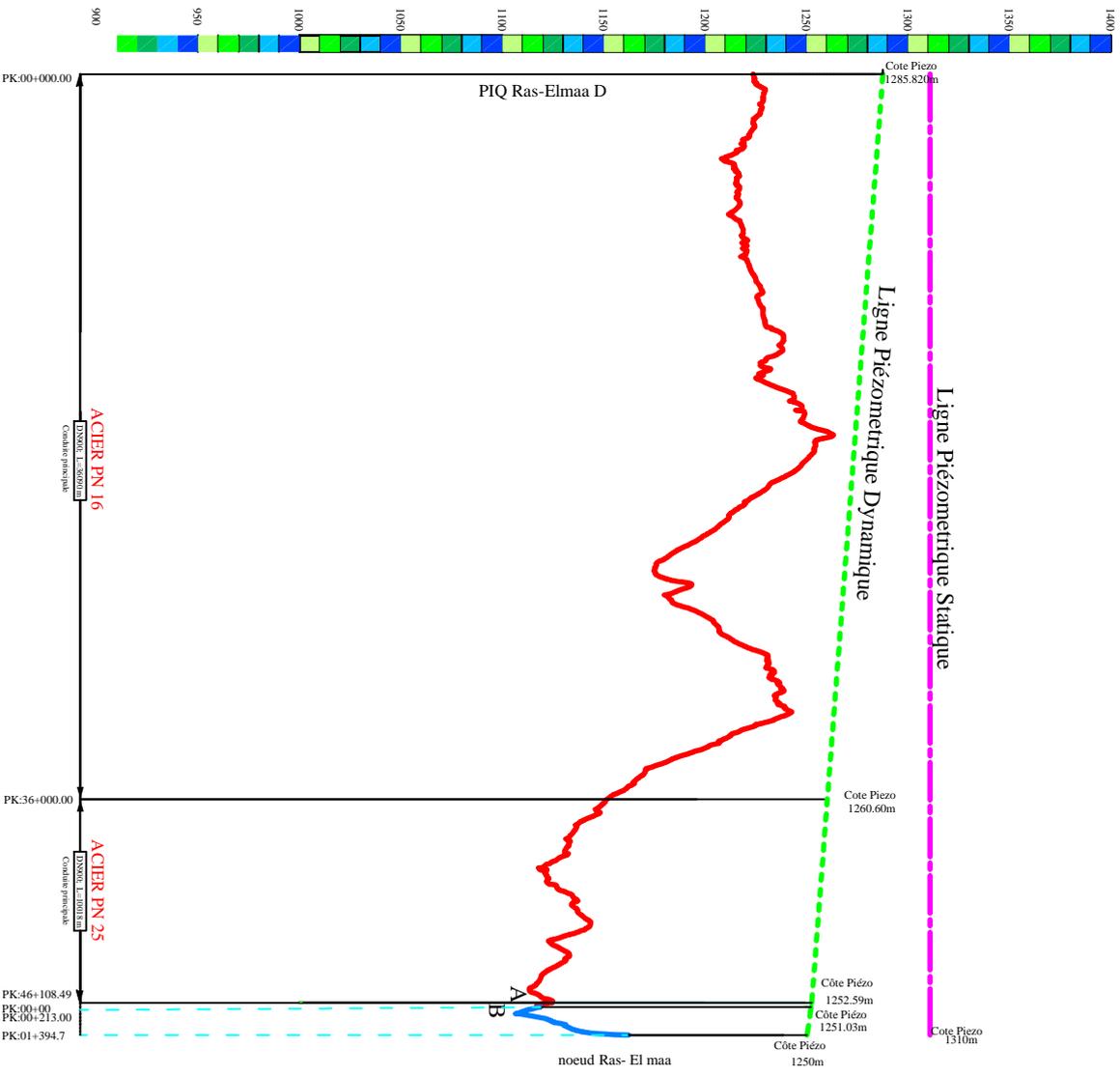
III-10- Conclusion

Tout au long de ce chapitre consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, on a pu déterminer les différents types et diamètres des conduites à partir :

- De la variation des débits.
- De la variation des altitudes qui engendrent la variation des pressions dans les conduites.

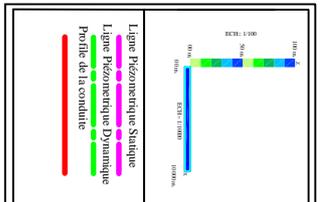
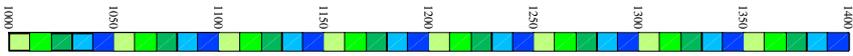
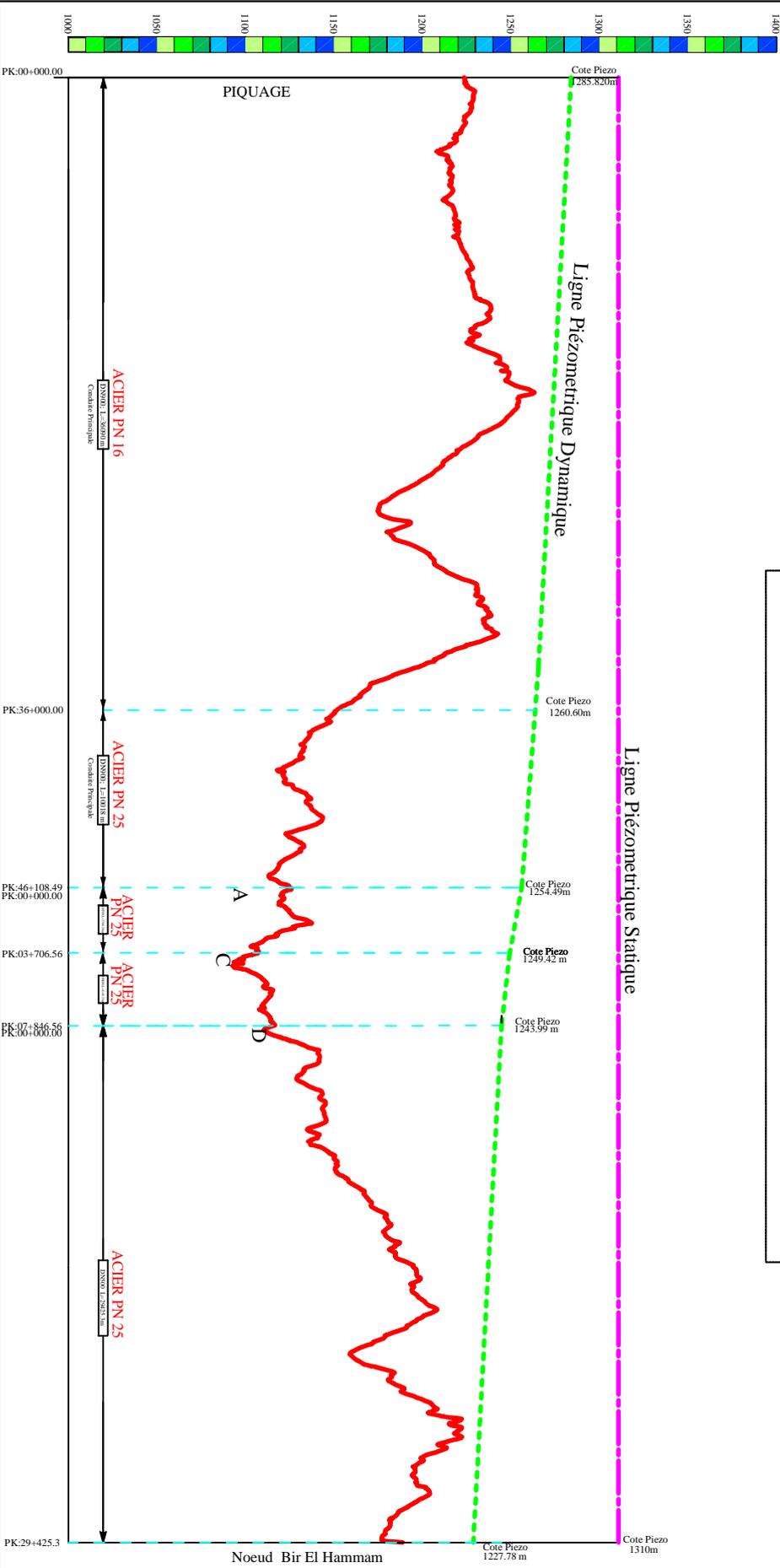
Les conduites dimensionnées sont en nombre de 15, en acier avec des diamètres allant de 200 à 900 mm qui ont des pressions nominales de 16 et 25 bars, et une en PEHD avec un diamètre de 250 mm avec une pression nominale de 16 bars.

**DISTRIBUTION ET VARIATION DES PRESSIONS PIEZOMETRIQUE
LE LONG DU RESEAU DEPUIS LE POINT DE PIQUAGE JUSQU'AU NOEUD RAS EL MA.**

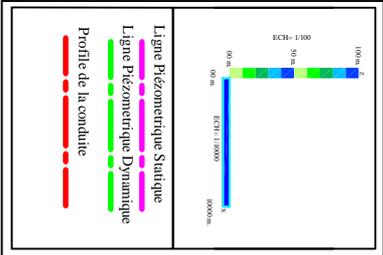
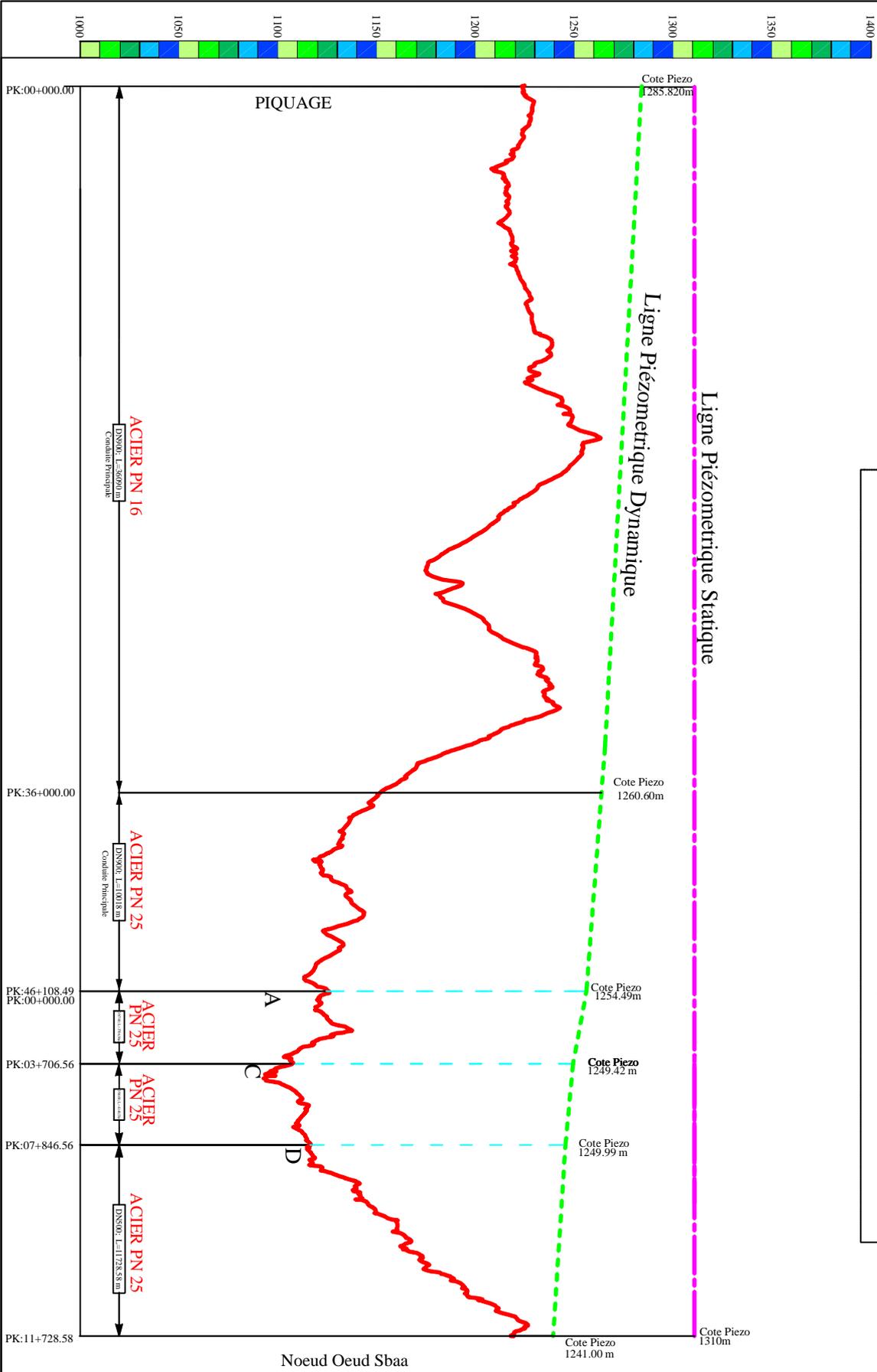


- Ligne Piézométrique Statique
- Ligne Piézométrique Dynamique
- piquage vers noeud
- profil de la conduite

LE LONG DU RESEAU DEPUIS LE POINT DE PLOUAGE JUSQU' AU NOEUD BIR EL HAMMAM



DIRECTION GÉNÉRALE DE L'ÉNERGÉTIQUE ET DES MINÉRAUX
LE LONG DU RESEAU DEPUIS LE POINT DE PIQUAGE JUSQU'AU NOEUD OUIED SBAA



Chapitre IV :
Les Pompes

IV-1- Introduction

La pompe est tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique reçue par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, cela veut dire, qu'elle transmet au fluide qui la traverse une énergie qui lui permet de s'élever à une certaine hauteur.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables et elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

IV-2- Classification des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges peuvent être classées comme suit [3] :

IV-2-1- Suivant la forme de la roue

- Pompes centrifuges radiales.
- Pompes centrifuges axiales.

IV-2-2- Suivant la forme du corps de la pompe

- Pompe à volute ou colimaçon.
- A diffuseur circulaire ou type burine.

IV-2-3- Suivant le nombre de roue

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à 100 m.
- Multicellulaire : utilisées pour des pressions considérables, atteignant plusieurs centaines de mètres.

IV-2-4- Suivant la position de son axe

- pompe à axe horizontal.
- Pompe à axe vertical.

IV-3- Caractéristiques des pompes centrifuges

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont [3] :

- La hauteur manométrique totale.
- Le débit à refouler.
- La puissance et le rendement.
- La vitesse spécifique.

IV-4- Choix de la pompe

Les critères agissant sur le choix de la pompe sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur manométrique totale.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable.
- Fiabilité.

IV-5- Les courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes sont représentées par les courbes suivantes [4] :

IV-5-1- La courbe hauteur - débit

C'est une représentation graphique qui exprime la variation des différentes hauteurs d'élevation en fonction du débit $H = f(Q)$.

IV-5-2- La courbe puissance – débit

Elle se présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits ($P = f(Q)$).

IV-5-3- La courbe rendement – débit

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit ($\eta = f(Q)$).

Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

La figure (IV-1) représente les différentes courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

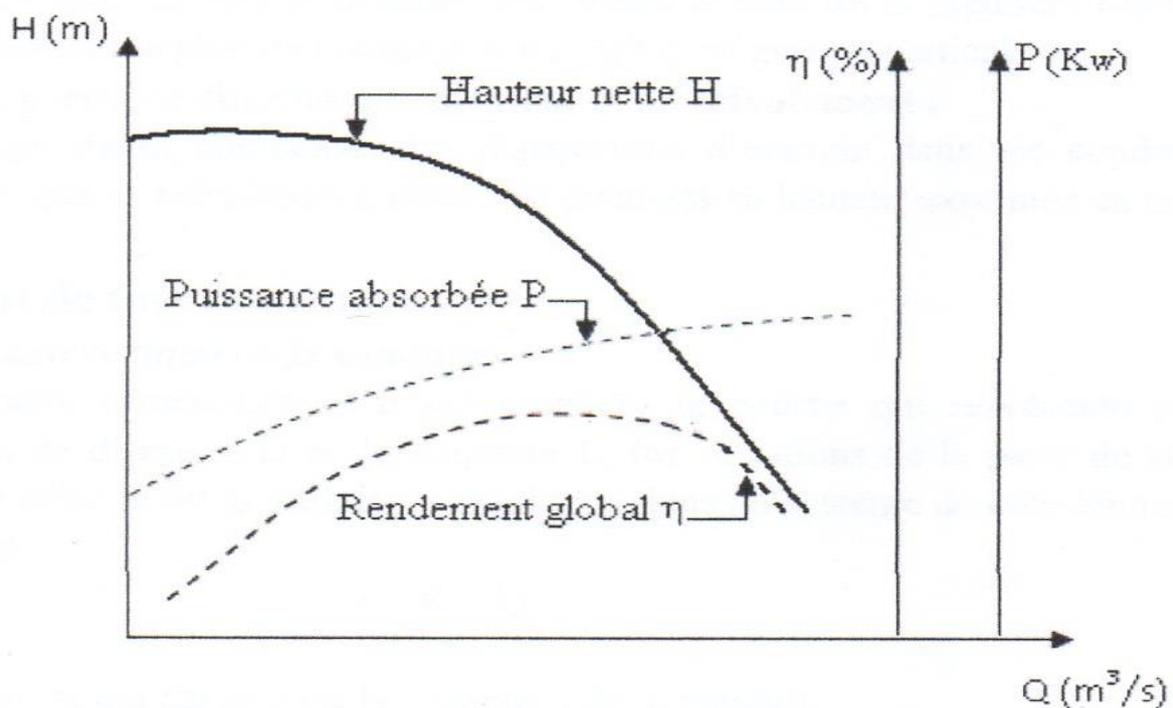


Figure (IV-1) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV-6- Puissance absorbée

La puissance absorbée est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (IV-1)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en Kw.
- Hmt : Hauteur manométrique totale en m.
- Q : Débit à transiter en m^3/s .
- η : Rendement de la pompe en %.

IV-7- Hauteur manométrique totale

Elle est exprimée par l'addition de ces deux termes ci-après :

- Hauteur géométrique H_g .
- La somme des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement.

IV-7-1- La hauteur géométrique

Elle est toujours positive pour les refoulements, elle exprime la différence d'altitude entre les deux points amont et aval.

IV-7-2- Les pertes de charge d'aspiration et de refoulement

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement. Elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètre.

IV-8- Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon la hauteur d'élévation recherchée ou le débit [7].

IV-8-1- Couplage en série

Dans ce cas la pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe. Ce couplage sera donc utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à des hauteurs différentes.

IV-8-2- Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation.

IV-9- Point de fonctionnement

IV-9-1- Caractéristique d'un réseau hydraulique

Le réseau muni d'une pompe est caractérisé, par une courbe hauteur – débit, obtenue en ajoutant à la hauteur d'élévation de l'eau les pertes de charge par refoulement dans les tuyauteries. La caractéristique du réseau ainsi définie, ramenée à une cote de référence, est [7] :

$$H = H_g + RQ^2 \quad (IV-2)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique en m.
- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré en m.
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite en m.
- Q : Débit en m^3/s .
- H : Charge totale en m.

IV-9-2- Point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite

Le point de fonctionnement est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe (Figure (V-1)), ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec celui désirées, des modifications dans le dimensionnement ou dans le fonctionnement seront portées.

IV-10- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Pour adopter la pompe aux conditions de travail désiré, des modifications peuvent être effectuées suivant les quatre variantes suivantes :

IV-10-1- Première variante (Variation du temps de pompage)

Le point de fonctionnement désiré étant P_1 , donc si on diminue le temps de pompage dans ce cas le débit relevé Q sera plus important que le débit désiré Q_1 . Et si on augmente le temps de pompage on aura un débit relevé Q inférieur à celui désiré, tout en gardant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant $T_1 = 20$ heures est de $V(m^3) = 20 * Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T , donc on peut écrire :

$$Q * T = 20 * Q_1 \quad (IV-3)$$

$$\text{D'où : } T = \frac{20 * Q_1}{Q}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad (IV-4)$$

η Est le rendement correspondant au point $P (Q_1, H_1)$.

IV-10-2- Deuxième variante (Régulation par étouffement ou bien le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 .

La puissance absorbée par la pompe en Kw est :

$$P = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \quad (IV-5)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h$$

- h : Perte de charge engendrée par le vannage.
- H' : Distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.
- η : Le rendement.

IV-10-3- Troisième variante (rognage de la roue de la pompe)

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela en traçant une droite qui passe par l'origine et par le point P_1 , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) en % sera :

$$r = 1 - m \quad (\text{IV-7})$$

La puissance absorbée par la pompe en Kw est :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad (\text{IV-8})$$

IV-10-4- Quatrième variante (variation de la vitesse de rotation)

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (Figure (V-2)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation en tr/min qui est de :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{IV-9})$$

La puissance absorbée par la pompe en Kw est :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad (\text{IV-10})$$

La figure (IV-2) représente les différents points à rechercher pour la réalisation du point de fonctionnement désiré.

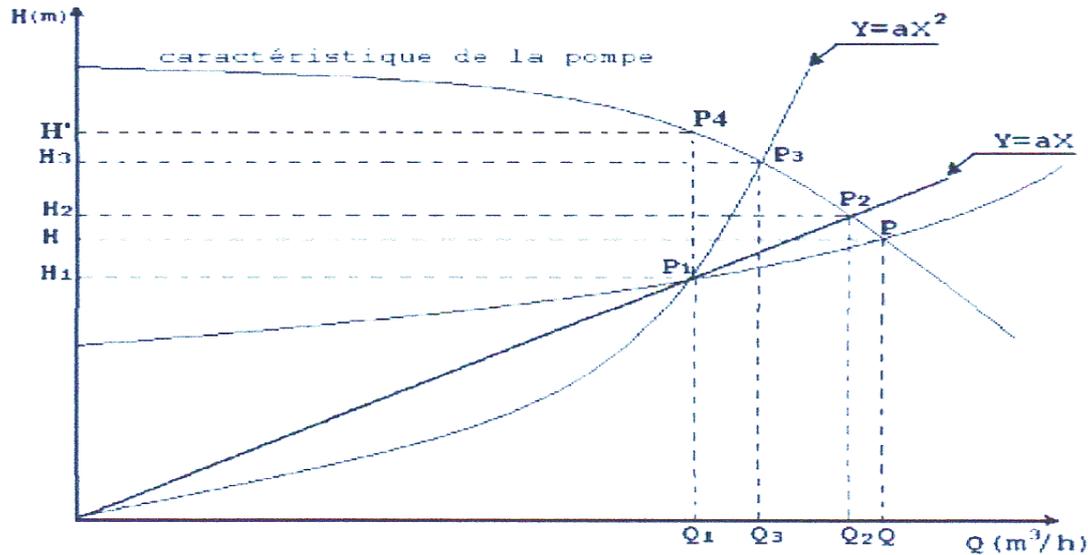


Figure (IV-2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV-11- Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, se produit lorsqu'en un point quelconque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide. Il se forme des cavités remplies de vapeur et d'air, ces dernières s'écrasent dans les zones de pression élevée, provoquent d'importantes perturbations, bruit dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (rendement, la hauteur de refoulement, ... etc.) et l'érosion des aubes de la roue [2].

Afin de remédier à ce problème, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur). Soit la loi de non cavitation suivante [2] :

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

- Pour l'alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g^* \rho} + H_a - (J_a + T_v) \quad (IV-11)$$

- Pour l'alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g^* \rho} - H_a - (J_a + T_v) \quad (IV-12)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en m.
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en m.
- $P_0/(g*\rho)$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en m.
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter a une température donnée.

Le tableau (IV-1) récapitule les différentes tensions de vapeur d'eau pompées en fonction de la température.

Tableau (IV-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

IV-12- Choix du type de la pompe pour la station d'Oued Sbaa

Données :

- Débit à refouler : 31,06 l/s.
- Hauteur manométrique totale : 38,22 m.
- Hauteur géométrique : 28 m.
- Diamètre de la conduite : 250 mm.
- Longueur de la conduite : 1952 m
- Temps de pompage : 20 heures.
- Equation de la courbe de réseau : $H = 28 + 10572,9765 * Q^2$

Après la consultation de plusieurs catalogues des différentes pompes, on a opté pour une pompe centrifuge à axe horizontal. Les caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV-3) :

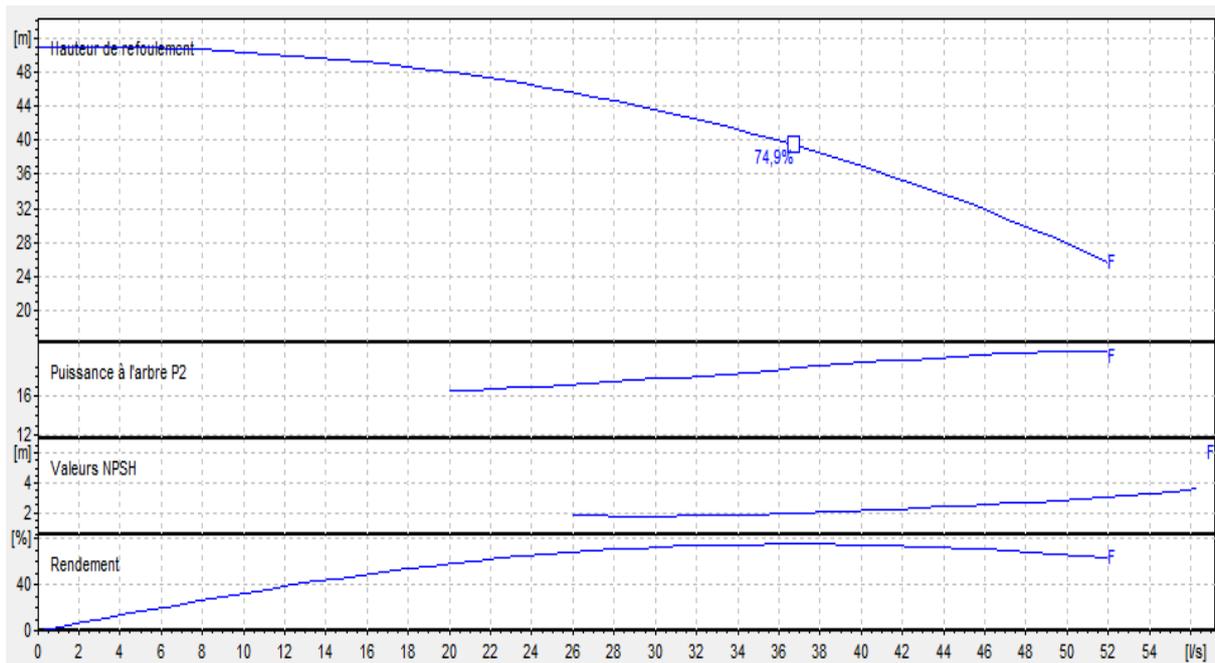


Figure (IV-3) : Caractéristiques de la pompe

La pompe a les caractéristiques suivantes :

- Vitesse de rotation : 1750 tr/min.
- Rendement maximal : 76.4 %.

On cherche le point de fonctionnement à partir de la figure (IV-4) suivante :

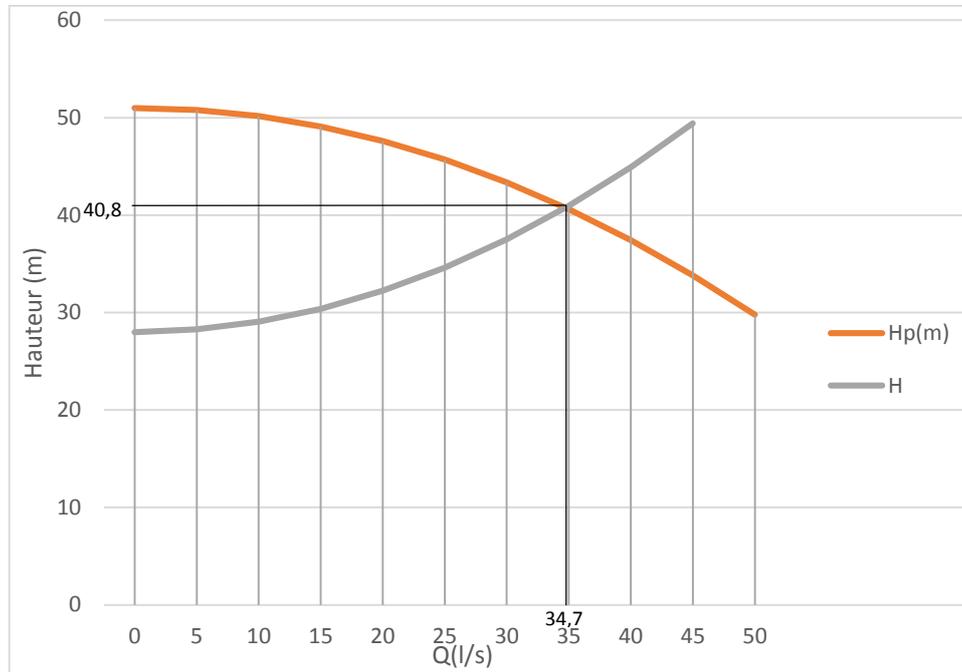


Figure (IV-4) : Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, donc des modifications s'avèrent nécessaires pour adapter les pompes aux conditions de travail souhaitables.

- Le point de fonctionnement : (Q = 34,7 l/s ; H = 40,8 m).
- Le point désiré de coordonnées : (Q = 31,06 l/s ; H = 38,22 m).

➤ **Première variante** : Changement du temps de pompage

$$Q * T = 20 * Q_1$$

$$\text{D'où : } T = \frac{20 * Q_1}{Q}$$

Avec :

- T : Temps réduit

$$T = \frac{20 * 31,06}{34,7} = 17,90 \text{ heures}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9,81 * 124,92 * 40,8}{0,749 * 3600} = 18,54 \text{ Kw}$$

➤ **Deuxième variante** : Régulation par étouffement (vannage)

Ce qui revient à augmenter les pertes de charge, la figure (IV-5) représente la perte de charge.

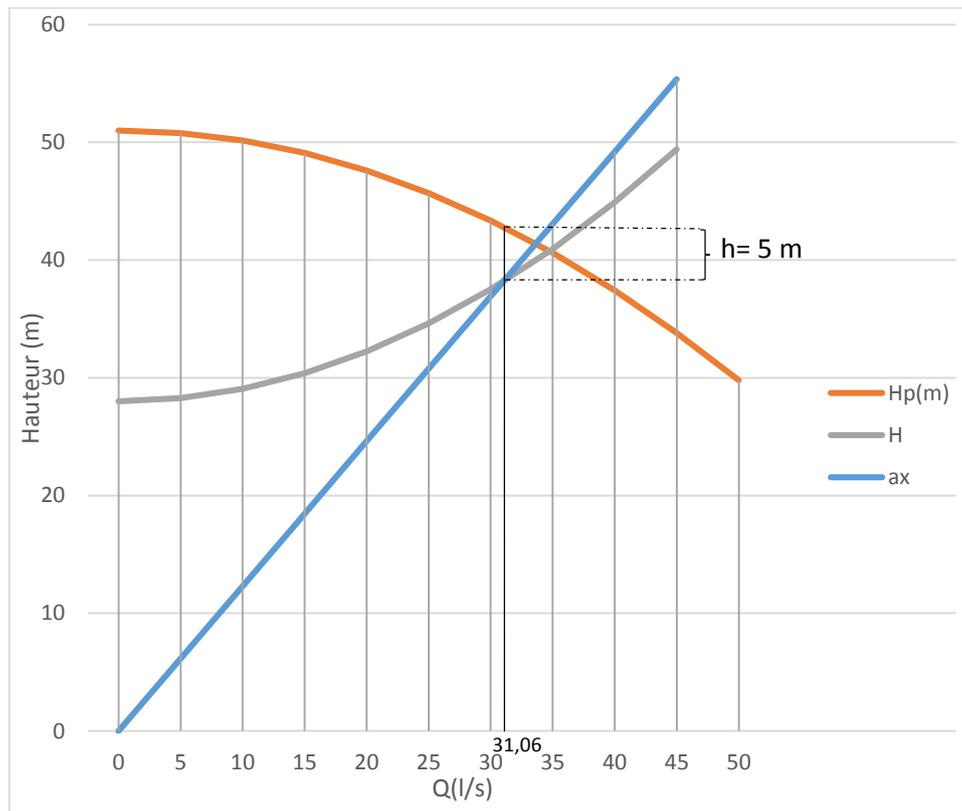


Figure (IV-5) : La perte de charge

On aura : ($Q = 111.816 \text{ m}^3/\text{h}$, $H' = 43,22 \text{ m}$)

Avec :

$$h = H' - H_1 = 38,22 + 5 = 43,22 \text{ m}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} = \frac{9,81 * 111.816 * 43,22}{0,726 * 3600} = 18,13 \text{ Kw}$$

➤ **Troisième variante : Rognage de la roue**

On trace la droite qui passe par l'origine et le point désiré, puis on va extraire les coordonnées du point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe. La figure (IV-6) présente le point d'intersection.

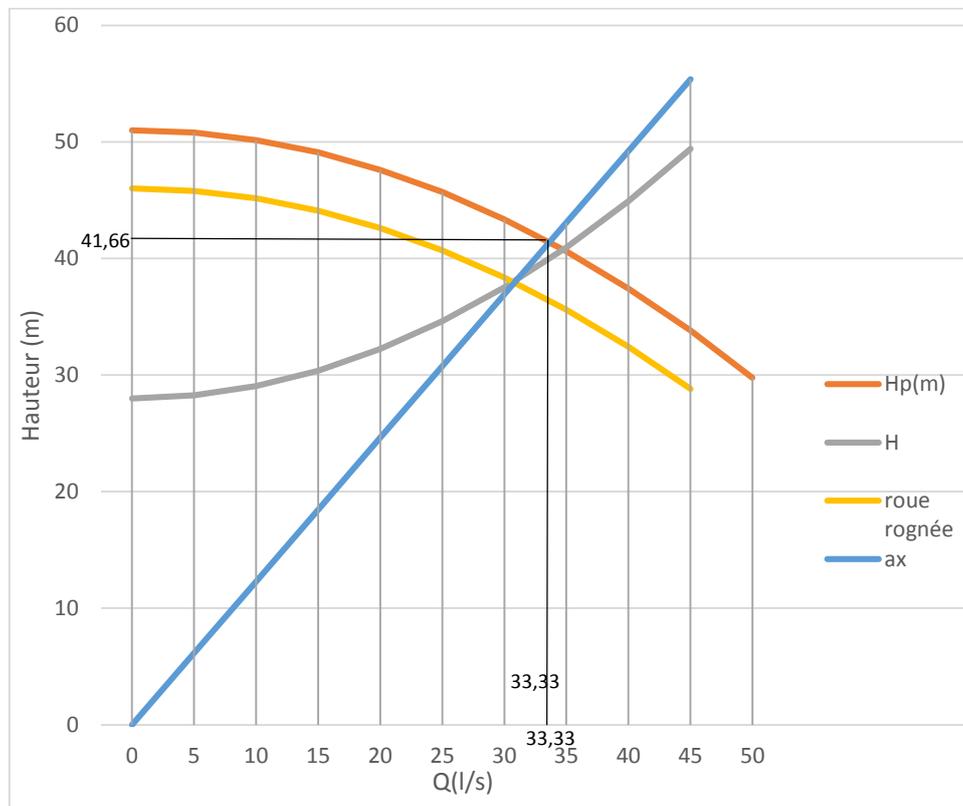


Figure (IV-6) : Le point d'intersection

On aura le point ($Q_2 = 119,988 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_2 = 41,66 \text{ m}$)

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} = \mathbf{0,965}$$

$$r = 1 - m = 0.035$$

Le rognage se fait à **3,5 %**.

La puissance absorbée par la pompe en Kw est :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} = \frac{9.81 * 111,816 * 38.22}{0,728 * 3600} = \mathbf{16 \text{ Kw}}$$

➤ **Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation**

Les figures (IV-7) présente la courbe iso-rendement.

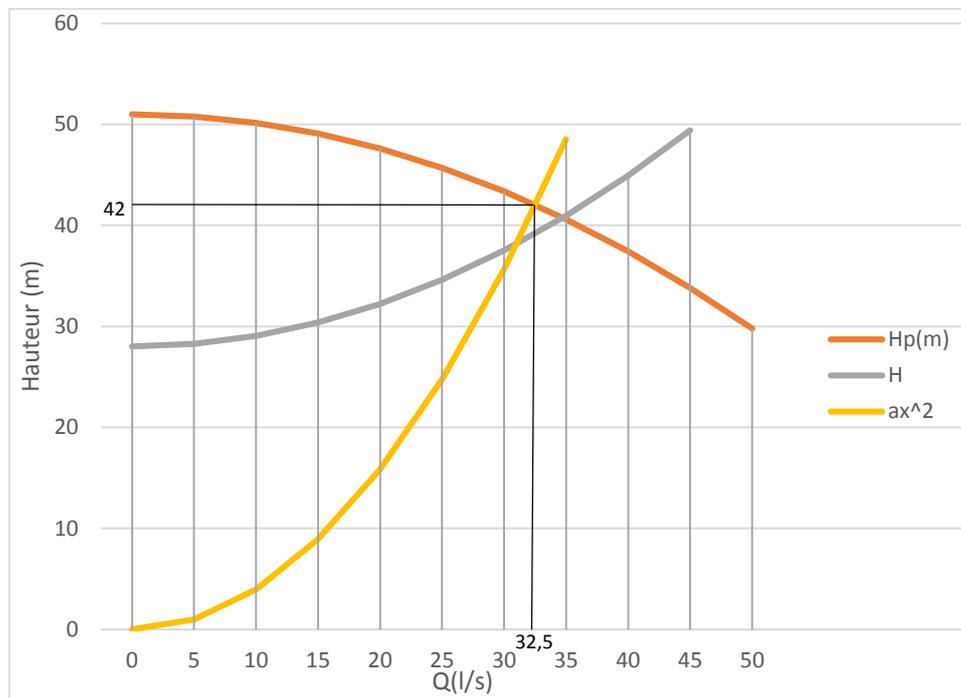


Figure (IV-7) : La courbe iso-rendement

Les coordonnées du point d'intersection de la courbe iso-rendement et la courbe caractéristique de la pompe sont : P_3 ($Q_3 = 32,5$ l/s, $H_3 = 42$ m).

D'après les lois de similitude, la nouvelle vitesse de rotation correspondant au point désiré sera :

Calcul de la nouvelle vitesse de rotation :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} = 1750 * \frac{111,816}{117} = \mathbf{1673 \text{ tr/min}}$$

Calcul de la puissance absorbée par la pompe en Kw :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} = \frac{9.81 * 111,816 * 38.22}{0,749 * 3600} = \mathbf{15,54 \text{ Kw}}$$

✓ **conclusion**

On opte pour la quatrième variante bien qu'elle présente une puissance absorbée inférieure aux autres variantes.

IV-13- Etude de la cavitation

- Aspiration en charge :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g^* \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

Avec :

- $H_a = 0,5 \text{ m}$.
- $T_v = 0,24$
- $\frac{P_0}{g^* \rho} = 10,33 - 0,0012 * 1218$
- $\frac{P_0}{g^* \rho} = \mathbf{8,86 \text{ m}}$
- J_a : Négligeable.

$$(\text{NPSH})_d = 8,86 + 0,5 - 0,24 = \mathbf{9,12 \text{ m}}$$

La figure (IV-12) présente le NPSH_r de la pompe.

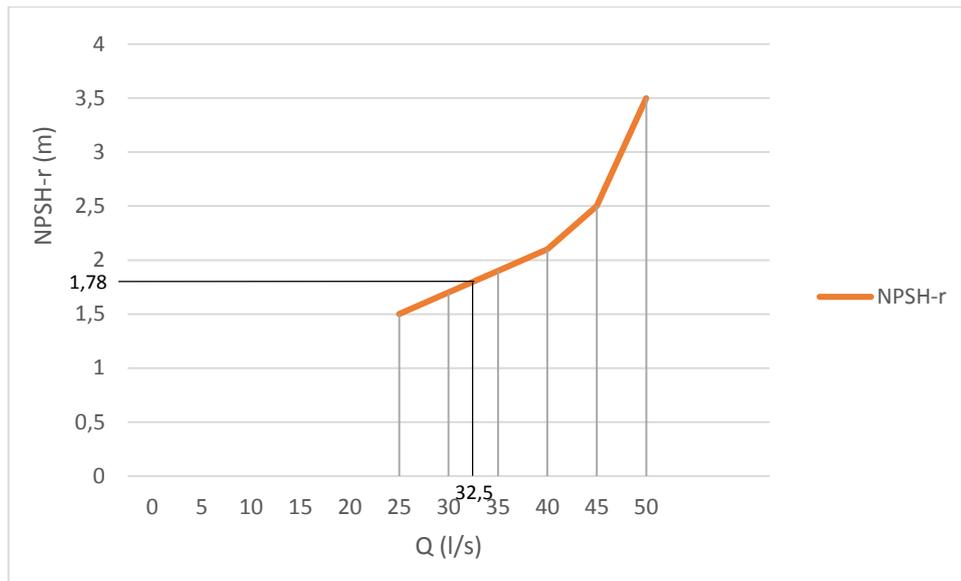


Figure (IV-11) : NPSH_r

En utilisant la courbe du NPSH_r , fournie par le constructeur, le NPSH_r correspondant pour le point de fonctionnement est : $\text{NPSH}_r = 1,78 \text{ m}$.

$\text{NPSH}_d = 9,12 \text{ m}$, supérieur au $\text{NPSH}_r = 1,78 \text{ m}$, donc la pompe ne cavite pas.

IV-14- Conclusion

Dans ce chapitre, on est arrivé à choisir une pompe qui peut répondre aux conditions de travail de ce projet. Mais on a envisagé des modifications sur cette dernière, afin d'avoir le point de fonctionnement désiré.

Chapitre V :
Protection et Pose des
conduites

V-1- Introduction

La présence de divers phénomènes tels que, l'apparition d'onde de pression ou de dépression, l'accumulation d'air dans les conduites, l'action de contraintes externes, l'attaque par la corrosion et l'entartage, rendent les ouvrages hydrauliques vulnérables. Par conséquent, une protection des ouvrages est nécessaire pour prolonger leur durée de vie.

V-2- Protection des conduites en acier contre la corrosion

La corrosion est définie comme étant une attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage des réseaux d'alimentation en eau [6].

V-2-1- Protection contre la corrosion externe

Parmi les procédés les plus utilisés, pour lutter contre la corrosion externe, sont :

V-2-1-1- Les revêtements

Ce processus consiste à isoler la conduite du milieu corrodant, pour se faire nous utilisons souvent des revêtements tout en assurant aux joints une parfaite continuité de ce revêtement. Mais, l'inconvénient de ce procédé est son vieillissement rapide ou sa détérioration accidentelle. Dans ce cas, la conduite peut être corrodée, par l'électrolyse, si des sorties de courant sont rendues possibles, pour pallier à ce phénomène, une protection cathodique est recommandée.

V-2-1-2- Protection cathodique

La protection cathodique consiste à agir d'une façon artificielle sur le potentiel de la structure métallique, de façon qu'elle devienne cathode par application de potentiel électrique. Les principaux dispositifs permettant d'assurer la protection cathodique sont [4] :

- Anode réactives.
- Soutirage de courant.
- Le drainage de courant.
- Association de plusieurs de ces systèmes.

En Algérie, les deux premiers dispositifs sont les plus usuels.

A - Les anodes réactives

Cette protection est basée sur le principe de fonctionnement d'une pile, la canalisation représentant la cathode et l'anode est un métal plus électronégatif que le fer (zinc ou le magnésium). La conduite sera portée à un potentiel suffisamment négatif ce qui permet de corroder le métal associé et conserver la canalisation à son état pure.

Ces anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 kg qui seront reliées par un câble isolé et que l'on enfouit dans le sol à 3 m environ d'elle.

Ce dispositif est appliqué dans les sols de faible résistivité (inférieure à 3000 Ω/cm).

Dans les terrains dépourvus des courants vagabonds, il convient pour la protection cathodique des réseaux ruraux et pour des tronçons de petit diamètre et faible longueurs.

Le nombre (n) d'anodes à prévoir sur la canalisation à protéger est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{S \cdot i}{I} \quad (\text{V-1})$$

Où :

- S : Surface de la canalisation à protéger en m².
- i : Densité du courant nécessaire en mA/m².
- I : Intensité débitée par chaque anode en mA.

La figure (V-1) représente une anode réactive :

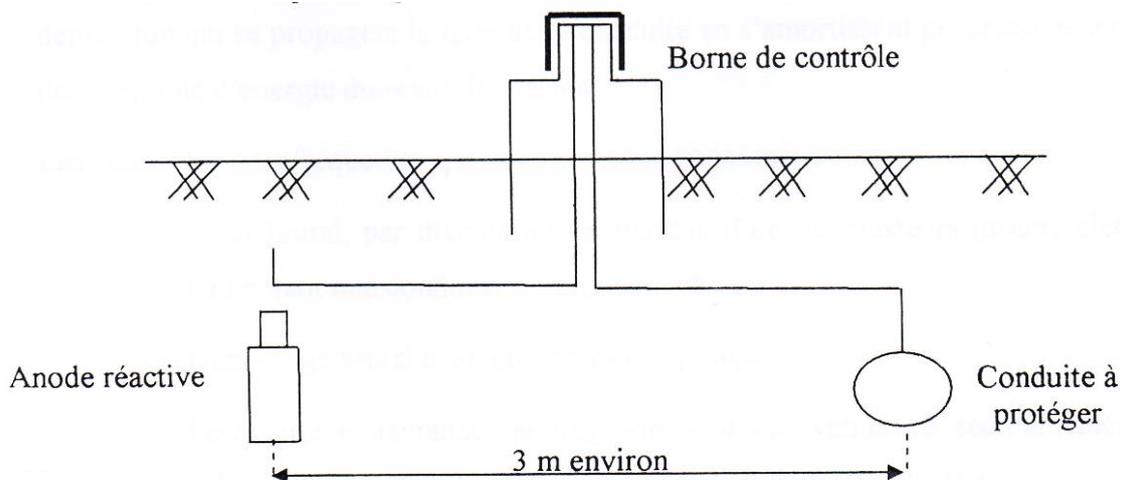


Figure (V-1) : Anode réactive

B - Soutirage de courant

Cette méthode consiste à relier la conduite à la borne négative de cette source électrique de courant continue, et de relier la borne positive à une prise de terre constituée ordinairement par une chaîne d'anodes enterrées dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (environ 10 m). Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite, entraînant ainsi la dissolution anodique de la prise de terre. La figure (V-2) représente la protection par le soutirage de courant.

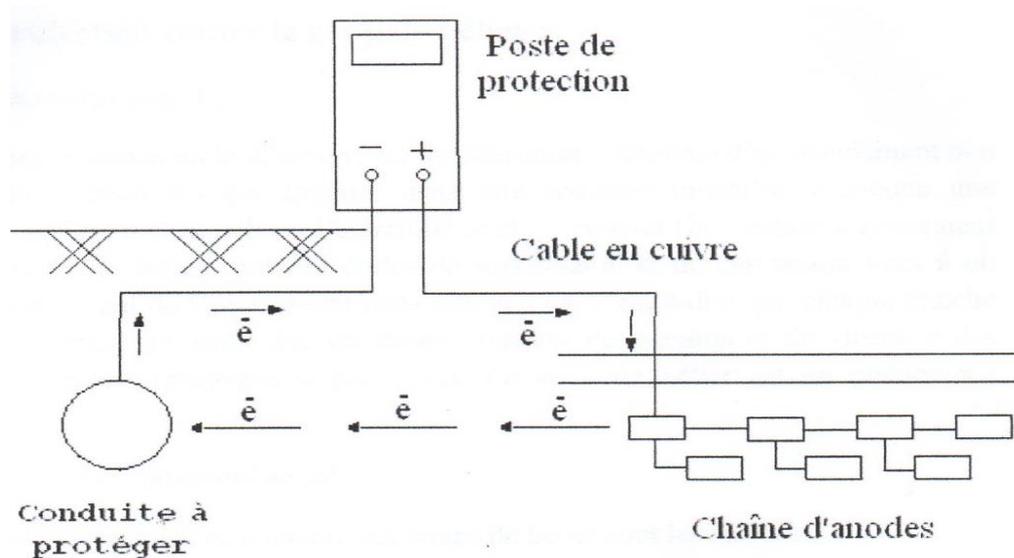


Figure (V-2) : Soutirage de courant

V-2-2- La protection contre la corrosion interne

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier :

- Du PH.
- De la teneur en carbonate et bicarbonate.
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau.
- De la vitesse de circulation de l'eau.
- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela, il faut :

- Un revêtement intérieur fait à l'usine.
- Eviter les faibles vitesses de circulation dans les conduites.
- Evacuation de l'air par voie des ventouses.
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

V-3- Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau dans la conduite, subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde). Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire [4].

V-3-1- Cause du phénomène

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants :

- Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.
- Modification de la vitesse d'une pompe.

V-3-2- Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- Déboîtement des conduites.
- Détérioration des joints.
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche.
- Détérioration des revêtements intérieurs.
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

V-3-3- Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du coup de bélier ne sont pas totalement limités, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des équipements. Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression, on trouve [4]:

V-3-3-1-Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placée sur l'arbre du groupe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Mais ce système est peut ou non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement.
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique.
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'excède pas quelques centaines de mètres.

V-3-3-2- Les ventouses

Appelés aussi reniflard, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

V-3-3-3- Le réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet du côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. L'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

La figure (V-3) représente les différentes étapes où la pression varie dans le réservoir :

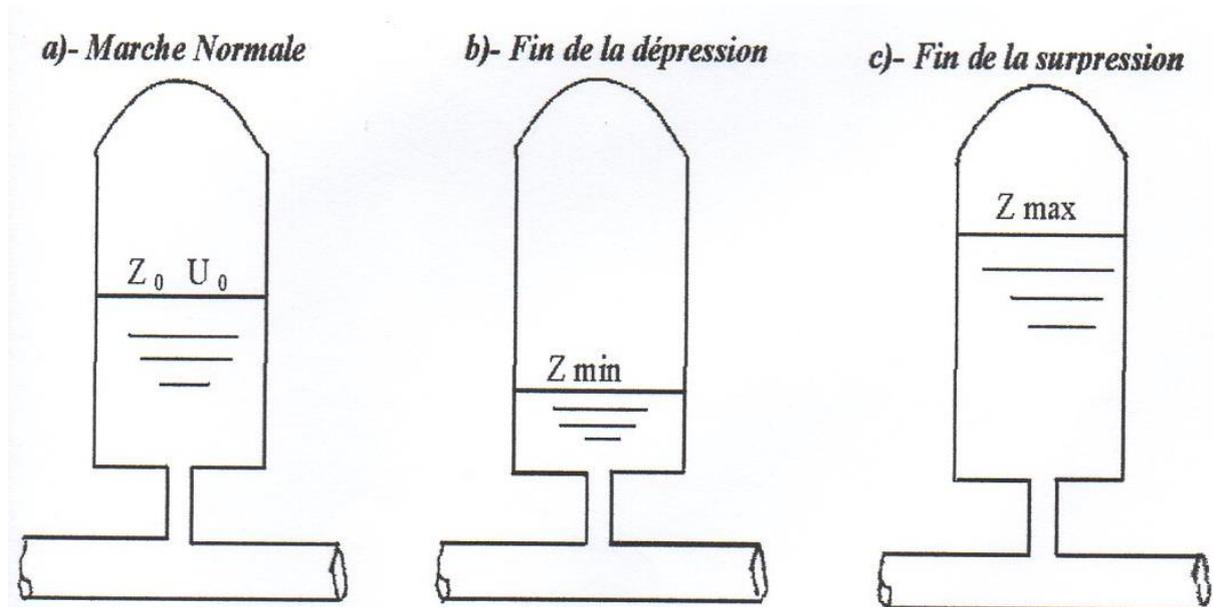


Figure (V-3) : Réservoir d'air

V-3-3-4- Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elle présente certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

La figure (V-4) représente une cheminée d'équilibre.

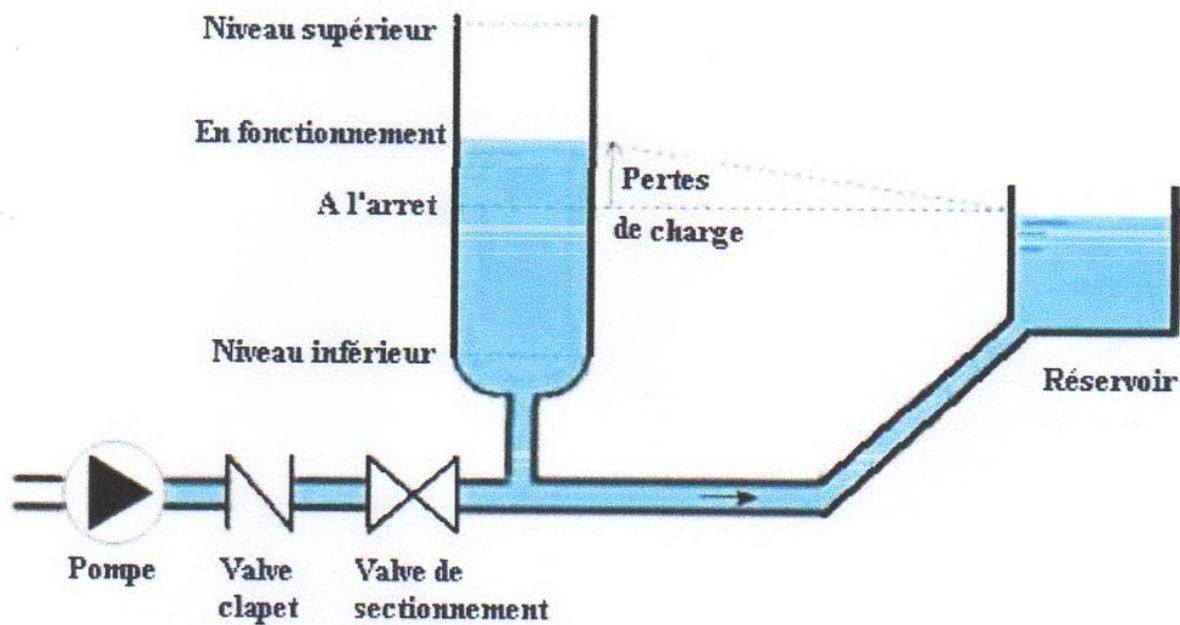


Figure (V-4) : Cheminé d'équilibre

V-4- Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions ainsi que la valeur numérique du coup de bélier dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V-4-1- Calcul de la célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI [2] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + (k * \frac{D}{e})}} \quad (V-2)$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde en m/s.
- D : Diamètre de la conduite en mm.
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
- K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, k=83 pour le PEHD.

V-4-2- Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas suivants [4] :

V-4-2-1- Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T, tel que :

$$T < \frac{2L}{a} \quad (\text{V-3})$$

Avec :

- $2L/a$: Temps d'aller et retour de l'onde.

➤ **La valeur maximale du coup de bélier est :**

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{V-4})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier en m.
- a : La célérité de l'onde en m/s.
- V_0 : La vitesse d'écoulement en m/s.
- g : Accélération de la pesanteur en m/s.

➤ **La valeur maximale de la pression-surpression est :**

$$H_s = H_g + B \quad (\text{V-5})$$

➤ **La valeur maximale de la pression-dépression est :**

$$H_s = H_g - B \quad (\text{V-6})$$

Tel que :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement en m.

V-4-2-2- Fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T, tel que : $T > \frac{2L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (\text{V-7})$$

V-5- Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et dépressions dans les différents tronçons, et vérifier que ces valeurs n'influencent pas sur le réseau.

V-5-1- Calcul du coup de bélier pour le tronçon de refoulement

Vu que le coup de bélier est plus important dans le cas de la fermeture brusque de la vanne, par conséquent, nous limitant nos calculs en ce cas seulement.

Le tableau (V-1) présente la valeur maximale du coup de bélier.

Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon		SR _{o-s} - R _{o-s}
Caractéristiques de la conduite	D (mm)	204,6
	e (mm)	22,7
	V (m/s)	0,94519
Célérité « a » (m/s)		384,96
Valeur du coup de bélier « B » (m)		37,09
Dépression « H _d » (m)		65,09
Surpression « H _s » (m)		-9,09
Type de la conduite		PEHD
Pression de service (m)		160

V-5-1-1- Interprétation des résultats

D'après les résultats du tableau (VI-1), on remarque que dans le tronçon SR_{o-s}- R_{o-s} la valeur de la surpression ne dépasse pas la pression nominale de service de la conduite. Mais la dépression a une valeur négative. Donc une protection anti-bélier est nécessaire.

V-5-1-2- Choix de moyen de protection de la conduite de refoulement

Dans ce cas on fait recours à un réservoir fermé dont la partie supérieure contenant de l'air sous pression et la partie inférieure a un certain volume d'eau, couramment appelé «réservoir d'air».

V-5-2- Méthode de calcul

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON, après avoir fixé au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U₀ d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement. Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou les deux. Cette méthode nécessitera quelques tâtonnements ; mais, en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne. Une fois les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement fixées [4]:

- Il sera fait application du diagramme de BERGERON où l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement.
- Les régimes seront considérés à rythmes entiers en prenant comme unité de temps.

La figure (V-5) montre le principe de construction de l'épure de BERGERON.

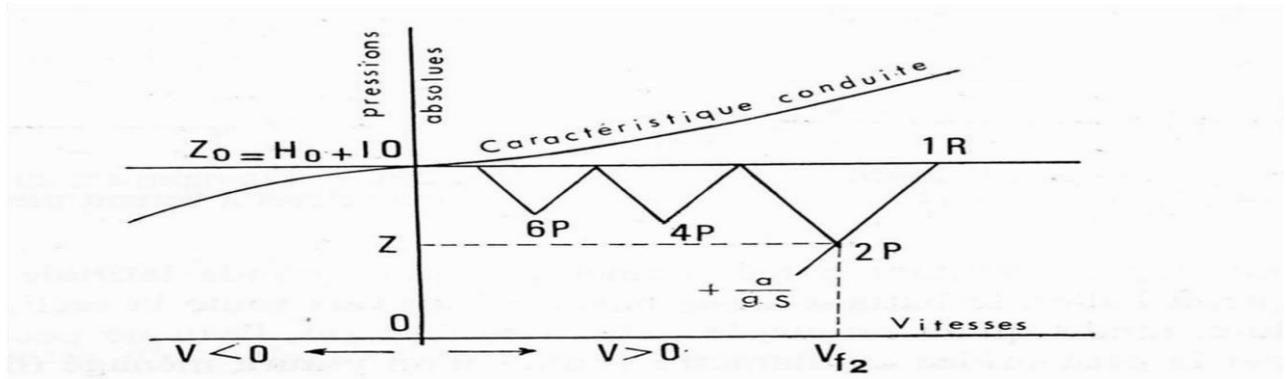


Figure (V-5) : Principe de la construction de l'épure

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche d'un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche. Cet étranglement sera constitué de [4] :

- soit par un diaphragme,
- soit par une tuyère,
- soit par un clapet à battant percé.

Dans notre étude, le dispositif d'étranglement est la tuyère.

V-5-2-1- Calcul des pertes de charge dans la tuyère

a- Cas de la montée de l'eau

Le diamètre de la tubulure sera pris [4] :

$$d_{tb} = \frac{D_{\acute{e}q}}{2}$$

(V-8)

- d_{tb} : Diamètre de la tubulure (m).
- $D_{\acute{e}q}$: Diamètre équivalent de la conduite de refoulement (m).

La tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport inverse des carrés des diamètres :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D_{\acute{e}q}^2}{d'^2} = \frac{D_{\acute{e}q}^2}{(0.92 * d_t)^2} = k \quad (V-9)$$

Avec :

- d' : Diamètre de la veine liquide (m).
- d_t : Diamètre de la tuyère (m).
- V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la montée) en (m/s).
- V_f : Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s).

Le diamètre de la tuyère (d_t) sera pris de telle sorte que k soit compris entre 15 et 20.

$$15 < \frac{v_1}{v_f} < 20 \quad (\text{V-10})$$

Le diamètre de la tuyère contractée est :

$$d' = 0,92 * d_t \quad (\text{V-11})$$

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m de la section de la veine contractée (diamètre d') et la tubulure (diamètre d_{tb}), qui détermine sur l'abaque (Annexe (5)) le coefficient de la perte de charge C . On aura alors [4] :

$$m = \frac{d'^2}{d_{tb}^2} \quad (\text{V-12})$$

La perte de charge à la montée se détermine par la formule suivante [4] :

$$\Delta h_1 = c * \frac{v_1^2}{2 * g} \quad (\text{V-13})$$

Avec :

- C : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère déterminé à partir d'un abaque (Annexe (5)).

Par conséquent, l'expression finale de la perte de charge provoquée par la tuyère correspondant au cas de la montée est [2]:

$$\Delta h_1 = 0,0288 * v_1^2 \quad (\text{V-14})$$

b- Cas de descente

A la descente, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5. La perte de charge à la descente est donnée par la relation ci-dessous [4] :

$$\Delta h_2 = c' * \frac{v_2^2}{2 * g} \quad (\text{V-15})$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la descente) en (m/s).
- C' : Coefficient de perte de charge à la descente qui dépend du rapport m' (Annexe 5).

Dans le cas de la descente, la valeur de m' déterminant le coefficient de pertes de charge C' sera égale à la moitié du rapport du carré du diamètre de la tuyère et celui de la tubulure. Il est donné comme suit :

$$m' = 0.5 * \frac{d_t^2}{d_{tb}^2} \quad (\text{V-16})$$

D'où :

$$\Delta h_2 = 0,113 * v_2^2 \quad (\text{V-17})$$

Le rapport des vitesses sera égal au rapport inverse des sections [4] :

$$\frac{v_t}{v_f} = \frac{\frac{\pi * D_{\text{ég}}^2}{4}}{0,5 * \frac{\pi * d_t^2}{4}} = 2 * \frac{D_{\text{ég}}^2}{d_t^2} = k' \quad (\text{V-18})$$

Par conséquent :

$$v_2 = K' * V_f \quad (\text{V-19})$$

V-5-2-2- Variation du volume d'air dans le réservoir

Elle est donnée par :

$$U = S * \theta * v_m \quad (\text{V-20})$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement.
- θ : Temps d'un aller-retour de l'onde qui est donné par la formule [4] :

$$\theta = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{V-21})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en (m).
- a : Célérité de l'onde en (m/s).

Avec :

- V_m : Vitesse moyenne de l'eau pour un intervalle de temps donné (m/s), avec [4] :

$$v_m = \frac{v_0 + v_f}{2} \quad (\text{V-22})$$

Par suite :

$$\Delta U = 0,14 * v_m \quad (\text{V-23})$$

➤ Pression dans le réservoir d'air

La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON ci-dessous [4] :

$$Z = \frac{(H_g + P_a + \Delta H_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (\text{V-24})$$

Avec :

- Z : Pression dans le réservoir d'air (m).
- H_g : Hauteur géométrique (m).
- P_a : Pression atmosphérique, P_a=10 m.
- U₀ : Volume initial de l'air dans le réservoir.
- U : Volume de l'air dans le réservoir.
- ΔH₀ : Pertes de charge au refoulement au régime normal.

V-5-2-3- Dimensionnement du réservoir d'air

Les caractéristiques du réservoir d'air sont représentées dans le tableau (V-2) et les figures (V-6), (V-7) et (V-8) ci-après :

Tableau (V-2) : Développement des résultats de calcul de réservoir d'air

<p>Données de l'Adduction</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Diametre</td><td>0,2046</td><td>m</td></tr> <tr><td>Débit</td><td>0,03106</td><td>m³/s</td></tr> <tr><td>H géomet</td><td>28</td><td>m</td></tr> <tr><td>Long. Cond</td><td>1952</td><td>m</td></tr> <tr><td>coef. K</td><td>83</td><td></td></tr> <tr><td>Epaisseur e</td><td>0,0277</td><td>m</td></tr> <tr><td>C Haz Will</td><td>123,35</td><td></td></tr> </table>	Diametre	0,2046	m	Débit	0,03106	m ³ /s	H géomet	28	m	Long. Cond	1952	m	coef. K	83		Epaisseur e	0,0277	m	C Haz Will	123,35		<p>Résultats</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Vitesse</td><td>0,94519309</td><td>m/s</td></tr> <tr><td>Section</td><td>0,03286101</td><td>m²</td></tr> <tr><td>Célérité a</td><td>384,960156</td><td>m/s</td></tr> <tr><td>B</td><td>37,0908948</td><td>m</td></tr> <tr><td>Hmax</td><td>65,0908948</td><td>m</td></tr> <tr><td>Hmin</td><td>-9,0908948</td><td>m</td></tr> <tr><td>periode θ</td><td>10,1413093</td><td>s</td></tr> <tr><td>H₀</td><td>38</td><td>m</td></tr> <tr><td>PDC δ</td><td>10,223972</td><td>m</td></tr> <tr><td>a/g</td><td>39,2416061</td><td>s</td></tr> </table>	Vitesse	0,94519309	m/s	Section	0,03286101	m ²	Célérité a	384,960156	m/s	B	37,0908948	m	Hmax	65,0908948	m	Hmin	-9,0908948	m	periode θ	10,1413093	s	H ₀	38	m	PDC δ	10,223972	m	a/g	39,2416061	s	<p>Données du Réservoir d'air</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Volume U₀</td><td>0,8</td><td>m³</td></tr> <tr><td>K PDC entr</td><td>82,377</td><td>Vf²</td></tr> <tr><td>K PDC sort</td><td>7,3728</td><td>Vf²</td></tr> <tr><td>Exposant</td><td>1,4</td><td></td></tr> </table>	Volume U ₀	0,8	m ³	K PDC entr	82,377	Vf ²	K PDC sort	7,3728	Vf ²	Exposant	1,4	
Diametre	0,2046	m																																																															
Débit	0,03106	m ³ /s																																																															
H géomet	28	m																																																															
Long. Cond	1952	m																																																															
coef. K	83																																																																
Epaisseur e	0,0277	m																																																															
C Haz Will	123,35																																																																
Vitesse	0,94519309	m/s																																																															
Section	0,03286101	m ²																																																															
Célérité a	384,960156	m/s																																																															
B	37,0908948	m																																																															
Hmax	65,0908948	m																																																															
Hmin	-9,0908948	m																																																															
periode θ	10,1413093	s																																																															
H ₀	38	m																																																															
PDC δ	10,223972	m																																																															
a/g	39,2416061	s																																																															
Volume U ₀	0,8	m ³																																																															
K PDC entr	82,377	Vf ²																																																															
K PDC sort	7,3728	Vf ²																																																															
Exposant	1,4																																																																
<p>Résultats des variations du volume d'air</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>U_{max}</td><td>1,16948966</td><td>m³</td></tr> <tr><td>U_{min}</td><td>0,8</td><td>m³</td></tr> </table>	U _{max}	1,16948966	m ³	U _{min}	0,8	m ³	<p>Pression de l'air</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>pres. air Z</td><td>35,2849057</td><td>/U^Λ</td></tr> </table>	pres. air Z	35,2849057	/U ^Λ	<p>Résultats des pressions</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Surpression</td><td>1,87439618</td><td>m</td></tr> <tr><td>Dépression</td><td>9,67193886</td><td>m</td></tr> </table>	Surpression	1,87439618	m	Dépression	9,67193886	m																																																
U _{max}	1,16948966	m ³																																																															
U _{min}	0,8	m ³																																																															
pres. air Z	35,2849057	/U ^Λ																																																															
Surpression	1,87439618	m																																																															
Dépression	9,67193886	m																																																															

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z + Δh + δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,8	48,223972	0	48,223972	10,223972	38	0,94519309	0	0	
10,1413093	0,26019334	1,06019334	32,5124624	2,80074343	29,7117189	4,63130164	25,0804173	0,61596133	0,7807666	0,61634012	-0,0003788
20,2826185	0,10929633	1,16948966	28,3396197	0,01155858	28,3280611	0,0286931	28,299368	0,03952686	0,32796736	0,0395946	-6,774E-05
30,4239278	-0,0363821	1,13310756	29,6216585	5,48076773	35,1024262	0,92275504	36,0251812	-0,2580005	-0,1091724	-0,2579394	-6,107E-05
40,5652371	-0,0868124	1,04629519	33,1186816	5,70050442	38,819186	0,95696266	39,7761487	-0,2630632	-0,2604994	-0,2630593	-3,926E-06
50,7065463	-0,0731767	0,97311851	36,6570014	2,5547777	39,2117791	0,45512247	39,6669016	-0,1753234	-0,2195825	-0,1761058	0,00078233
60,8478556	-0,0437264	0,92939211	39,0940251	0,61373626	39,7077613	0,12150396	39,8292653	-0,0862301	-0,1312105	-0,0863153	8,526E-05
70,9891649	-0,0130366	0,91635552	39,8748772	0,000481	39,8743962	0,00151075	39,8728854	0,00811242	-0,0391191	0,0080771	3,5319E-05
81,1304741	0,01439728	0,9307528	39,014035	0,04523324	38,9688018	0,10150368	38,8672981	0,07794095	0,04320215	0,0783272	-0,0003863
91,2717834	0,02686687	0,95761967	37,4902797	0,05068424	37,4395955	0,11278213	37,3268133	0,08288752	0,08061987	0,08291254	-2,502E-05
101,413093	0,01840631	0,97602597	36,5042168	0,00559666	36,4986201	0,01465921	36,4839609	0,02709914	0,05523212	0,0275517	-0,0004526
111,554402	-0,0023757	0,97365029	36,628975	0,14399601	36,772971	0,03173597	36,804707	-0,0419942	-0,0071288	-0,0418092	-0,0001849
121,695711	-0,0185629	0,95508734	37,6295164	0,39899079	38,0285072	0,08154755	38,1100547	-0,0696495	-0,0557022	-0,0695951	-5,44E-05
131,83702	-0,0189805	0,93610686	38,7019959	0,16177385	38,8637697	0,03534829	38,899118	-0,0439326	-0,0569551	-0,044315	0,00038249
141,97833	-0,0063447	0,92976214	39,0722447	0,00028686	39,0719578	0,00093611	39,0710217	0,00627282	-0,0190387	0,00623761	3,5218E-05

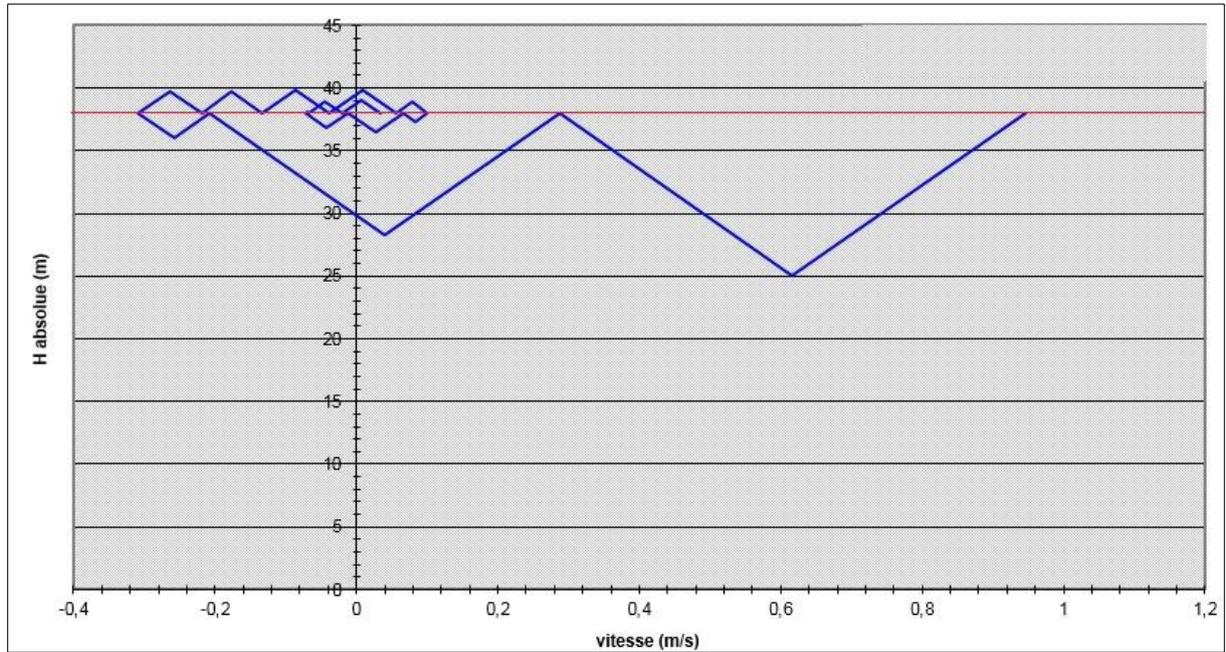


Figure (V-6) : Epure de BERGERON

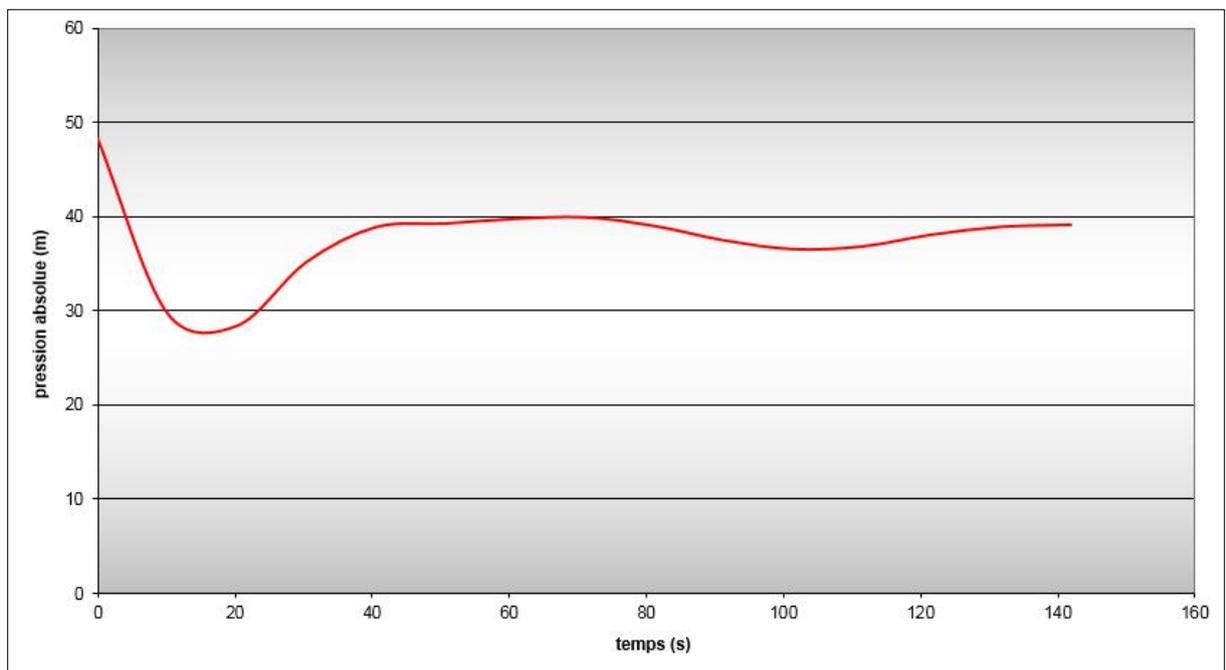


Figure (V-7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps

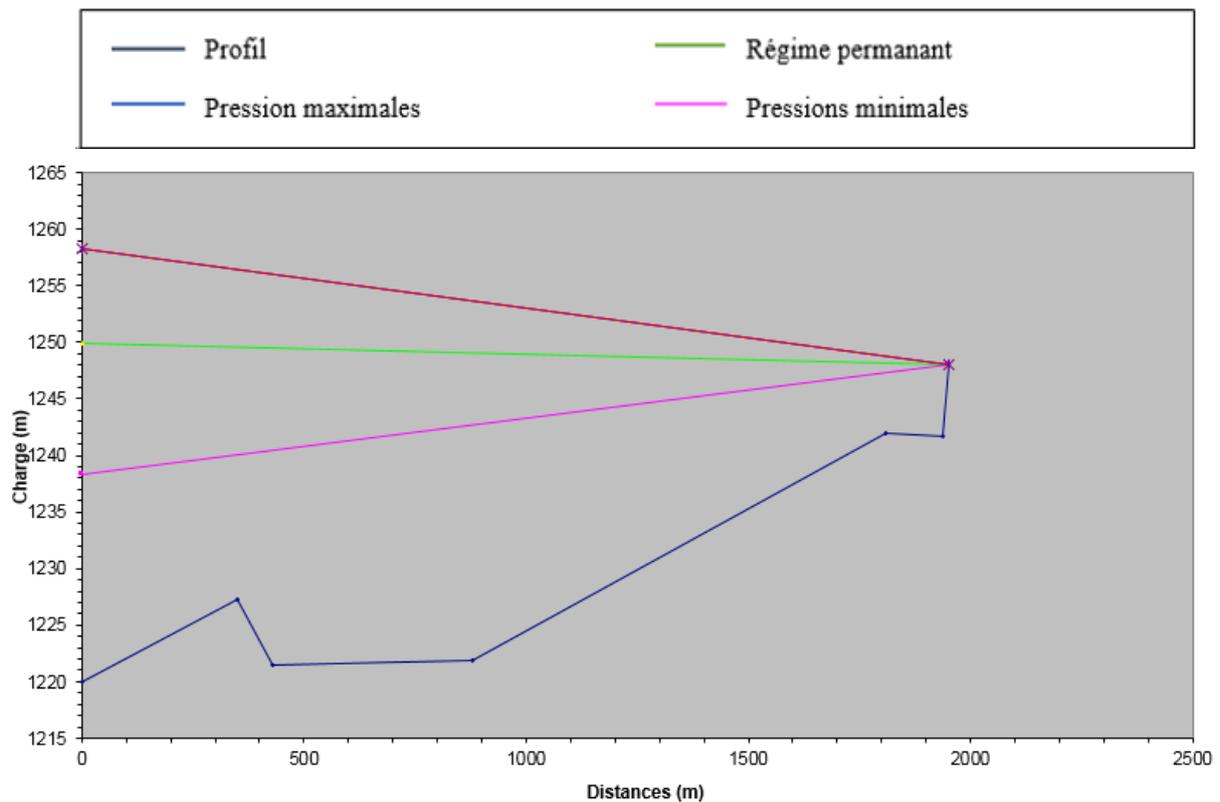


Figure (V-8) : Enveloppe des pressions en régime transitoire

Le volume de la cloche sera calculé comme suit :

$$V_t = 1,2 * U_{max} = 1,2 * 1,169 = 1,4028 \text{ m}^3$$

Avec :

- V_t : Volume total de la cloche ;

On opte pour un réservoir qui a un volume d'air dans la cloche ($U_{max}=1,169 \text{ m}^3$).

V-5-3- Calcul du coup de bélier dans les tronçons gravitaires

En régime permanent, la vitesse du fluide dans la conduite ainsi que la ligne d'eau restent constantes. Cependant, le régime transitoire débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour faire des modifications dans son ouverture. Cette manœuvre engendre une modification du débit avec naissance à la vanne une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpression et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge [8].

La valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD, si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $\frac{2*L}{a}$ [4].

Mais dans la pratique, la fermeture de la vanne ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charge sont plus importantes.

Dans notre cas, nous utilisons des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié pour chaque tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

Le tableau (V-3) récapitule les calculs des différents tronçons :

Tableau (V-3) : Calcul du coup de bélier dans chaque tronçon

Tronçon	L(m)	D (m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)
Piquage - Nœud A	46108	900	10	0,9013	63	1024,93	94,14	167,14	-21,14
Nœud A - Nœud B	213	600	6,3	0,9687	91,19	1010,84	42,06	143,25	59,12
Nœud B - Nœud Ras El Ma	1394,7	500	6,3	0,9981	134,61	1055,44	113,52	258,13	31,08
Nœud A - Nœud C	3706	700	7,1	0,908	146,37	1002,11	92,81	249,18	63,55
Nœud C - Nœud Redjem Demouch	8050	400	5,6	0,8989	95,87	1106,53	101,4	207,27	4,46
Nœud C - Nœud D	4140	600	6,3	0,8371	133,07	1010,84	88,32	231,39	54,74
Nœud D - Nœud Bir El Hammam	29425	500	6,3	0,5722	56,74	1055,44	61,56	128,3	-4,82
Nœud D - Nœud Oued Sbaa	9731	500	6,3	0,6286	19,59	1055,44	67,63	97,22	-38,04

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V-4) suivant :

Tableau (V-4) : Calcul du coup de bélier dans chaque tronçon après le temps de fermeture

Tronçon	L(m)	D (m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	T (s)
Piquage - Nœud A	46108	900	10	0,9013	63	1024,93	13,66	86,55	59,44	620
Nœud A - Nœud B	213	600	6,3	0,9687	91,19	1010,84	21,03	122,22	80,15	2
Nœud B - Nœud Ras El Ma	1394,7	500	6,3	0,9981	134,61	1055,44	70,95	215,56	73,65	4
Nœud A - Nœud C	3706	700	7,1	0,908	146,37	1002,11	68,64	225,07	87,72	8
Nœud C - Nœud Redjem Demouch	8050	400	5,6	0,8989	95,87	1106,53	92,29	198,16	13,57	14
Nœud C - Nœud D	4140	600	6,3	0,8371	133,07	1010,84	88,32	231,39	54,74	8
Nœud D - Nœud Bir El Hammam	29425	500	6,3	0,5722	56,74	1055,44	7,89	74,63	48,84	435
Nœud D - Nœud Oued Sbaa	9731	500	6,3	0,6286	19,59	1055,44	16,63	46,22	12,95	75

Pour que les valeurs de coup de bélier seront vérifiées on fait varier le temps de fermeture des vannes comme il est mentionné dans le tableau (V-4).

V-6- Pose des conduites

La pose des conduites peut être en terre, en galerie, en élévation, sur des ouvrages d'art, dans le lit de la rivière. Cette pose doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

V-6- 1- Exécution et aménagement de la tranchée

L'exécution de la tranchée, dépend des normes suivantes [8] :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur.
- La largeur est fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol.
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite.
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharge et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0.8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm.
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes, pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement tamisée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

La figure (V-9) présente la disposition de la conduite dans la tranchée

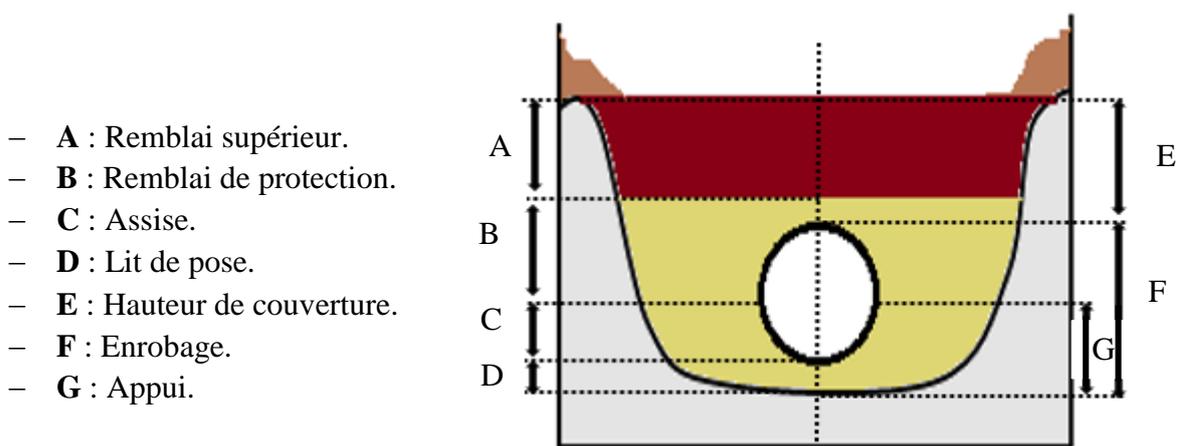


Figure (V-9) : Pose de la conduite en tranchée

Le tableau (V-5) présente les différents matériaux de chaque couche.

Tableau (V-5) : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V-6-2- Franchissement des points spéciaux

V- 6-2-1- Traversées des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera à des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures [5]. La figure (V-10) représente la disposition de la conduite en traversée de la route.

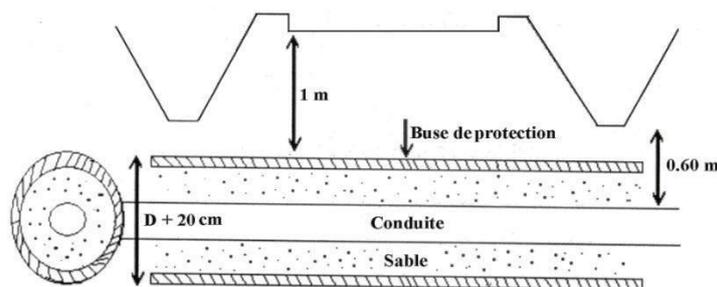


Figure (V-10) : Protection spéciale pour la traversée de la route

V- 6-2-2- Traversés souterraine de ravin ou d'oued

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (effort hydraulique et chocs causés par transports solides). Deux causes peuvent être identifiées [8] :

- Approfondissement du lit par érosion.
- Déplacement latéral du lit.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier. La figure (V-11) présente la traversée d'oued.

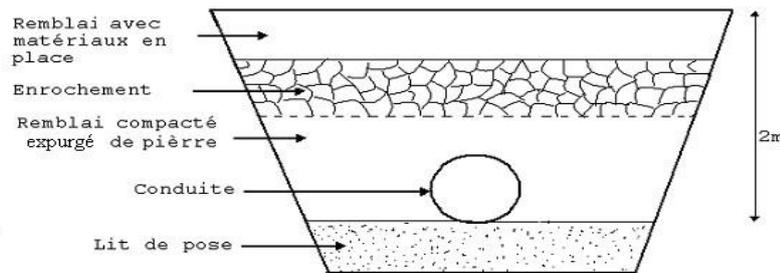


Figure (V-11) : Traversée d'oued

V- 6-2-3- Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau. La figure (V-12) présente la pose sur pieu [4].

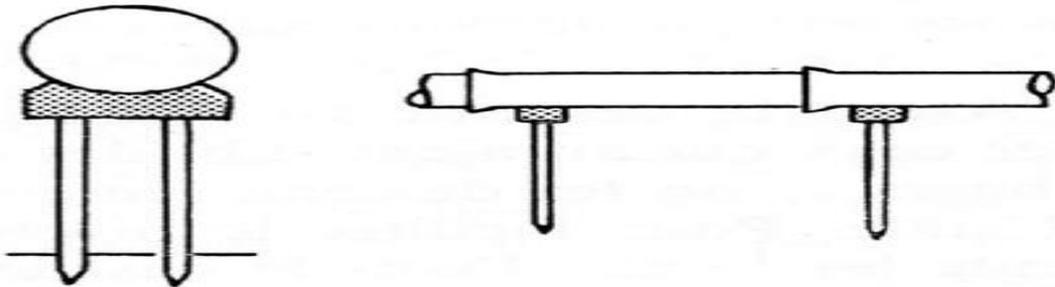


Figure (V-12) : Pose sur pieux

V- 6-2-4- Stabilisation de la conduite

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, des déboitements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leur poids, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue [8] :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

La figure (V-13) présente une butée sur coude horizontal.

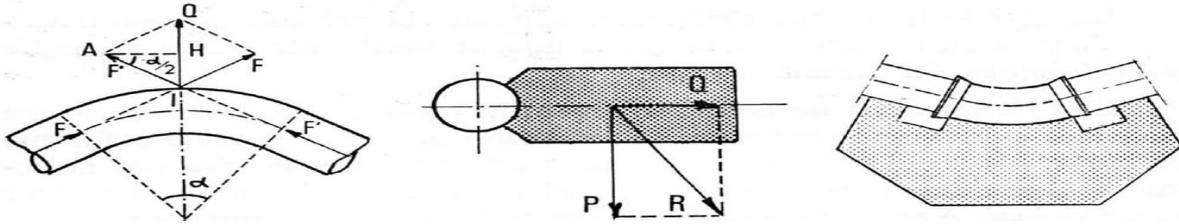


Figure (V-13) : Butée sur coude horizontal

La figure (V-14) présente une butée sur coude vertical.

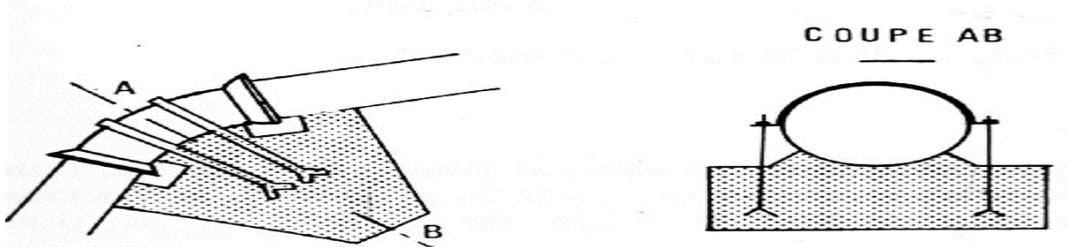


Figure (V-14) : Butée sur coude vertical

La figure (V-15) présente une butée sur branchement.

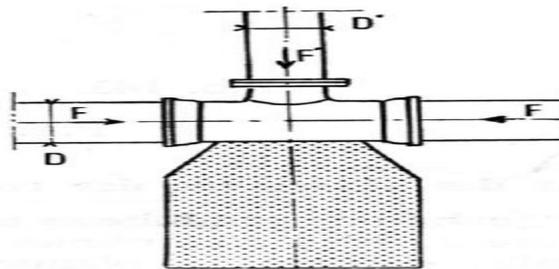


Figure (V-15) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

La figure (V-16) présente une butée sur un cône.

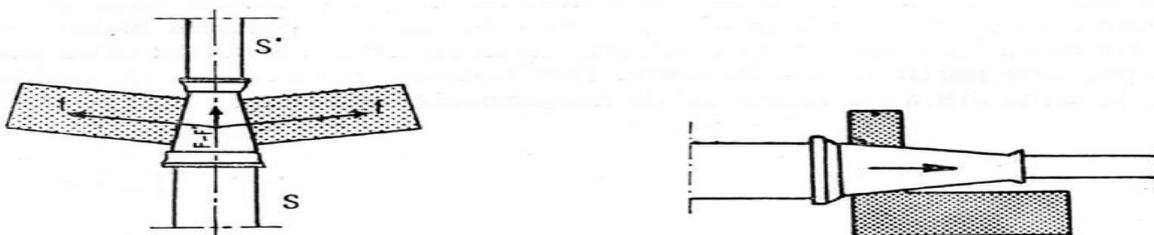


Figure (V-16) : Butée sur un cône

V- 6-2-5- Essai hydrostatique du réseau

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbibber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa.

La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la «Pression Maximale de Fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futur».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 MPa à l'aide d'une vanne de purge.

L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur.

V- 6-2-6- Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la conduite s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

V- 6-2-7- La stérilisation de la conduite neuve avant la mise en service

Une fois les travaux sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

V-7- Conclusion

Dans ce chapitre on a pu calculer les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon, et de vérifier son état d'influence sur la conduite, afin de remédier à cette dernière on a opté pour une protection à l'aide d'un réservoir anti-bélier pour le tronçon du refoulement, et qui a une capacité de 1,5 m³.

Ce qui concerne les conduites gravitaires, on a opté pour des vannes à fermeture lente ; elles sont au nombre de 8 avec des temps de fermeture pour chaque tronçon comme suit :

- Piquage - Nœud A : 620 s.
- Nœud A - Nœud B: 2 s.
- Nœud B - Nœud Ras El Ma : 4 s.
- Nœud A - Nœud C : 8 s.
- Nœud C - Nœud Redjem Demouche : 14 s.
- Nœud C - Nœud D : 8 s.
- Nœud D - Nœud Bir El Hammam : 435 s.
- Nœud D - Nœud Oued Sbaa : 75 s.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

Le projet de transfert des eaux de la nappe de Chott El Gharbi constitue une priorité à long terme. Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre cette problématique par un piquage à partir de la conduite qui transite l'eau vers la Wilaya de Tlemcen, et le dimensionnement d'une nouvelle chaîne d'adduction.

Après avoir estimé les besoins en eau à l'horizon 2046 ; qui sont de 48524 m³/j, ils sont satisfaits par le débit fourni par la source, qui est de 111739 m³/j.

Afin d'assurer l'acheminement vers les communes d'étude, nous avons procédé à projeter huit (8) ouvrages de stockage dont quatre (4) pour les agglomérations, quatre (4) pour l'irrigation et une bache de reprise avec des capacités allant de 400 à 2700 m³.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par gravité qui sont en nombre de 15 pour un total de 101902 m, on s'est appuyé sur les limites de vitesse (0,5 – 1,5 m/s), en fonction de la charge disponible et les pertes de charge dans le réseau, et pour la conduite de refoulement d'une longueur de 1952 m, nous avons choisi le diamètre économique avec des vitesses acceptables en se basant sur les formules de Bresse et Bonin.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du catalogue Caprari, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'à l'ouvrage de stockage.

L'apparition du phénomène de coup de bélier dans le tronçon refoulement a été remédié par une installation d'un réservoir d'air qui a une capacité de 1,5 m³, et pour les tronçons gravitaires on a opté pour des vannes à fermeture lente afin de minimiser la valeur maximale du coup de bélier.

Pour finir cette étude, nous avons essayé de consolider et de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre formation au tant qu'hydraulicien.

Bibliographie

Bibliographie

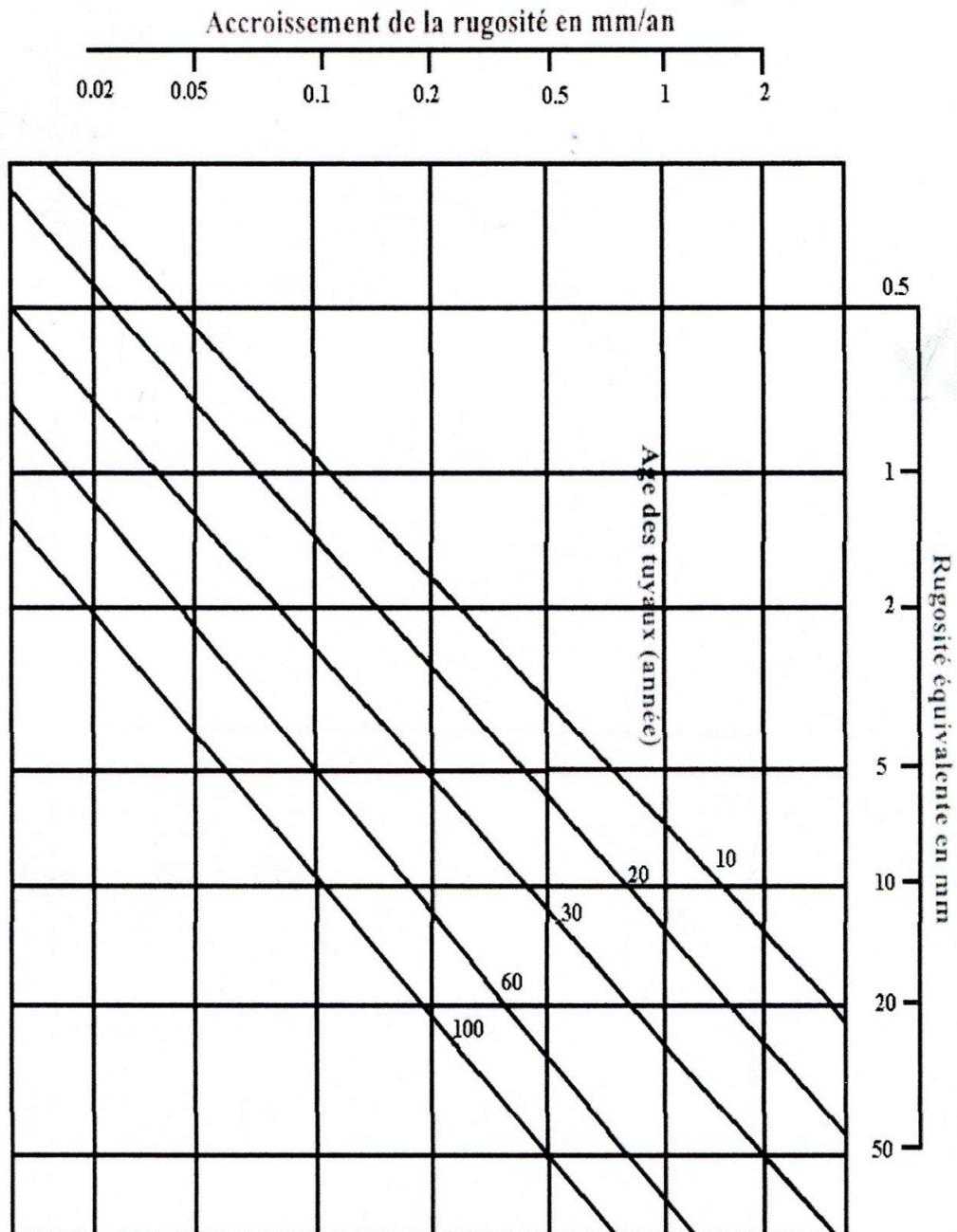
- [1] Données obtenus auprès des services techniques des communes Ras El Ma, Oued Sbaa, Bir El Hammam et Redjem Demouche.
- [2] Données obtenus auprès de la subdivision d'hydraulique Ras El Ma.
- [3] **Bonnin, J.**, Hydraulique urbaine. Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France. Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [4] **Dupont, A.**, Hydraulique urbaine, Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [5] **AHSENE, L.**, Alimentation en eau potable (adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (Wilaya de Tizi-Ouzou). Mémoire Fin d'Etudes, Université de Bejaia, 92 pages, 2015.
- [6] **BENABBAS, N. et ARKOUB, A.**, Etude qualitative et quantitative avec réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de Boudjellil. Mémoire Fin d'Etudes, Université de Bejaia, 106 pages, 2005.
- [7] **OUARET, Y. et MAAFRI, O.**, Etude de transfert pour le renforcement de l'AEP de Constantine à partir du barrage de Beni Haroun. Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, 72 pages, 2006.
- [8] **LEZOUL, B. et CHEKAOUI, L.K.**, Alimentation en eau potable des six communes Sud de la Wilaya de Bejaia et distribution du chef-lieu de Tazmalt. Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, 100 pages, 2015.
- [9] Catalogue **CAPRARI**.

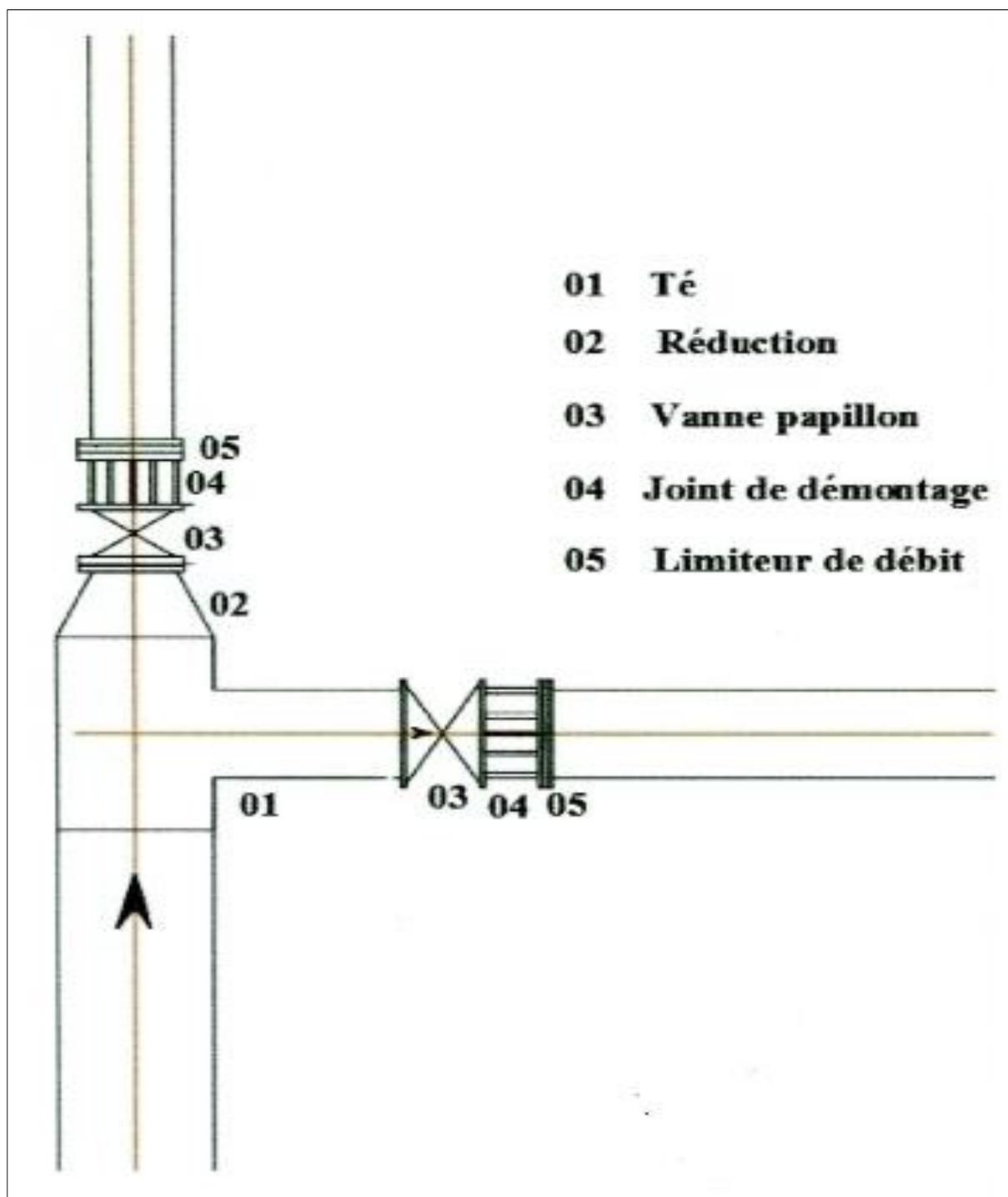
Annexes

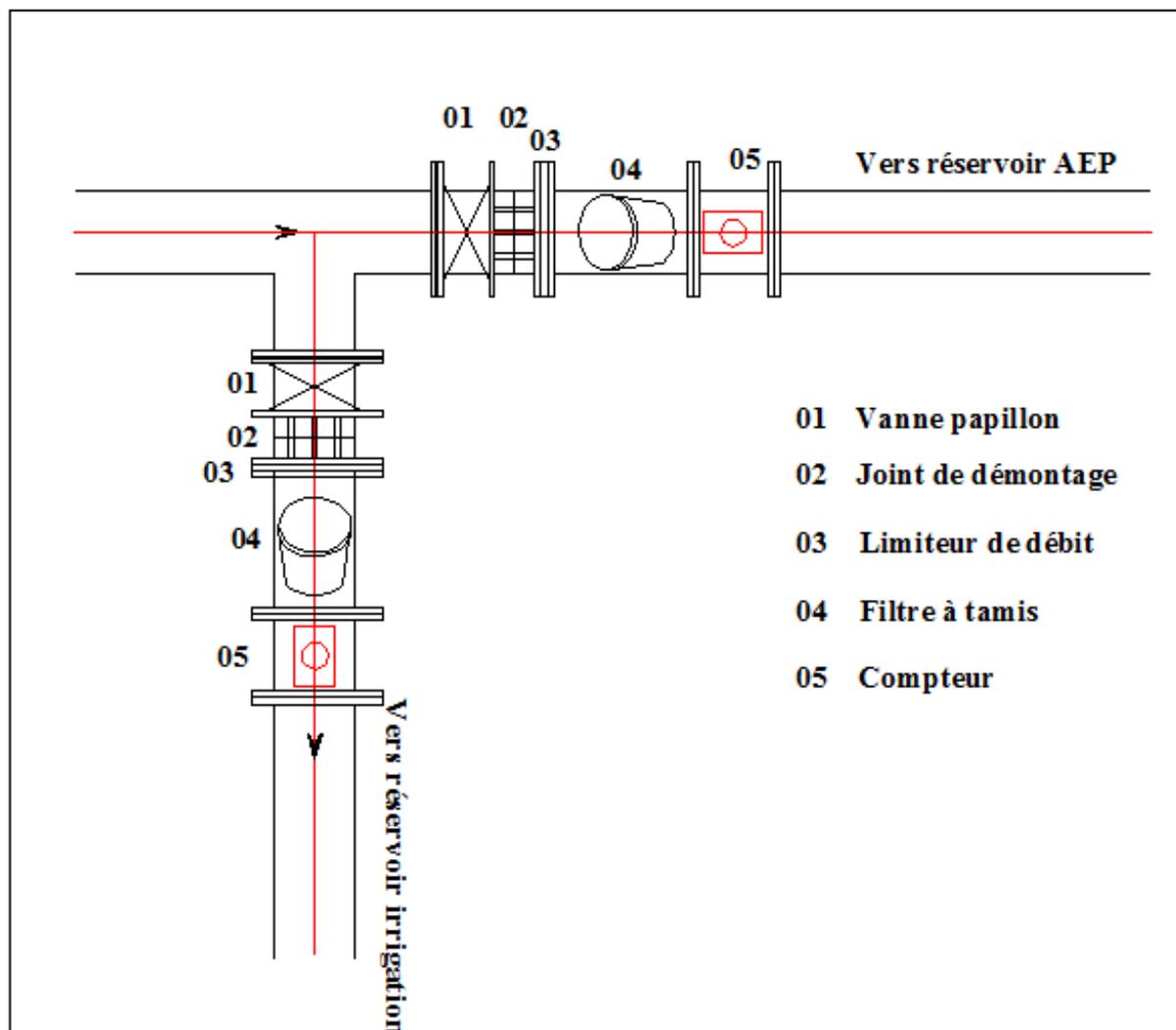
Annexe (I) : Régime de la consommation des agglomérations

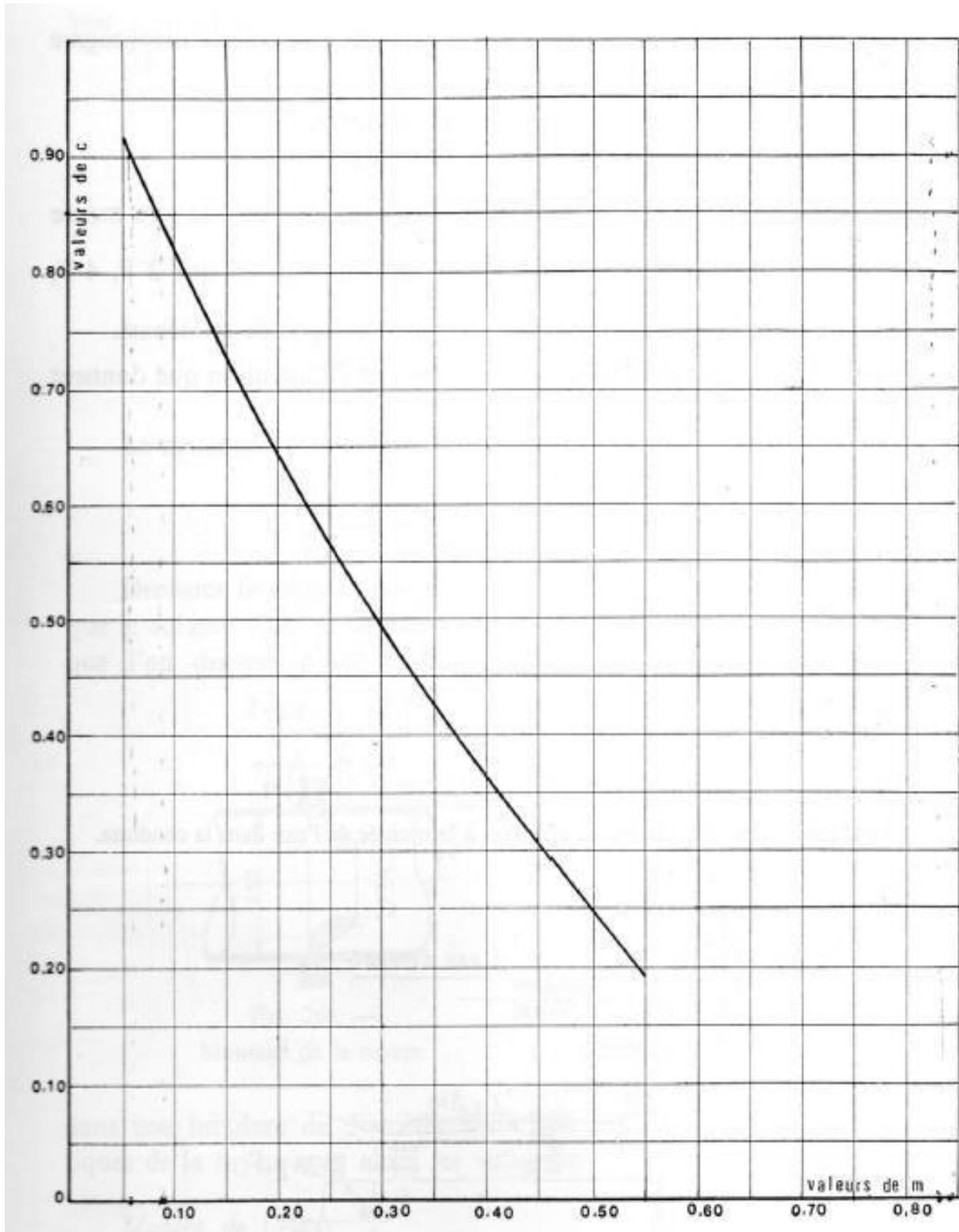
Régime de la consommation des agglomérations												
Heure de jour	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0-1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,85	1,00	1,20
3-4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,40	3,40	3,25	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

Annexe (2) : Abaque de PETER LAMONT "donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge "



Annexe (3) : Schéma type des nœuds

Annexe (4) : schéma type de raccordement au réservoir

Annexe (5) : coefficient de perte de charge c dans une tuyère

TRANSFERT DES EAUX DE LA NAPPE DE CHOTT EL GHARBI VERS LES LOCALITES SUD ET OUEST DE LA WILAYA DE SIDI BEL ABBES

ملخص

الهدف من مذكرة نهاية الدراسة تكمن في دراسة مشروع مياه الشرب والري لبلديات جنوب ولاية سيدي بلعباس وذلك بجلبها من قناة تحويل المياه الجوفية لشط الغربي نحو ولاية تلمسان. تحويل المياه ينقسم الى نوعين من الامدادات عن طريق الجاذبية والضخ. حساب هذه القنوات و الخزانات يرتكز على تقدير الاحتياجات المستقبلية لمختلف المناطق. فيما يخص الضخ قمنا باختيار مضخة مواتية لنظام دراستنا. وفي الأخير تطرقنا الى دراسة ظاهرة المطرقة المائية وهذا لهدف حماية القنوات.

المصطلحات: المطرقة المائية, الخزانات مضخة, مشروع مياه الشرب.

Résumé

Ce présent mémoire de fin d'études, présente un projet d'alimentation en eau potable et d'irrigation des communes Sud de la Wilaya de Sidi Bel Abbes, à partir du piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux de la nappe de Chott El Gharbi vers la Wilaya de Tlemcen. L'acheminement de l'eau se subdivise en deux types d'adduction gravitaire et refoulement. Le dimensionnement des conduites et des réservoirs est basé sur l'estimation des besoins en eau future des différentes localités. Concernant la partie adduction, on a opté pour une pompe qui répond au système étudié. Par la suite, une étude de coup de bélier a été effectuée dont le but est de protéger les conduites vulnérables.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompe, coup de bélier.

Abstract

This work presents a drinking water supply project and the irrigation of the southern municipalities of the province of Sidi Bel Abbes, from the stitching at the transfer pipe of the waters of the sheet of Chott El Gharbi to Tlemcen. Their route is divided into two types of gravity and pumping water. The design of these pipes and reservoirs is based on estimates of future water needs of different localities. Regarding the supply part, we opted for a pump that meets the system studied. Subsequently a water hammer study was conducted which aims to protect vulnerable pipelines.

Key words : water alimentation, tanks, water supply, pump, water hammer.