

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
MASTER PROFESSIONEL EN GENIE CIVIL

Spécialité : Constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

**Etude du renforcement en AEP des villages
Taourirt Aden, Thaliouine et Tigrine à partir de
la chaine de Mekla**

Encadré par :

Mr HAMMOUM Hocine

Proposé par : DHW

Présenté par :

Mr OUZIA Djamel

Devant les membres du jury

Mr :KHATTAOUI Mohammed

President

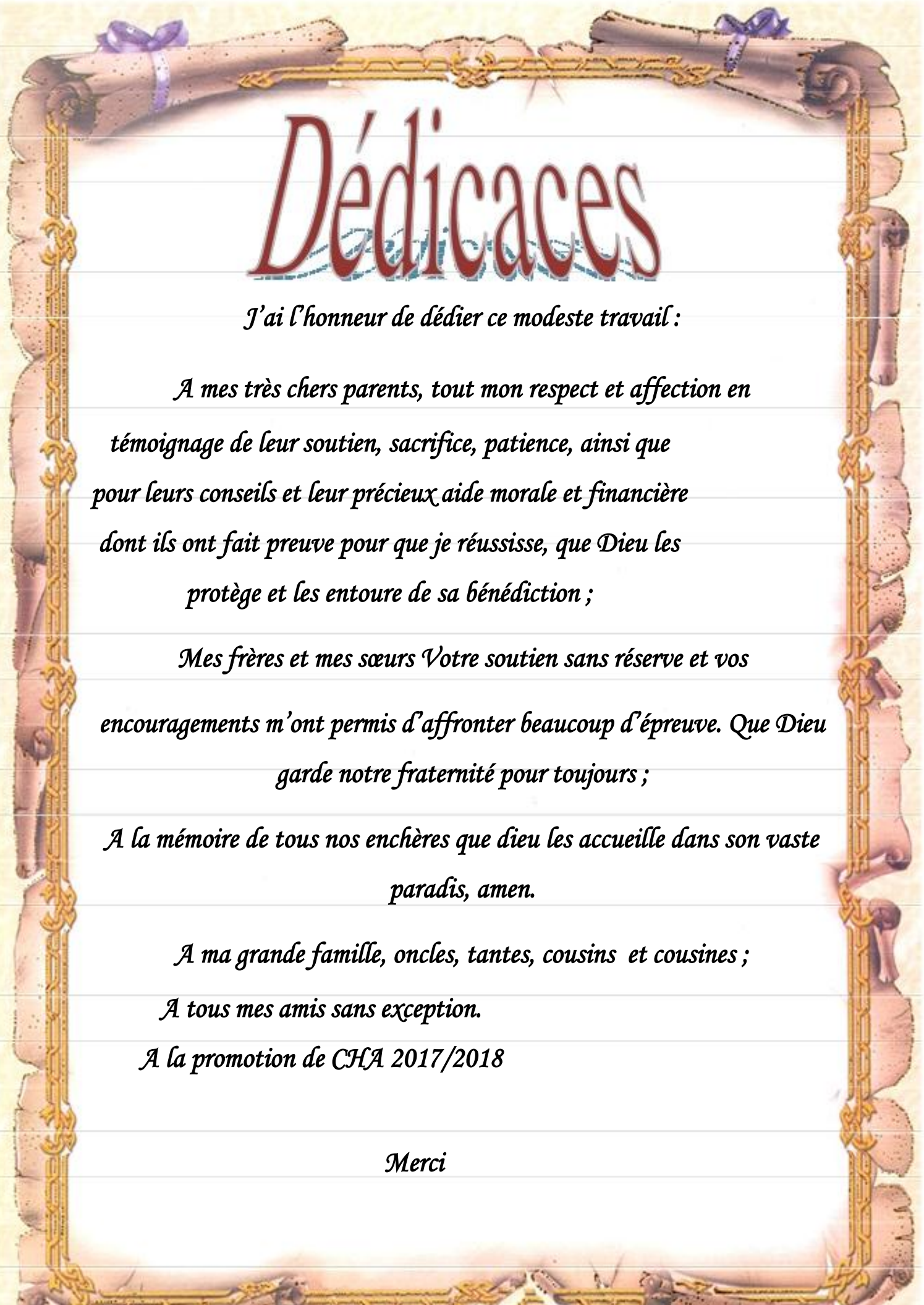
Mr :HAMMOUM Hocine

Promoteur

Mr :DJEMAI Mohammed

Examineur

Promotion: 2019/2020



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères et mes sœurs Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

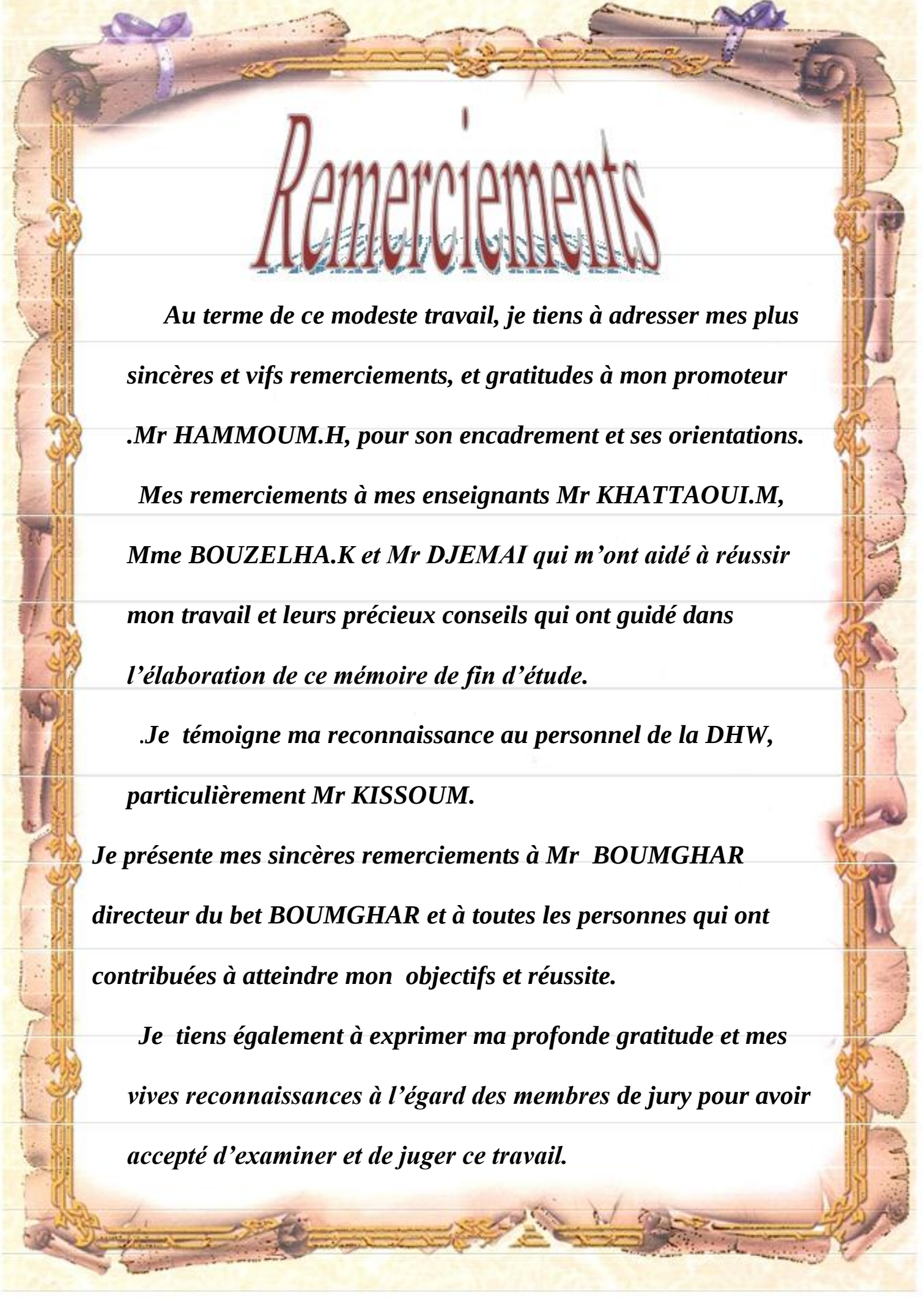
A la mémoire de tous nos enchères que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;

A tous mes amis sans exception.

A la promotion de CHA 2017/2018

Merci



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens à adresser mes plus sincères et vifs remerciements, et grâces à mon promoteur .Mr HAMMOUM.H, pour son encadrement et ses orientations.

Mes remerciements à mes enseignants Mr KHATTAOUI.M, Mme BOUZELHA.K et Mr DJEMAI qui m'ont aidé à réussir mon travail et leurs précieux conseils qui ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

.Je témoigne ma reconnaissance au personnel de la DHW, particulièrement Mr KISSOUM.

Je présente mes sincères remerciements à Mr BOUMGHAR directeur du bet BOUMGHAR et à toutes les personnes qui ont contribué à atteindre mon objectifs et réussite.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude et mes vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail.

Table de matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 Présentation de la région d'étude.....	2
Introduction	2
1.1) Situation géographique.....	2
1.2) Situation topographique.....	3
1.3) L'hydrologie.....	4
1.4) Climatologie	4
1.4.1) Caractéristique de la station métrologique de Djemaa Saharidj :	4
1.4.2) la température	5
1.4.3) pluviométrie	6
1.5) Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$	7
1.6) Le relief.....	8
1.7) la géotechnique	9
1.8) Analyse sociodémographique et développement :.....	9
1.8.1) Analyse démographique:	9
Conclusion	10
Chapitre 2 Estimation des besoins en eau	11
Introduction	11
2.1) Évaluation de la population	11
2.1.1) La dotation.....	12
2.1.2) La consommation moyenne journalière.....	13
2.2) Différents types de besoins.....	13
2.2.1) Les besoins domestiques.....	13
2.2.2) Les besoins spécifiques.....	15
2.2.3) Récapitulation des besoins spécifiques.....	17
2.3) Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes.....	17
2.4) Etude des variations des débits.....	18
2.4.1) Coefficients d'irrégularités	18
2.5) La variation du débit	19
2.6) Récapitulation des débits maximums journaliers qui correspondent à chacun des villages.....	22
Conclusion	22

Table de matières

Chapitre 3 Dimensionnement du réseau d'adduction	23
Introduction	23
3.1) Types d'adduction.....	23
3.2) Choix du tracé des conduites d'adduction	23
3.3) Choix du type de matériaux des conduites d'adduction.....	24
3.3.1) Tuyaux en fonte ductile.	24
3.3.2) Conduites en polyéthylène (PE).	25
3.4) Systèmes de raccordement :.....	26
3.5) Equipements hydrauliques des conduites d'adduction	29
3.5.1) Vanne de sectionnement	29
3.5.2) Ventouse.....	30
3.5.3) Clapets.....	31
3.5.4) Vanne de décharge	32
3.5.5) Crépines.....	32
3.6) Etude technico-économique des diamètres de conduites de refoulement.....	32
3.6.1) Choix de la gamme de diamètre	32
3.6.2) Evaluation des frais d'amortissement.....	33
3.6.3) Evaluation des frais d'exploitation.....	34
3.6.4) Calcul de la vitesse de l'écoulement.....	34
3.6.5) Perte de charge (J).....	34
3.6.6) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	37
3.6.7) Calcul de la puissance absorbée par la pompe	37
3.6.8) Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe	37
3.6.9) Calcul des frais d'exploitation	37
3.6.10) Bilan des frais.....	37
3.6.11) Calcul de la valeur maximal du bélier	38
3.6.12) Calcul de la pression maximale et minimale	38
3.7) Etude du projet.....	42
Conclusion	50
 Chapitre 4 Etude des réservoirs	 51
Introduction	51
4.1) Rôle et fonction des réservoirs.....	51
4.2) Implantation des réservoirs	51
4.3) Classification des réservoirs.....	53

Table de matières

4.4) Construction des réservoirs	53
4.4.1) Forme.....	53
4.4.2) Hauteur d'eau	53
4.5) Equipements hydrauliques des réservoirs	54
4.5.1) Conduite d'adduction (ou d'arrivée)	54
4.5.2) Conduite de distribution (départ).....	54
4.5.3) Conduite du trop-plein	54
4.5.4) Conduite de vidange.....	54
4.5.5) Conduite by-pass	55
4.5.6) Matérialisation de la réserve d'incendie	56
4.6) Exigences techniques à satisfaire.....	56
4.7) Entretien des réservoirs.....	57
4.8) Hygiène et sécurité	57
4.9) Calcul de la capacité des réservoirs	57
4.9.1) Méthode forfaitaire	58
4.9.2) Méthode graphique	58
4.9.3) Méthode analytique.....	58
4.10) Le débit moyen horaire de distribution (a).....	60
4.11) Dimensionnement du réservoir	60
4.12) Calcul de la capacité de réservoir de transit RT projeté Thaliouine.	61
4.12.1) Dimensionnement du réservoir de transit :	64
4.12.2) Dimensionnement du réservoir de distributions R1 150 m3 existant Thaliouine :	64
4.12.3) Dimensionnement du réservoir de distributions R2 existant à Taourirt Adan :	67
4.12.4) Dimensionnement du réservoir de distribution R3 existant à Tigrine haute :	69
4.12.5) Dimensionnement du réservoir de distribution R4 existant à Tigrine base :	71
Conclusion	73
 Chapitre 5: Coup de bélier	 74
Introduction :	74
5.1) Définition du coup de bélier :	74
5.2) Coup de bélier dans les stations de pompage :	74
5.3) Arrêt instantané d'une pompe :	75
5.4) Cause et conséquence du coup de bélier	75
5.4.1) Les cause du coup de bélier :	75
5.4.2) Les conséquences de ce phénomène.....	75

Table de matières

5.5) Les dangers que posent les coups de bélier	76
5.6) Moyens de prévention.....	76
5.7) Types des coups de bélier	77
5.7.1) Coups de bélier causés par des masses de condensat à grande vitesse	77
5.7.2) Coups de bélier causés par la condensation subite de vapeur	78
5.8) INSTALLATION D'UN BELIER	78
5.8.1) Les composants :	78
5.9) Analyse physique du coup de bélier	81
5.10) Moyens de protection contre le coup de bélier	84
5.10.1) Volants d'inertie.....	84
5.10.2) Cheminée d'équilibre.....	84
5.10.3) Soupape de décharge.....	85
5.11) Calcul des réservoirs d'air :.....	85
5.11.1) Protection de la conduite reliant la station de pompage projetée SR2 vers le réservoir projeté à Thaliouine :	86
Conclusion	90
 Chapitre 6 Etude et choix des pompes	 91
Introduction	91
6.1) Définition de la pompe.....	91
6.2) Classification des pompes.....	91
6.3) Caractéristique hydraulique d'une pompe	93
6.3.1) Vitesse de rotation.....	93
6.3.2) Débit « Q » d'une pompe.....	93
6.3.3) Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	93
6.3.4) Puissance (utile et absorbée).....	93
6.4) Choix du type de pompe.....	94
6.5) Les Courbes caractéristiques des pompes.....	94
6.5.1) Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	94
6.5.2) Courbes caractéristiques de la conduite.....	95
6.6) Couplage d'une pompe	96
6.6.1) Couplage en parallèle.....	96
6.6.2) Couplage en série:	97
6.7) point de fonctionnement.....	97
6.7.1) Recherche du point de fonctionnement	97

Table de matières

6.7.2) Réalisations du point de fonctionnement désire	98
6.8) Etude de cavitation.....	101
6.9) Choix des pompes pour la station de repris	104
Conclusion	111
Chapitre 7 : Pose et protection des conduites	112
Introduction	112
7.1) Différents types de pose des conduites.....	112
7.1.1) Pose en terre	112
7.1.2) Pose en mauvais terrains (cas spécial).....	113
7.1.3) Traversée des routes.....	113
7.1.4) Pose en galerie.....	114
7.1.5) Traversées des cours d'eau	115
7.1.6) Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	115
7.1.7) Butée et amarrage.....	116
7.2) Différentes étapes de mise en place des canalisations	117
7.2.1) Réalisation des fouilles	117
7.2.2) Préparation de la canalisation	119
7.2.3) Epreuve des joints et des canalisations principales	119
7.2.4) Essai général du réseau	119
7.2.5) Remblaiement de la tranchée	119
7.2.6) Désinfection du réseau	120
7.3) Action de l'eau sur les matériaux	120
7.3.1) L'entartrage	120
7.3.2) La Corrosion.....	121
7.4) Moyens de lutte contre la corrosion.....	121
7.4.1) Protection externe	121
7.4.2) Protection interne	122
Conclusion	123
Conclusion générale	124

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Températures minimales, maximales et moyennes mensuelles en [°C]	6
Tableau 1.2 : Précipitation moyennes mensuelles en [mm]	6
Tableau 1.3 : Résultats des différents R.G.P.H de la commune de Mekla 2008, soit une baisse de 1951 habitants (Données PDAU et RGPH 2008)	9
Tableau 2.1 : évaluation de la population à l'horizon d'étude	11
Tableau 2.2 : besoins domestiques pour l'année d'étude	13
Tableau 2.3 : besoins domestique à l'horizon 2030	14
Tableau 2.4 : besoins domestiques à l'horizon 2040	14
Tableau 2.5 : Besoins domestique à l'horizon 2050	14
Tableau 2.6 : Récapitulatif des besoins domestique	15
Tableau 2.7 : Estimation des besoins scolaires	15
Tableau 2.8 : Estimation des besoins sanitaires	15
Tableau 2.9 : Estimation des besoins socio-culturels	16
Tableau 2.10 : Estimation des besoins industriels	16
Tableau 2.11 : Estimation des besoins commerciaux	16
Tableau 2.12 : Récapitulation des besoins spécifiques	17
Tableau 2.13 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau	17
Tableau 2.14 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau en tenant compte les pertes	18
Tableau 2.15: les variations du coefficient β	19
Tableau 2.16: Variations des débits journaliers	21
Tableau 2.17 : Débit maximum horaire	21
Tableau 3.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux	36
Tableau 3.2 : Les adductions et les débits de dimensionnement concernés	42
Tableau 3.3 : Etude d'adduction par refoulement : Station de pompage SR-2 bis → RV 150 m3 projeté Thaliouine	43
Tableau 3.4 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon RV projeté Thaliouine → RV150m3 existant à Thaliouine	44
Tableau 3.5 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon RV projeté Thaliouine → PA	45
Tableau 3.6 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA → RV100 m3 existant Taourirt Aden	46
Tableau 3.7 : Étude de l'adduction par gravité du tronçon PA → PB	47
Tableau 3.8 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon PB → R50 m3 haut existant Tigrine	48
Tableau 3.9 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA → R50 m3 haut existant Tigrine	49
Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif des diamètres trouvés	50
Tableau 4.1: Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile	54
Tableau 4.2: Les coefficients de distribution (Rapport APC Mekla)	59
Tableau 4.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit RT à l'horizon 2020	62
Tableau 4.4 : Récapitulatif de la capacité de réservoir de transit projeté à l'horizon 2047	63
Tableau 4.5 : Les caractéristiques de réservoir projeté RT	64
Tableau 4.6 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution R1 (RV 150 m3 existant Thaliouine) ..	65

Liste des tableaux

Tableau 4.7 : Les caractéristiques de réservoir projeté R1.	66
Tableau 4.8 : Calcul de la capacité de réservoir de distribution R2 (RV100m3 existant Tauorirt Aden):	67
Tableau 4.9: Les caractéristiques de réservoir projeté àTaourirt Aden.....	68
Tableau 4.10: Calcul de la capacité du réservoir de distributions R3 50 m3 haut existants Tigrine.....	69
Tableau 4.11 : Calcul de la capacité du réservoir de distributions R4 50 m3 bas existants Tigrine.....	71
Tableau 4.12 : Les caractéristiques de réservoir projeté à Tirgine.	73
Tableau 6.1.: Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres.....	104
Tableau 6.2 : Récapitulation des études de variantes.....	109

Liste des figures

Figure 1.1 : Situation géographique de la commune de MEKLA.....	3
Figure 1.2 : Situation topographique de la commune de MEKLA.	4
Figure 1.3 : diagramme des températures moyennes mensuelles.....	6
Figure 1.4 : diagramme des précipitations moyennes mensuelles.....	7
Figure 1.5 : Diagramme Ombrothermique	8
Figure 1.6: Résultats des différents RGPH (1998 et 2008) de la commune de MEKLA.	10
Figure 2.1: Évolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons.	12
Figure 3.1 : Les tuyaux en PEHD.....	26
Figure 3.2 : bout à bout « bouteuse ».....	27
Figure 3.3 : Raccordement par accessoires électro-soudable.....	27
Figure 3.4 : raccordement par accessoires à compressions.....	28
Figure 3.5 : Robinet vanne à opercule	30
Figure 3.6 : Vanne papillon.....	30
Figure 3.7 : la ventouse	30
Figure 3.8 : clapet à double battant.....	31
Figure 3.9 : clapet à simple battant.	31
Figure 3.10: clapet à simple battant (à brides).....	32
Figure 3.11 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.....	39
Figure 3.12 : Organigramme d'adduction par refoulement.....	40
Figure 3.13 : Organigramme d'adduction gravitaire.	41
Figure 4.1:Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération	52
Figure 4.2: Emplacement du réservoir en altitude.....	52
Figure 4.3 : Conduite de vidange.	55
Figure 4.4 : la conduite by-pass.....	55
Figure 4.5 : Equipements hydraulique de réservoir	56
Figure 4.6 : la courbe d'apport et consommation journalière	58
Figure 4.7 : capacité graphique de réservoir de transit RT.	63
Figure 4.8 : Capacité graphique du réservoir R1 150 m3 existant Thaliouine.	66
Figure 4.9 : capacité de réservoir de distribution R2 (RV100m3 existant Tauorirt Aden).	68
Figure 4.10 : Capacité graphique de réservoir de distributions R3 50 m3 haut existants Tigrine.	70
Figure 4.11 : Capacité graphique de réservoir de distributions R4 50 m3 bas existants Tigrine	72
Figure 5.1 : coup de bélier.....	74
Figure 5.2 : Exemple de conduites endommagées par des coups de bélier.....	76
Figure 5.3: L'installation d'un bélier.	78
Figure 5.4: Le collecteur.	79
Figure 5.5: La conduite motrice.	80
Figure 5.6: La conduite d'alimentation.	81
Figure 5.7 : L'état de la conduite pendant la phase1.	82
Figure 5.8 : Représentation de la phase 2 du coup de bélier.....	82
Figure 5.9 : Présentation de la phase 3 du coup de bélier.	83

Liste des figures

Figure 5.10 : Représentation de la phase quatre.....	83
Figure 5.11 : volant d'inertie.....	84
Figure 5.12 : Différents types de cheminées d'équilibre.....	85
Figure.5.13. Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti-	89
Figure 6.1: Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	95
Figure 6.2 : Couplage en parallèle.....	96
Figure 6.3 : Couplage en série	97
Figure 6.4 : point de fonctionnement d'une pompe	97
Figure 6.5 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage	98
Figure 6.6 : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement	99
Figure 6.7 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	100
Figure 6.8: Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de	100
Figure 6.9 : Aspiration en dépression	102
.....	102
Figure 6.10 : Aspiration en sous pression	102
Figure 6.11: Graphe des courbes NPSH	103
Figure 6.12 : Caractéristiques techniques de la pompe et de la conduite données par CAPRARI	105
Figure 6.13: Mode de réglage par rognage de SR2	110
Figure 7.1 : pose des conduites en terre	113
Figure 7.2 : pose en mauvais terrains.	113
Figure 7.3 : traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	114
Figure 7.4 : traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton	114
Figure 7.5 : pose des conduites en galeries.....	115
Figure 7.6 : traversée d'un cours d'eau	115
Figure 7.7 : pose à proximité des eaux usées	116
Figure 7.8 : butée et amarrage.....	116
Figure 7.9 : pose en tranchée.....	117
Figure 7.10 : réalisation des fouilles	118
Figure 7.11 : lit de pose de la conduite.....	118
Figure 7.12 : remblayage de la fouille.....	120
Figure 7.13 : l'entartrage.....	121
Figure 7.14 : la corrosion dans les conduites.....	121

Liste des abréviations

A : L'amortissement annuel (Annuité).

a : vitesse de propagation de l'onde de choc

a: La célérité de l'onde (m/s).

APC : Assemblée Populaire Communale.

AS : Agglomération secondaire.

B : La valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan en (DA).

BR : Bâche de reprise.

C : Coefficient de perte de charge de la tuyère.

C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme.

CEM : Collège d'enseignement moyen.

CFPA : Centre de formation professionnelle et d'apprentissage.

Chw : coefficient de Hazen -William

Con. Moy.j : Consommation Moyen Journalière.

CP : Côte Piézométrique.

Cpi : Côte piézométrique au point (i).

CR : Côte Radier.

CTN : Côte Terrain Naturel en (m).

CTP : Côte Trop Plein en (m).

CW: Chemin de Wilaya.

D : Diamètre de la conduite en(m).

D: Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons).

DA : Dinar Algérien.

Dext : Diamètre extérieur.

DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

Dint : Diamètre intérieur.

Dmax : diamètre maximal de la conduite (m).

Dmin : diamètre minimal de la conduite (m).

Liste des abréviations

DN : Diamètre Nominal.

DREW : Direction des ressources en eau de la wilaya.

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

E : module de young de la paroi

e: Epaisseur de la conduite (mm).

F : Forage.

FD-k9 : Fonte ductile de type k9.

Fam : Frais d'amortissements.

Fex : Frais d'exploitation.

g: Accélération de la pesanteur en (m/s²).

GTCF : Germes totaux de contamination fécale.

H : Hauteur.

h : hauteur de la lame d'eau

H0 : Pression absolue de la conduite (m).

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Hab : Habitants

Hg : Hauteur géométrique en (m).

Hinc : Réserve d'incendie.

Hmt: La hauteur manométrique totale (m).

i : Taux d'annuité (%).

j : Pertes de charge unitaire (m/ml).

Jasp : Perte de charge a l'aspiration en (m).

JL : Pertes de charge linéaires.

Jref : Perte de charge au refoulement en (m).

Js : Pertes de Charge singulières.

Jt : Pertes de charge totales.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

K : coefficients de la nature du matériau de la conduite égal 0,66

Liste des abréviations

Kmax.h : Coefficients de variation de consommation maximum horaire.

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomérations.

Kmin.h : Coefficients de variation de consommation minimum horaire.

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.

KWh : kilowatt heures.

L : Longueur de la conduite en (m).

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

m: Coefficient de rognage.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

ml : Mètre linéaire.

Moy : Moyenne.

MPa : Méga pascal

MV : Méga volt

n : Le nombre d'année séparant les horizons considérés

N : Le nombre d'habitants

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

N.D: Niveau Dynamique.

N.S : Niveau Statistique.

NGA : Niveau Géodésique Algérien.

NPSH d : Charge nette minimale disponible a l'aspiration (m).

NPSH r : la charge nette minimale requise a l'aspiration (m);

NTU: Néphélométrie Turbidité Unit.

OMS : Organisation mondial de la sante.

P n : La population à l'horizon d'étude

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).

P0 : Population de l'horizon de référence.

Liste des abréviations

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

PDAU: Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

Pue : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité.

PF : Pression de flotteur.

PN : Pression nominale.

PU : le prix unitaire de la conduite (DA/ml).

PVC : Chlorure de Polyvinyle.

Q : débit refoulé dans la conduite en (m^3/s).

Q max j : débit maximum journalier en m^3/j

Q min j : débit minimum journalier en m^3/j

Q moy : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)

Q moy j : débit moyen journalier en m^3/j

Q moy, h : débit moyen horaire en m^3/h

Q : débit transitant par la conduite ;(m^3/s)

Qi : Débit au noeud i (l/s).

Qmax.h : Débit entrant dans la station (m^3/h).

Qmax.j : Consommation maximale journalière (m^3/j).

Qr : Débit en route (l/s).

Qsp : Débit spécifique en (l/s/m).

Qx : Quintaux.

R : Réservoirs.

Re : Nombre de Reynolds.

RGPH : Recensement Géographique Populaire de l'habitat.

S : Section de la conduite.

SAU : Surface Agricole Utile.

SP : Station de pompage.

Liste des abréviations

SR : Station de reprise.

T : temps de pompage (h).

T °C : Température.

t: Taux d'accroissement.

T: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

U0 : Volume d'air initial.

Umax : Volume max de l'air dans la cloche.

Umin : Volume min de l'air dans la cloche

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

Vf : Vitesse finale choisie.

Vinc : volume d'incendie dans le réservoir

Vmax : Volume maximal de stockage (m3).

Vr : volume du réservoir projeté

Vsr : Volume de la station de reprise (m3).

Vtot : Volume total du réservoir d'air (m3).

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z0 : Pression absolue.

α : Coefficient de vieillissement ($\alpha = 3.10^{-5}$ m/an) ;

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

δ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ε : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau en (mm)

ε_0 : Rugosité à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier) ;

η : Rendement de la pompe en %.

λ : Coefficient de pertes de charge.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%).

ρ : Masse volumique de l'eau.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'existence fondamentale des êtres humains sur terre, l'eau a toujours constitué un enjeu social, géopolitique, économique et écologique important pour la vie humaine. Elle constitue un facteur limitant du développement ainsi qu'une source de tension sociale. Sa désuétude est due à deux facteurs susceptibles de s'accroître avec le changement climatique : le déplaisir hydrique et l'irrégularité de la ressource.

Les pays en voie de développement, dont fait partie d'Algérie, n'ont pas des ressources en eau considérables. Ces pays souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes.
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et pallier aux pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet, qui consiste au renforcement en l'alimentation en eau potable des villages **Taourirt Aden, Thaliouine et Tigrine** faisant partie de la commune de **Mekla**, pour être à même de répondre confortablement à la demande projetée à l'horizon **(2050)**.

La reconnaissance de terrain a montré que la commune de **Mekla** est alimentée à partir des deux sources mobilisées qui sont situées au niveau de **Oued Sebou et Oued Rabta** ; aussi d'un pic requis à partir du Transfer de **Taksebt**, au final les débits captés sont englobés et stockés dans le réservoir interconnecté avec la station de reprise existante située à **CHAIB**, le débit transféré fixé à **144 m³/h**.

Les problèmes d'insuffisance des débits destinés pour l'alimentation de cette zone et les difficultés de gestion des ressources, ont conduit les responsables de l'**APC de Mekla** à rechercher un autre système d'alimentation de leur commune, C'est dans ce cadre qu'ils ont lancé une consultation dont l'objet est de renforcer les villages concernés pour mettre fin aux souffrances de ces populations en matière d'eau potable.

Ce projet nous a été confié en vue de proposer un schéma synoptique et le dimensionnement des ouvrages à projeter.

Dans le cadre de notre étude, le travail sera décomposé par chapitres.

Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons :

- la connaissance de la géologie et la topographie ;
- Les données climatologiques.
- Les données relatives à l'agglomération ;

Ces différents paramètres nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de

La réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations...etc.

1.1) Situation géographique

La commune de MEKLA est située au centre de la wilaya de Tizi Ouzou à 37 km au sud de la ville de Tizi Ouzou et à 137 km d'Alger. Les limites administratives du territoire de la commune de MEKLA sont précisées dans le document portant délimitation intercommunale de MEKLA, dressé par le cadastre. Ces limites s'établissent comme suit :

- Nord : Commune FREHA
- Sud : Communes d'AIT-YAHIA, AIN EL HAMMAM et AIT AGUACHA
- Est : Commune d'AIT-KHELLILI et SOUAMA
- Ouest: Commune de AIT AGUACHA, TIZI-RACHED et AIT-OUMALOU



La figure ci-après représente la situation géographique de la commune de Mekla et les limites administratives des localités avoisinantes :

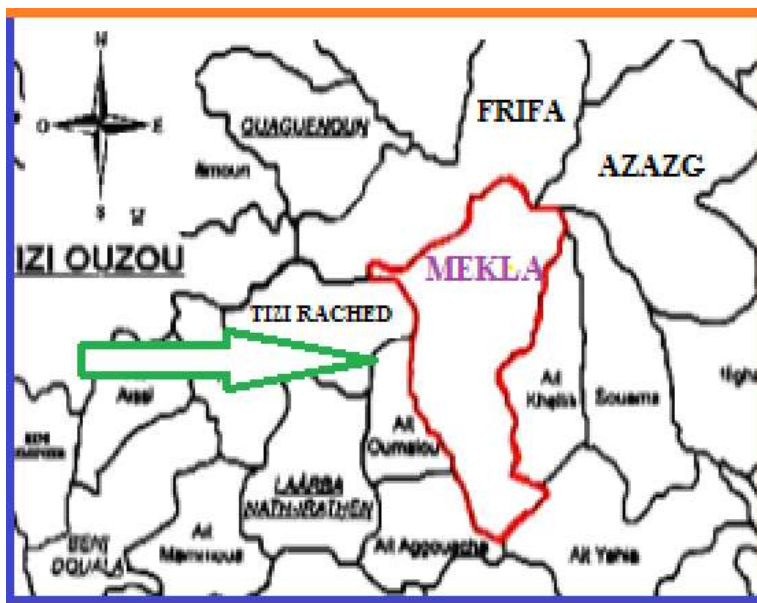


Figure 1.1 : Situation géographique de la commune de MEKLA.

Le territoire de la commune de MEKLA s'étend sur une superficie de 6 471 hectares. Il est situé sur le flanc Nord du massif central de Kabylie et occupe une position centrale, légèrement à l'Est dans la wilaya de TIZI-OUZOU.

Son relief est montagneux dans la partie Sud de la commune et constitué au NORD de plaines faisant partie du couloir de la vallée de l'Oued Sébaou. Cette distinction entre zone montagneuse et plaine se fait progressivement, du Nord au Sud, à travers plusieurs paliers topographiques allant de 150 à 950 mètres.

Les altitudes varient entre 750 mètres en moyenne en zones de montagne (avec des points culminant frisant les 1000 mètres et des pentes de plus de 40%) et une moyenne en zones de plaines, diminuant progressivement jusqu'à l'altitude de la RN 12 et de l'oued Sébaou.

Le territoire de la commune présente donc une géographie à double aspect.

1.2) Situation topographique

Le relief dans la commune de Mekla se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif Kabyle.

L'altitude moyenne est 415m. Le relief est ponctué par des replats formants les sommets sur lesquels est implantée la majorité des établissements humains (Villages).

En ce qui concerne les pentes, elles sont moyennement fortes, allant de 0 jusqu'à 25 % et parfois dépassent les 25 %.

Elles sont globalement dans le sens Est – Ouest.

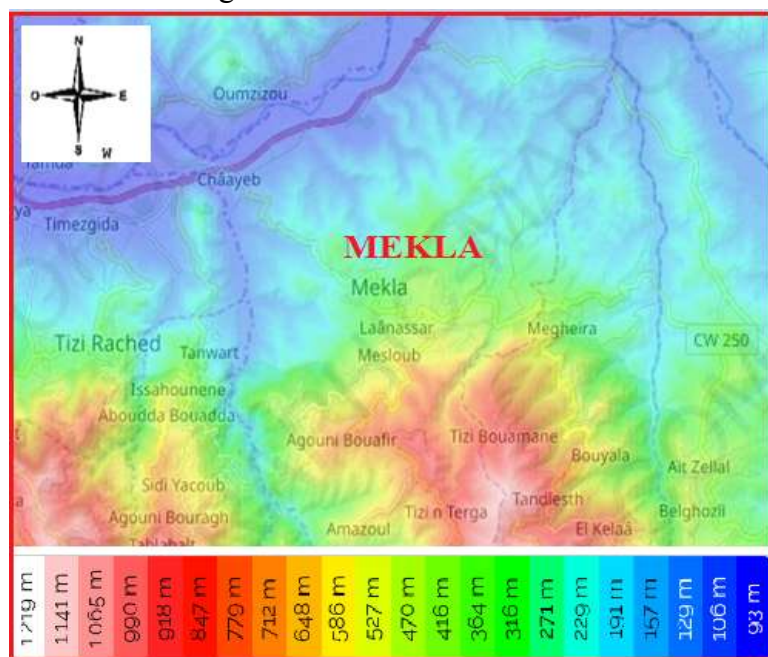


Figure 1.2 : Situation topographique de la commune de MEKLA.

1.3) L'hydrologie

La topographie de la commune de MEKLA a généré de nombreux petits oueds émanant d'une multitude de bassins versants de faible importance. Ces oueds, partant de la zone Sud, convergent vers les deux principaux cours d'eau :

- L'Oued SEBAOU : Constitue la limite Nord de la commune.
- L'Oued RABTA : Constitue la limite Ouest de la commune.
- Un troisième oued de plus faible importance, mérite également d'être signalé ; il s'agit de l'oued Djemaa.

Ces trois oueds collectent l'ensemble des eaux de ruissellement de la commune.

1.4) Climatologie

1.4.1) Caractéristique de la station métrologique de Djemaa Saharidj :

La station de Djemaa Saharidj est localisée au sein du bassin versant de l'Oued Sebaou n°02, elle s'est caractérisée comme suit :

- Code de sous bassin versant : 02/15
- Numéro de la station des pluies : 02/15/03
- Les coordonnées géographiques e système Lambert (km):
 - ✓ Longitude (X) :641.70m
 - ✓ Latitude (Y) : 377.75 m
 - ✓ L'élévation (Z) :370.00m
- Caractéristiques statiques :
 - ✓ Ecart type v : 170.25
 - ✓ Coefficient de variation : 0.22.

Le climat de la commune est méditerranéen, de type continental avec des hivers très froids et des étés très chaud.

Les précipitations annuelles moyennes sont de 800mm.

Les précipitations moyennes mensuelles varient, quant à elles :

- ✓ Entre 30 mm en Août et 300 mm en Décembre pour les années favorables.
- ✓ Entre 0 mm en Juillet - Août et 43 mm en Février.

Les précipitations annuelles sont, donc, irrégulières et peuvent être décuplées d'une année à l'autre entraînant un lessivage des sols durant les périodes d'orages. 10

Cette alternation entre sécheresse et années pluvieuses pose le problème des capacités de stockage des eaux de surface et de la nécessité de développer le nombre de retenues collinaires.

1.4.2) la température

Les températures sont élevées en été, avec une moyenne de 34 °C et des pics de 40°C, y compris en zones de montagne plus tempérée pendant la saison estivale mais exposées, elles aussi au Sirocco.

En hiver, toute la commune se caractérise par un climat de type continental avec des températures parfois négatives dans les zones de montagne.

A noter également la présence de vents souvent violents, entre les mois de décembre et de mars.

Tableau 1.1 : Températures minimales, maximales et moyennes mensuelles en [°C] .

Mois	Jan	fév	Mars	avril	mai	Juin	juil	aout	Sep	oct	nov	Déc
Température moy (°C)	11	11	13	16	20	25	28	28	24	21	15	12
Température min (°C)	7	7	9	11	14	18	21	22	19	16	11	8
Température max (°C)	16	16	19	32	26	32	35	36	31	27	20	16

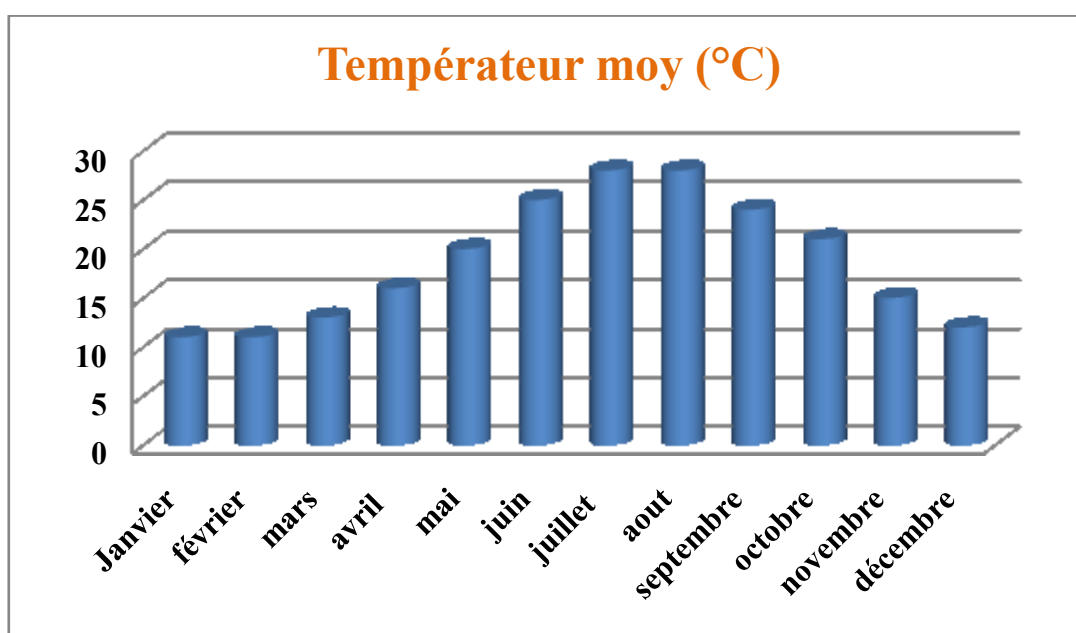


Figure 1.3 : diagramme des températures moyennes mensuelles

1.4.3) pluviométrie

La précipitation est un facteur climatique essentiel qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides).

Tableau 1.2 : Précipitation moyennes mensuelles en [mm]

Mois	Jan	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	Nov	Déc
Précipitation (mm)	87	86	81	89	69	11	4	10	35	52	111	87
moy	60,17											

La quantité interannuelle des précipitations atmosphériques de la région d'étude est donnée par la somme des moyennes mensuelles **Moy = 60.17mm/an**

Cette région est fortement arrosée en novembre, décembre, janvier et février avec un maximum de **111 mm** au mois de décembre. Les précipitations diminuent à partir du mois de février pour atteindre un minimum de **4 mm** au mois de juillet (figure 1.3).

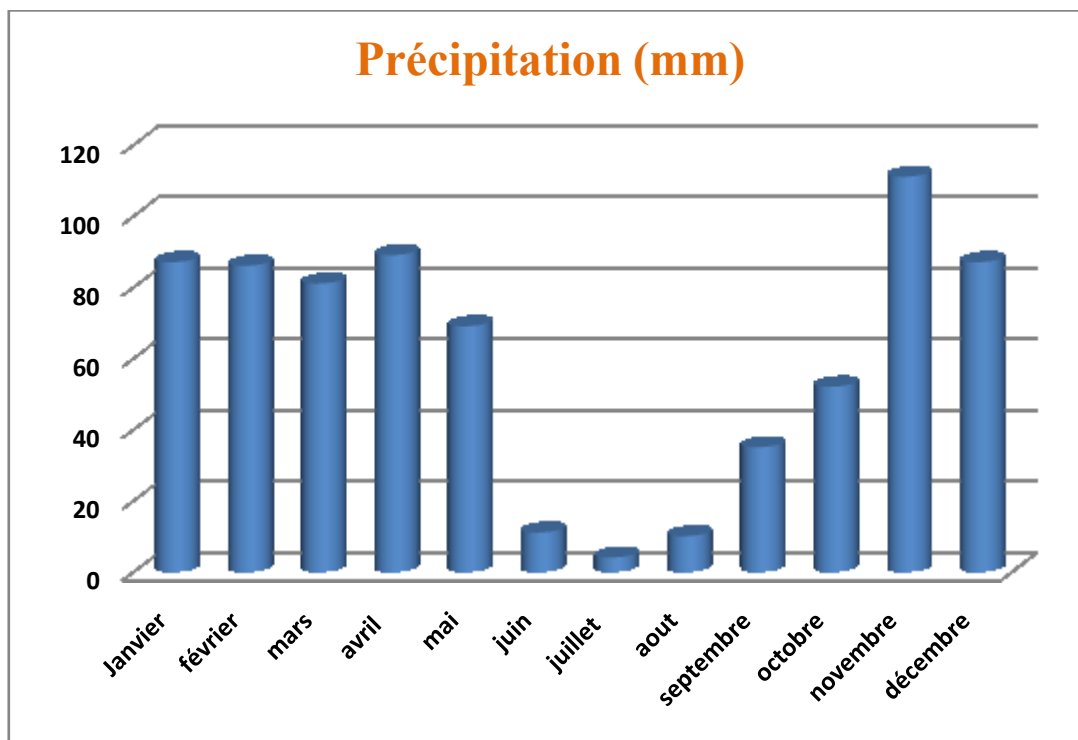


Figure 1.4 : diagramme des précipitations moyennes mensuelles.

1.5) Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1957) permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme sont reportés :

- ✓ en abscisse les mois de l'année.
- ✓ en ordonnée les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celles des précipitations de l'autre. Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les abscisses des points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

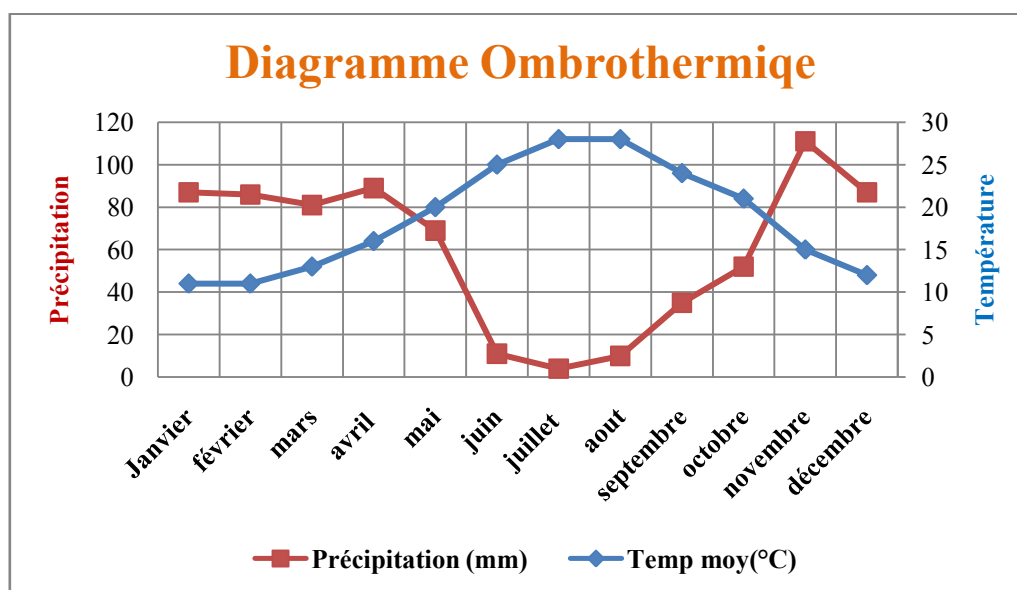


Figure 1.5 : Diagramme Ombrothermique

1.6) Le relief

Le territoire de la commune de MEKLA s'étend sur une superficie de 6 471 hectares. Il est situé sur le flanc Nord du massif central de Kabylie et occupe une position centrale, légèrement à l'Est dans la wilaya de TIZI-OUZOU. Son relief est montagneux dans la partie Sud de la commune et constitué au NORD de plaines faisant partie du couloir de la vallée de l'Oued Sébaou. Cette distinction entre zone montagneuse et plaine se fait progressivement, du Nord au Sud, à travers plusieurs paliers topographiques allant de 150 à 950 mètres.

Les altitudes varient entre 750 mètres en moyenne en zones de montagne (avec des points culminant frisant les 1000 mètres et des pentes de plus de 40%) et une moyenne en zones de plaines, diminuant progressivement jusqu'à l'altitude de la RN 12 et de l'oued Sébaou.

Le territoire de la commune présente donc une géographie à double aspect.

- Les plaines : elles représentent 58% du territoire de la commune et sont constituée de vallées, coteaux et piémonts. Elles ont une vocation essentiellement agricole qui gagnerait à être renforcée. Elles constituent également le principal potentiel économique de la commune qu'il convient de développer, sans pour autant nuire à la préservation des terres agricoles.
- Les montagnes du massif: elles représentent le reste du territoire de la commune et abritent la plupart des villages existants.

A noter que le chef lieu de commune marque lui-même la limite entre ces deux zones qu'il polarise en amont et en aval.

1.7) la géotechnique

La constitution géologique du massif Kabyle essentiellement formée de roches cristallophylliennes. Une puissante assise de schistes micacés se situe à la périphérie avec un affleurement gréseux et conglomératique.

1.8) Analyse sociodémographique et développement :

Au début de cette mission, on a fait appel à plusieurs organismes. En premier lieu on a pris contact avec les autorités locales de la commune pour leur faire part de notre projet d'étude mais aussi obtenir leur collaboration afin que cette étude puisse se dérouler dans de bonnes conditions.

On a été orienté vers le service technique qui a mis en notre possession les résultats du dernier recensement R.G.P.H 2008 ainsi qu'une copie du PDAU de la commune de Mekla.

1.8.1) Analyse démographique:

La commune de MEKLA est caractérisée par un accroissement lent de la population entre 1998 et 2008. Ainsi, la population n'a pas augmenté en 10 ans sauf pour les centres urbains. Les agglomérations secondaires connaissent une décroissance importante, la population est passée de 22 353 habitants en 1998 à 20 402 habitants en 2008.

Tableau 1.3 : Résultats des différents R.G.P.H de la commune de Mekla 2008, soit une baisse de 1951 habitants (Données PDAU et RGPH 2008)

N°	AGGLOMERATION	RGPH 1998	RGPH 2008
1	A.C.L	3 962	4 428
2	A.S / Z.E	22 353	20 402
3	Total commune	26 315	24 830

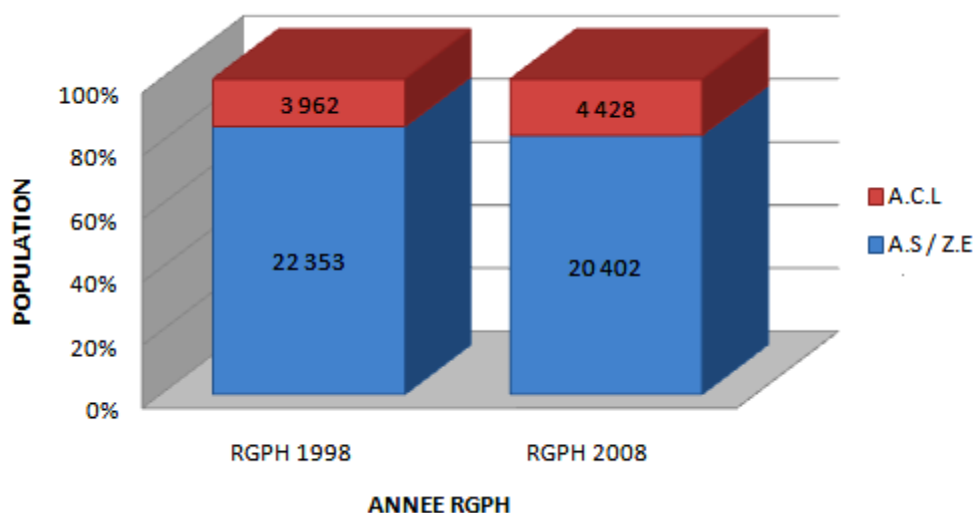


Figure 1.6: Résultats des différents RGPH (1998 et 2008) de la commune de MEKLA.

Selon les informations collectées auprès du service technique responsable du déroulement du dernier recensement, il ressort que certains villages ont été désertés, cela confirme le phénomène migratoire vers les centres les plus importants de la commune.

Conclusion

Après avoir défini les données nécessaires de notre région d'étude concernant les situations citées ci-dessus, nous passons dans ce chapitre suivant à l'évaluation des besoins en eau potable de cette région, afin de répondre à la demande.

Introduction

Avant la réalisation de tout projet d'alimentation en eau potable pour une agglomération, il faut prévoir avec le plus d'exactitude possible des besoins et le volume d'eau nécessaire à la consommation. Ceci passe par l'estimation de la population de la région en question pour l'horizon d'étude. Il est à noter que ces besoins varient suivants l'évolution démographique, le niveau de vie, la taille de l'agglomération, le climat, et les normes d'hygiène.

2.1) Évaluation de la population

D'après le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008), la population des trois villages tel que Thaliouine, Taourirt Aden et Tigrine s'élève au nombre de 3436 habitants, cette information est fourni par les services d'APC [09]. Pour cela il va falloir calculer la population pour l'année d'étude, puis pour l'horizon d'étude.

L'évolution de la population pour les différents horizons est donnée par la formule (2.1).

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

P_0 : population de l'année de référence.

α : taux d'accroissement de la population, dans notre cas il est égal à 2% selon l'office national des statistiques (source DREW).

n : nombre d'année séparant les horizons considérés.

Tableau 2.1 : évaluation de la population à l'horizon d'étude

N°	Agglomération	RGPH				
		2008	2020	2030	2040	2050
1	Taourirt Aden	1 820	2 308	2 814	3 430	4 181
2	Taliouine	703	892	1 087	1 325	1 615
3	Tigrine	913	1 158	1 411	1 721	2 097
		3 436	4 358	5 312	6 475	7 893

Dans notre cas, l'année d'étude étant (2020), et le projet est calculée pour un horizon de trente ans (2050), en passant par une étude à court terme(2030), et moyen terme(2040).

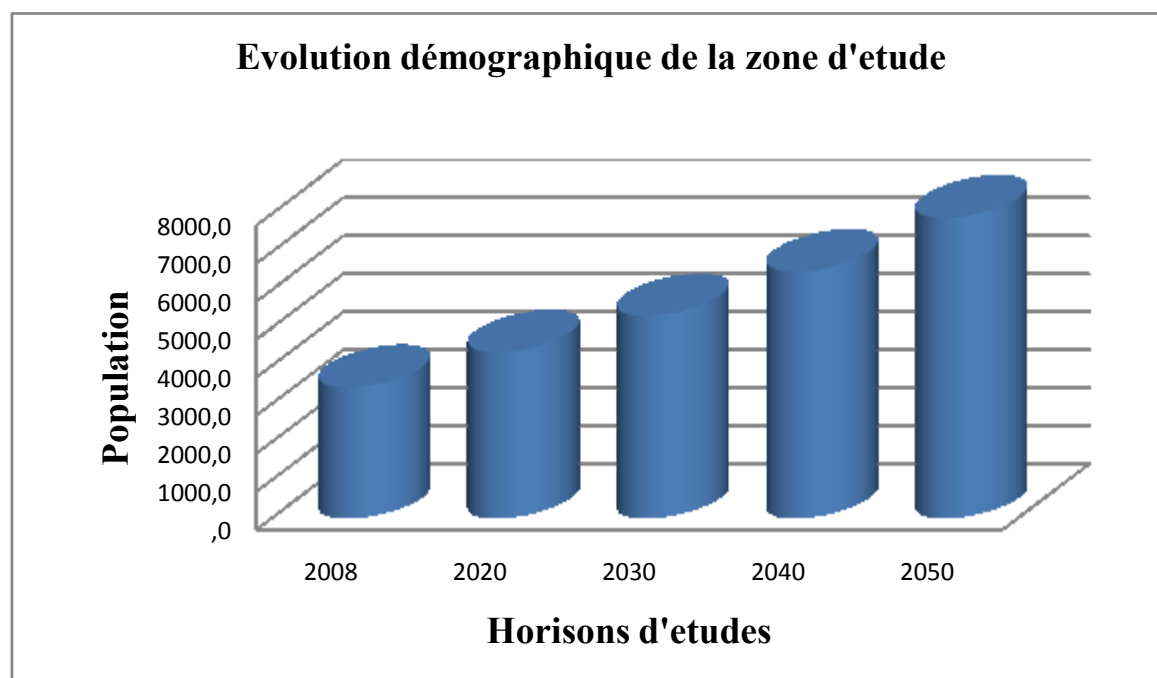


Figure 2.1: Évolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons.

2.1.1) La dotation

La dotation notée « dot » est la norme de consommation, définie comme étant la quantité d'eau que l'être humain utilise dans sa vie quotidienne pour satisfaire à ses différents besoins à savoir, le ménage, la douche etc. Son évaluation dépend de nombreux paramètres : la catégorie des consommateurs, le type d'agglomération, le degré d'équipements. [04]

Voici à titre indicatif quelques exemples de dotations adoptées :

- Zones rurales et ville de 5000 à 20000 habitants : dot = 150 à 225 litres/habitants/jour ;
- villes de 20000 à 100000 habitants : dot = 200 à 250 litres /habitant/jour ;
- villes plus de 100000 habitants : dot = 250 à 300 litres/habitant/jour.

La commune de **Mekla** est située dans une zone rurale, selon le niveau de vie des gens, et l'évolution future, il est admis une dotation de **150** litres/habitant/jour largement suffisante pour ce genre d'agglomération, nous maintenons la même valeur pour les divers horizons d'étude (DRE).

2.1.2) La consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée, elle est donnée par la relation (2.2) [01]

$$Q_{moy j} = \frac{DN}{1000} [m^3/j] \quad (2.2)$$

Où :

$Q_{moy j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;

N : nombre de consommateurs (habitants) ;

D : dotation en (l/j/habitant).

2.2) Différents types de besoins

L'estimation des besoins domestiques sur les divers horizons d'étude, se fait à l'aide de la formule (2.2):

2.2.1) Les besoins domestiques

a .L'année d'étude (2020)

La consommation en potable pour l'année d'étude de la commune de Mekla, est résumée dans le tableau ci-après

Tableau 2.2 : besoins domestiques pour l'année d'étude

Localité	2020		
	Habitants	$Q_{moy j}$ (m^3/j)	Q_{moy} (l/s)
Taourirt Aden	2 308	346,23	4,01
Taliouine	892	133,74	1,55
Tigrine	1 158	173,69	2,01
Totale	4 358	654	8

b. Au court terme (2030)**Tableau 2.3 : besoins domestique à l'horizon 2030**

Localité	2030		
	Habitants	Qmoy j (m3/j)	Qmoy (l/s)
Taourirt Aden	2 814	422,05	4,88
Taliouine	1 087	163,02	1,89
Tigrine	1 411	211,72	2,45
Totale	5 312	797	9

c. Au moyen terme (2040)**Tableau 2.4 : besoins domestiques à l'horizon 2040**

Localité	2040		
	Habitants	Qmoy j (m3/j)	Qmoy (l/s)
Taourirt Aden	3 430	514,48	5,95
Taliouine	1 325	198,72	2,30
Tigrine	1 721	258,09	2,99
Totale	6 475	971	11

d. A long terme (2050)**Tableau 2.5 : Besoins domestique à l'horizon 2050**

Localité	2050		
	Habitants	Qmoy j (m3/j)	Qmoy(l/s)
Taourirt Aden	4 181	627,15	7,26
Taliouine	1 615	242,24	2,80
Tigrine	2 097	314,61	3,64
Totale	7 893	1 184	14

Les besoins domestiques des différents horizons d'étude, sont résumés dans le tableau 2.6 :

Tableau 2.6 : Récapitulatif des besoins domestique

Horizon	la population	Qmyen (m3/j)	Qmyen(l/s)
2020	4 358	654	8
2030	5 312	797	9
2040	6 475	971	11
2050	7 893	1 184	14

2.2.2) Les besoins spécifiques

On désigne par besoins spécifique, tout les besoins qui ont un rapport avec la quantité d'eau consommé par les édifices publics, en dehors de celle des ménages, tel que : les besoins scolaires, sanitaires, socio-culturels.....etc.

Les besoins spécifiques sont montrés dans les tableaux suivants :

a. Les besoins scolaires

Tableau 2.7 : Estimation des besoins scolaires.

Localité s	Nombres d'établissements	Effectif d'élèves	Effectif personne l	Effectif total	Dotatio n (l/j/hab.)	besoins scolaires (m3/j)
Taourirt Aden	(1) primaire	213	26	239	15	3,59
	(1) cantine				1500	1,50
Tigrine	(1) primaire	73	11	84	15	1,26
Total général						6,35

b. Les besoins sanitaires

Tableau 2.8 : Estimation des besoins sanitaires.

Villages	Etablissement	Nombre de lit	Dotation (l/j/hab.)	besoins sanitaires (m3/j)
Taourirt Aden	(1) salle de soin	1	200	0,2

c. Les besoins socio-culturels**Tableau 2.9 : Estimation des besoins socio-culturels.**

Villages	Désignation	Dotation (l/j/hab.)	besoins socio-culturels (m3/j)
Tigrine	(1)Mosquée	10 000	10
Taliouine	(2)Mosquées	10 000	10
Taourirt Aden	(1)Mosquée	10 000	10
Total général			30

d. Les besoins industriels**Tableau 2.10 : Estimation des besoins industriels.**

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	besoins industriels (m3/j)
Taourirt Aden	(2)Huileries	15000	30
Taliouine	(1)Huilerie	15000	15
Total général			45

e. Les besoins commerciaux**Tableau 2.11 : Estimation des besoins commerciaux.**

Villages	Désignation	Dotation (l/s/hab.)	besoins scolaires (m3/j)
Taliouine	(1) Cafétéria	1500	1,5
Taourirt Aden	(1) Boulangerie	1200	1,2
Total général			2,7

2.2.3) Récapitulation des besoins spécifiques

Tableau 2.12 : Récapitulation des besoins spécifiques

Besoins	Qmoy publique	
	Qmoyp j (m3/j)	Qmoyp(l/s)
Scolaires	6,35	0,073
Sanitaires	0,2	0,002
sosio-culturels	30	0,347
Industriels	45	0,521
Commerciaux	2,7	0,031
Total	84,25	0,98

La consommation moyenne des trois villages pour les différents horizons, est résumée dans le tableau (2.13) :

Tableau 2.13 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau.

Horizon	la population	Qmyen (m3/j)	Qmyen(l/s)
2020	4358	738	9
2030	5312	881	10
2040	6475	1056	12
2050	7893	1268	15

2.3) Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes

Un réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche même s'il est construit avec Soins et correctement entretenu. Le volume des pertes est généralement compris entre 15 et 30 % d la quantité d'eau. Selon le service technique de la subdivision des ressources en eau de la commune de Mekla, le taux de fuit à considéré est 20%.

Ainsi, l'estimation totale des besoins journalières, en tenant compte les pertes, est donnée par la relation (2.2) et les résultats sont illustrés dans le tableau (2.9)

$$P = Q_{moy j} * 0,2 \quad (2.3)$$

Tableau 2.14 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau en tenant compte les pertes.

Horizon	Qmoy j (m3/j)	Qmoy(l/s)
2020	885,48	10,25
2030	1 057,25	12,24
2040	1 266,64	14,66
2050	1 521,89	17,61

2.4) Etude des variations des débits

Dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation ou diminution de consommation. Ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, l'année. En raison de l'irrégularité de la consommation et tenant compte des fuites qui peuvent survenir, le débit exigé pour les consommateurs sera obtenu en majorant le débit moyen journalier avec un coefficient d'irrégularité. Ce calcul va nous permettre de dimensionner le réseau d'adduction

2.4.1) Coefficients d'irrégularités

a. Coefficient d'irrégularité maximum journalier (k_{maxj})

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximale au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation suivante :

$$K_{maxj} = Q_{maxj} / Q_{moyj} \quad (2.4)$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages dans le réseau, en majorant la moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de « k » varie entre 1,1 et 1,3, pour notre cas, le taux de fuites est pris égal à 10 % ce qui nous donne $k_{maxj} = 1,3$ (Rapport de l'APC de MEKLA).

b. Coefficient d'irrégularité minimum journalier (k_{minj})

Celui-ci est défini comme étant le rapport de consommation minimale journalière et moyenne journalière tel que donnée par l'équation (2.5)

$$K_{minj} = Q_{minj} / Q_{moyj} \quad (2.5)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation dans le réseau, k_{minj} varie entre 0,7 et 0,9. Pour notre projet on prend $k_{minj}=0.8$ (Rapport de l'APC de MEKLA).

c. Coefficient d'irrégularité maximum horaire (k_{maxh})

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation durant les heures de la journée. Ce coefficient tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné avec la relation (2.6).

$$k_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (2.6)$$

Avec:

α_{max} : étant le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération. Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas, on prend $\alpha_{max}= 1.3$;

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau 2.15: les variations du coefficient β

Nbre d'habitants	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

La valeur de β_{max} est obtenue par interpolation. À l'horizon 2050 la, la population est de 7893 habitants, elle est comprise entre 6000 et 10000, ce qui donne :

$$\beta_{max}=1.3+((1.4-1.3) \times (10000-7893))/(10000-6000) = 1,35.$$

En utilisant la relation (2.6), on aura : $k_{maxh}=1,3 \times 1,35 \rightarrow k_{maxh}=1,758$.

2.5) La variation du débit

a. La variation journalière

Du fait de l'existence de variations de la consommation au cours de la journée, on doit déterminer la variation maximale et minimale.

$$Q_{minj} = k_{minj} \times Q_{moyj} \quad (2.7)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier ;

Q_{maxj} : débit maximum journalier ;

Q_{minj} : débit minimum journalier.

Les résultats sont résumés dans le tableau (2.16)

Tableau 2.16: Variations des débits journaliers

Horizon	Qmoy j		k min j	Qmin j		k max j	Qmax j	
	m3/j	l/s		m3/j	l/s		m3/j	l/s
2020	885,48	10,25	0,8	708,38	8,20	1,3	1151,12	13,32
2030	1 057,25	12,24	0,8	845,80	9,79	1,3	1374,43	15,91
2040	1 266,64	14,66	0,8	1013,32	11,73	1,3	1646,64	19,06
2050	1 521,89	17,61	0,8	1217,52	14,09	1,3	1978,46	22,90

b. Débit maximum horaire

Cette consommation permet de déduire la plus forte charge, pour prévenir les risques des dépôts dans le réseau. Ce débit est donné par la relation (2.6).

$$Q_{maxh} = k_{maxh} \times Q_{moyh} \quad (2.8)$$

Avec :

Q_{maxh} : débit maximum horaire ;

k_{maxh} : coefficient d'irrégularité maximum horaire ;

Q_{moyh} : débit moyen horaire.

Le débit moyen horaire est obtenu avec la relation (2.7) :

$$Q_{moyh} = Q_{maxj}/24 \quad (2.9)$$

Tableau 2.17 : Débit maximum horaire

Horizon	k max h	Qmaxj		Qmoy j		Qmax h	
		m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
2020	1,76	1151,12	13,32	47,96	13,32	84,34	23,43
2030	1,76	1374,43	15,91	57,27	15,91	100,70	27,97
2040	1,76	1646,64	19,06	68,61	19,06	120,65	33,51
2050	1,76	1978,46	22,90	82,44	22,90	144,96	40,27

2.6) Récapitulation des débits maximums journaliers qui correspondent à chacun des villages

Tableau 2.18: Récapitulation des débits maximums journaliers qui correspondent à chacun des villages

Localité	Q _{max j}	
	m ³ /j	l/s
Taourirt Aden	1050,9	12,2
Thaliouine	419,2	4,9
Tigrine	508,4	5,8

Conclusion

Le but de notre projet étant le renforcement d'alimentation en eau potable des villages Thaliouine, Taourirt Aden et Tigrine qui font partie de la commune de MEKLA ont une nécessité au renforcement. Ainsi, nous avons procédé à l'étude des différentes catégories des besoins en eau en utilisant les dotations qui sont fixées par le plan de développement et d'aménagement urbain (PDAU, 2020).

Après évaluation des besoins en eau à horizon 2050, la consommation est estimée **1978,46 m³/j** soit **Q_{max j} = 22.9 l/s**.

Introduction

Après avoir évalué, au deuxième chapitre les besoins de la population, il ya lieu dans ce quatrième chapitre de procéder à une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction. L'adduction de l'eau depuis le lieu de prélèvement (une source, un forage, un captage ou une retenue) jusqu'au lieu d'utilisation ou aux réservoirs de stockage par un ensemble d'installation. Les conduites d'adduction doivent véhiculer un débit maximal journalier satisfaisant les besoins de la population.

3.1) Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- **Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote piézométrique supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

- **Adduction par refoulement**

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

- **Adduction mixte**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Remarque : dans notre projet l'adduction se fait par refoulement et par gravitaire.

3.2) Choix du tracé des conduites d'adduction

Le choix du tracé est une étape particulièrement importante, car il doit satisfaire quelques critères d'ordre technique et économique :

- Avoir un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à décantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer. Une cavitation peut apparaître et une rupture de la veine liquide peut provoquer ainsi l'écrasement de la canalisation.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), on doit prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds, les forêts...etc.), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

3.3) Choix du type de matériaux des conduites d'adduction.

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, à savoir :

- le diamètre et la pression de service ;
- facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
- disponibilité sur le marché ;
- durée de vie ;

En fonction du matériau de base, les tuyaux sont classés comme suit :

- métallique : fonte, acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- en matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène

(PEHD).

3.3.1) Tuyaux en fonte ductile.

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2.2% à 4%. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, se fait en distribution, en assainissement et en irrigation. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire. Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques

particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides haute température, acides). Ces tuyaux sont réalisés dans des diamètres normalisés.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de 6 m pour les petits et moyens diamètres

(Jusqu'à 800 mm) et de 7 m à partir de 800 mm. (**Thèse Mr. SADI et Melle. HABICHI 2015-2016**)

A : Avantage des tuyaux en fonte ductile

- ✓ Supportent des pressions de service atteignant 50 bars pour des diamètres ne dépassant pas 600 mm, et 40 bars pour des diamètres supérieurs ;
- ✓ Très rigides et solides ;
- ✓ longue durée de vie.

B: Inconvénient

- ✓ très robustes ;
- ✓ lourds ;
- ✓ très chers ;
- ✓ fragiles ;
- ✓ nécessite des pièces spéciales.

3.3.2) Conduites en polyéthylène (PE).

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs. La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité

(PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

A : Avantage des tuyaux

- ✓ petit poids.
- ✓ grandes longueurs.
- ✓ résistants à la corrosion.
- ✓ Flexibilité.
- ✓ Economiques.
- ✓ pose facile.
- ✓ non conducteurs d'électricité.

B : Inconvénient

- ✓ sensibles aux coups ;
- ✓ inflammables ;
- ✓ la résistance diminue avec l'âge ;
- ✓ sensibles à la température ;
- ✓ fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.



Figure 3.1 : Les tuyaux en PEHD

3.4) Systèmes de raccordement :

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube PEHD :

a. Bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylène d'épaisseurs identiques. Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température $T = 230^{\circ}\text{C}$ pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à

partir du diamètre 90mm. tube



Figure 3.2 : bout à bout « bouseuse »

Catalogue technique (pvc), (PE) (tubes polyéthylène (PE) et accessoires.

b. Raccordement par accessoires électro-soudables :

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure «zéro fuites», néanmoins il demande certaine précaution à prendre lors du montage.

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant raccorde à une source d'énergie, par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage, une tension est appliquée aux bornes du raccord après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder.

La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique, un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et du raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube. Ce type de raccordement est très recommandé.

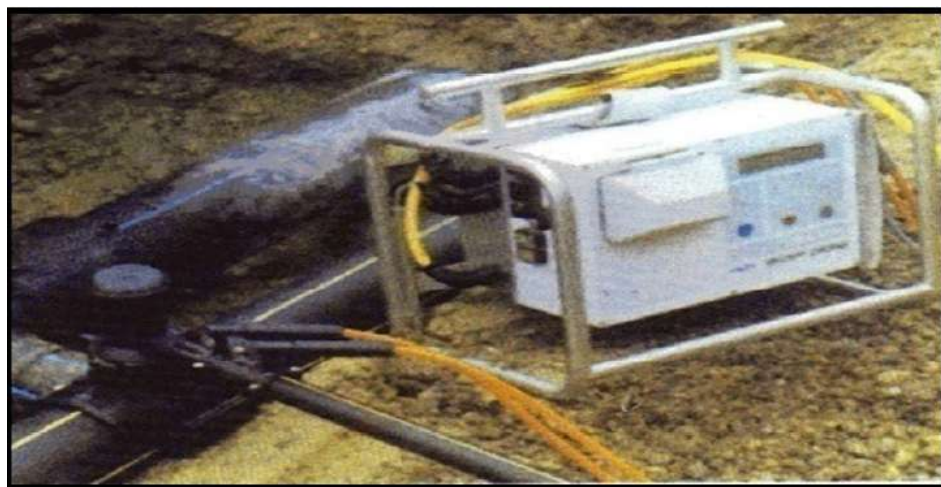


Figure 3.3 : Raccordement par accessoires électro-soudable.

c. Raccordement par accessoires à compression (mécanique):

Ces raccords sont soit en matières plastique soit métallique .Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63mm et existe dans des diamètres supérieurs 90 mm maximum



Coude double femelle



Té égal



Coude mal fileté



Raccorde d'adaptation

Figure 3.4 : raccordement par accessoires à compressions

Toute une gamme de raccord en PE destinée à :

- ✓ L'assemblage des tubes ;
- ✓ Le changement de direction ;
- ✓ La transition d'un matériau à un autre ;

Le choix du matériau des conduites permet de répondre aux exigences du réseau d'adduction à moindre coût (construction, transport et pose).

Dans notre projet, nous adopterons les conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD), vu les avantages multiples qu'ils présentent, à savoir :

- ✓ Facile à poser ; possibilité d'enroulement pour les petits diamètres ;
- ✓ L'élasticité et flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain (tremblement de terre) ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) qui

assure une parfaite circulation des fluides, une utilisation totale de débit et l'absence d'entartrage.

- ✓ Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage ;
- ✓ Un faible coût ;
- ✓ Montage facile : ces tubes sont facilement manipulables et à transporter ;
- ✓ Légèreté : les tubes (PEHD) sont quatre fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels ;
- ✓ Repend parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites ;
- ✓ Résistance chimique lors de transport des fluides industriels et des eaux usées ;
- ✓ Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes traditionnels (fonte, acier..) ;
- ✓ Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

Le raccord (PEHD) présente plusieurs avantages parmi eux :

- ✓ Résistance aux rayons ultra-violets et aux chocs.
- ✓ Résistance à « l'abrasion ».
- ✓ Poids spécifique bas.
- ✓ Conformité sanitaire.

3.5) Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les principaux accessoires qu'on utilise pour un bon fonctionnement d'un réseau d'adduction et pour assurer l'exploitation et la protection du réseau sont :

3.5.1) Vanne de sectionnement

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, utilisés pour isoler une conduite en cas de réparation et pour cela on utilise « **Des robinets-vannes** » (pour le gros diamètre), et « **Des robinets quarts de tour** » (en petit diamètre seulement). Elles permettent aussi la vidange d'un tronçon à part ce qui conditionne la présence des robinets de prise sur chaque branchement.

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

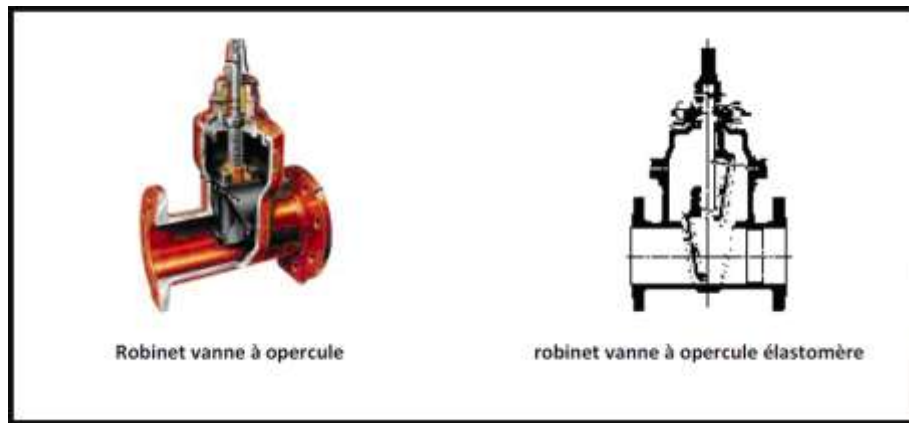


Figure 3.5 : Robinet vanne à opercule

b) Vannes papillons

Les vannes papillons peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, léger, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge

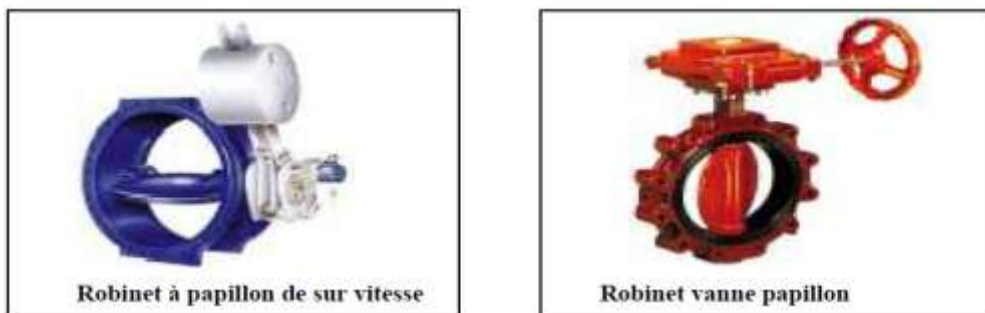


Figure 3.6 : Vanne papillon

3.5.2) Ventouse

Ce sont des appareils permettant l'évacuation de l'air entrainé par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau.

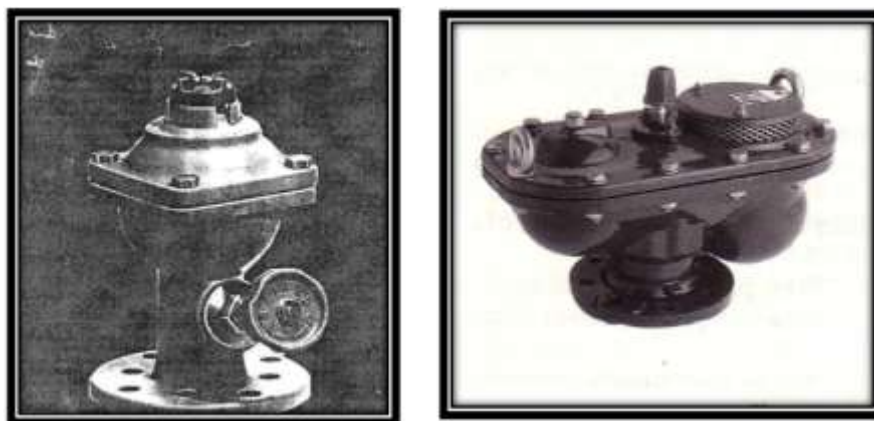


Figure 3.7 : la ventouse

3.5.3) Clapets

Ont pour fonction d'empêchement le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu.

Le clapet trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la station de la pompe.

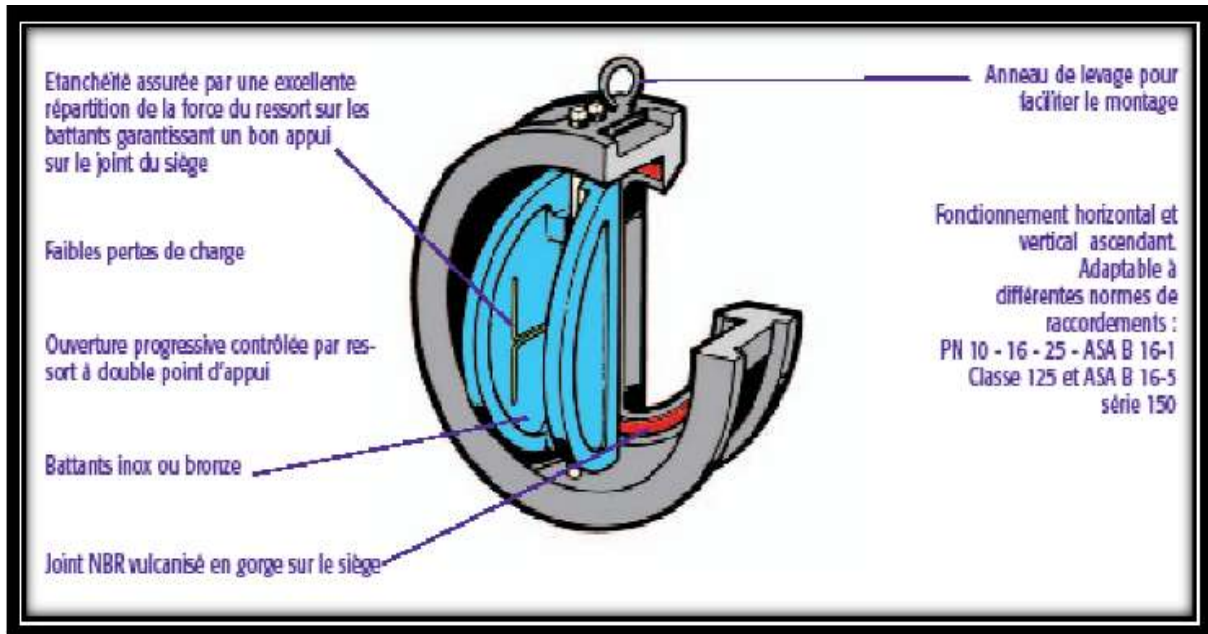


Figure 3.8 : clapet à double battant.

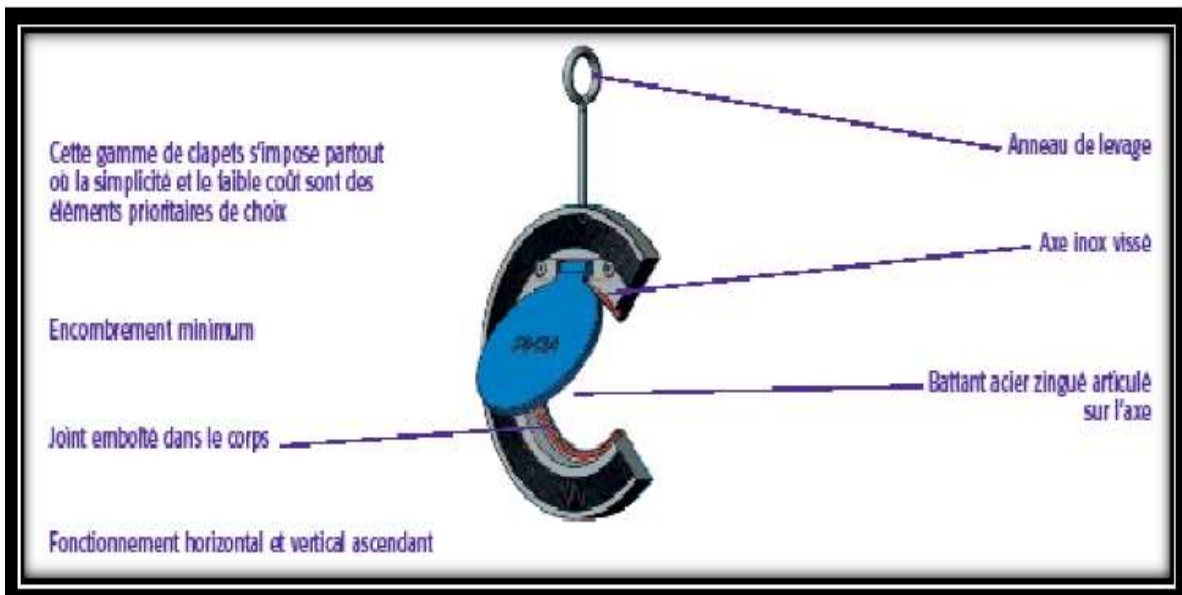


Figure 3.9 : clapet à simple battant.



Figure 3.10: clapet à simple battant (à brides).

3.5.4) Vanne de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

3.5.5) Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0.5 m du fond du puisard

3.6) Etude technico-économique des diamètres de conduites de refoulement

Le dimensionnement des conduites d'adduction s'établit en recherchant le diamètre économique. La conciliation des deux tendances suivantes, nous permet de déterminer le diamètre économique des conduites de refoulement :

- ✓ les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.
- ✓ les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

3.6.1) Choix de la gamme de diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons la formule de Bonin et celle de Bresse, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique (Moussa 2002).

a) Expression générale : $D = K\sqrt{Q}$ (3.1)

b) Formule de Bonin : $D = \sqrt{Q}$; $K=1$ (3.2)

c) Formule de Bresse : $D = 1,50\sqrt{Q}$; $K=1,50$ (3.3)

d) La relation de Pavlovski : $D = 1,38 * Q^{0,48}$ (3.4)

e) La relation classique : $D = 1,24\sqrt{Q}$ (en prenat $V= 1s$) (3.5)

Les deux formules (3.2) et (3.3) nous donnent des valeurs supérieure et inférieure du diamètre.

On choisit alors les valeurs de diamètres normalisés aux alentours de ceux obtenus par les deux formules. Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement :

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s}$$

3.6.2) Evaluation des frais d'amortissement.

Les frais d'amortissement (**Fa**) sont égaux au prix de revient total de la conduite (**P**) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (**A**).

$$F_{am} = P_{ue} * L * A \text{ (DA)} \quad (3.4)$$

A : coefficient d'annuité est calculé d'après la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (3.5)$$

Dans notre cas :

Avec :

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0.088 = 8.88 \%$$

3.6.3) Evaluation des frais d'exploitation.

Les frais d'exploitation sont les couts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométriques, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation (3.6) :

$$F_{exp} = E * P_{ue} (DA) \quad (3.6)$$

Pue : Prix d'un kilo-watt-heur.

3.6.4) Calcul de la vitesse de l'écoulement.

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne de l'écoulement et satisfaire la condition de continuité dans la conduite, donnée par la relation (3.7) :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (3.7)$$

3.6.5) Perte de charge (J).

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites :

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

a : Pertes de charge linéaire j (régulières).

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles. Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de **Darcy-Weisbach**.

$$J = \lambda (L/D_h) (v^2_{moy}/2g) \quad (3.8)$$

❖ **Détermination de (λ)**

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

- **Régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de **Nikuradze** :

$$\lambda^{1/2} = \left[1,14 - 0,86 \log \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right] \quad (3.9)$$

- **Régime de transition**: λ est donné par la formule de **Colebrook White**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (3.10)$$

Dans ce régime « λ » est déterminé par approximations successives. En première approximation, « λ » est déterminé par la formule de **Nikuradze**. La valeur trouvée sera remplacée dans le second nombre de la relation de **Colebrook White**, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux

- **Régime laminaire** : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, Il est donné par l'expression de **Poiseulle**.

$$\lambda = 64/Re \quad \lambda = f(Re) \quad (3.11)$$

NB : λ peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Reynolds (**Re**) et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$.

❖ Détermination du nombre de Reynolds

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité (4,12).

$$Re = V_m * D_h / \nu \quad (3.12)$$

En fonction du nombre de *Reynolds* nous avons la classification suivante :

- **Re < 2100** le régime est laminaire stable ;
- **2100 < Re < 4000** le régime est transitoire ;
- **Re > 4000** le régime est turbulent.

❖ La rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative (ε / D) est le rapport de la rugosité absolue (ε) au diamètre de la conduite (D).

Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha * t \quad (3.13)$$

Dans le tableau (3.1) nous donnons les différents matériaux avec leur coefficient de rugosité.

Tableau 3.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

Matériau	Coefficient de Hazen-Williams
Fonte	130-140
Béton ou Revêtement de Béton	120-140
Plastic	130-150
Acier	140-150

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **Hazen williams** (3,14)

$$j = 1,218 * 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} * D^{4,871}} \quad (3,14)$$

b : Pertes de charge singulières Js.

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charges accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissement brusques ou progressifs, les branchements, dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées (**Js**), représentent **15%** des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J_{\text{singuliers}} = 0.15 * J \quad (3.15)$$

c : Les pertes de charge totales (Jt)

Les pertes de charge totales J_t le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières.

Donc :

$$J t = 1,15 * J \quad (3.16)$$

$$J t = 1,15 * \lambda * \frac{L}{Dh} * \frac{V^2}{2g} \quad (3.17)$$

3.6.6) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et la perte de charge totale le long de la conduite. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + Jt \quad (3.18)$$

$$H_g = C_a - C_d \quad (3.19)$$

3.6.7) Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale.

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (3.20)$$

3.6.8) Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

L'énergie consommée annuellement est donnée par la formule suivante :

$$E = P_{abs} * t * 365 \text{ (KWh /an)} \quad (3.21)$$

3.6.9) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (F exp) sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes afin qu'elle refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, est donnée par la relation suivant :

$$F_{exp} = E * P_{ue} \quad (3.22)$$

3.6.10) Bilan des frais

Le bilan des frais Ft (DA) est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. . Il est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_{exp} + F_a \quad (3.23)$$

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés

3.6.11) Calcul de la valeur maximal du bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (3.24)$$

La célérité des ondes du bélier est donnée par la relation suivant (3.25)

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{m.s}^{-1}) \quad (4.25)$$

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a en (m/s)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{k.D}{e}}} \quad (3.26)$$

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donnée par :

- = **0,50** pour une conduite en acier,
- = **0,66** pour le PEHD,
- = **1,00** pour une conduite en fonte,
- = **4,40** pour une conduite en amiante ciment,
- = **33,00** pour une conduite en PVC.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (3.27), (MOUSSA, 2002).

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}} \quad (3.27)$$

3.6.12) Calcul de la pression maximale et minimale❖ **Cas de surpression :**

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation (3.28)

$$P_{\max} = H_g + B \quad (3.28)$$

B : valeur maximale du coup de bélier

❖ **Cas de dépression**

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation (3.29)

$$P_{\min} = H_g - B \quad (3.29)$$

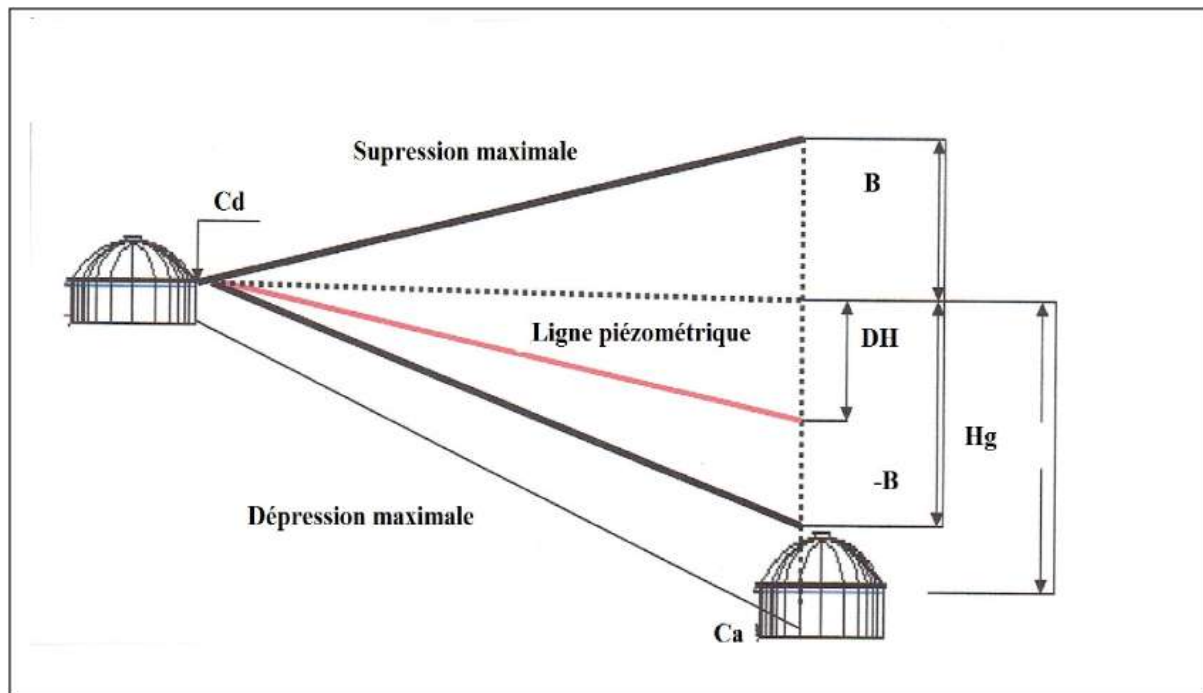


Figure 3.11 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.

Un organigramme récapitulatif des étapes de calcul d'adduction par refoulement est présenté ci-après.

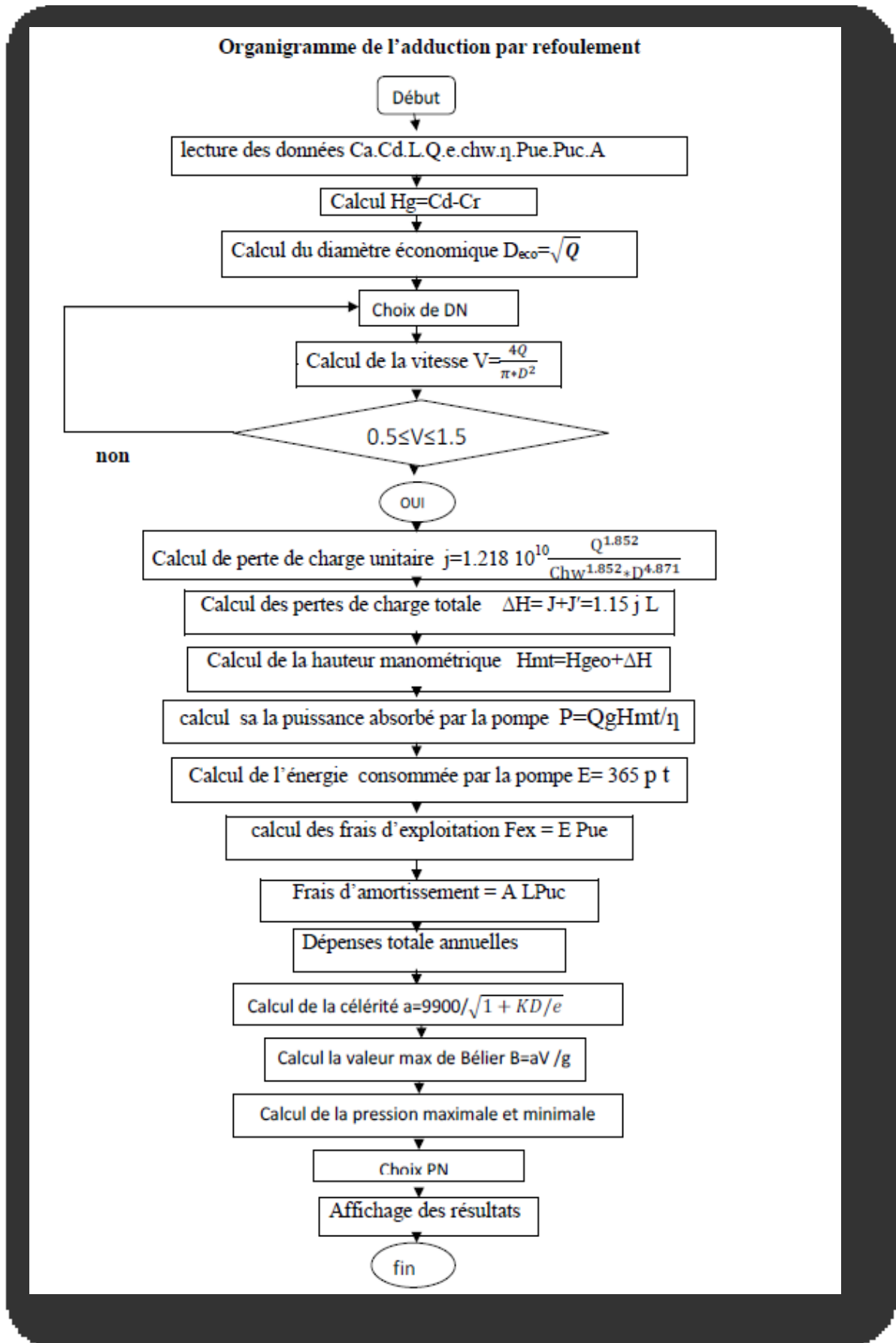


Figure 3.12 : Organigramme d'adduction par refoulement.

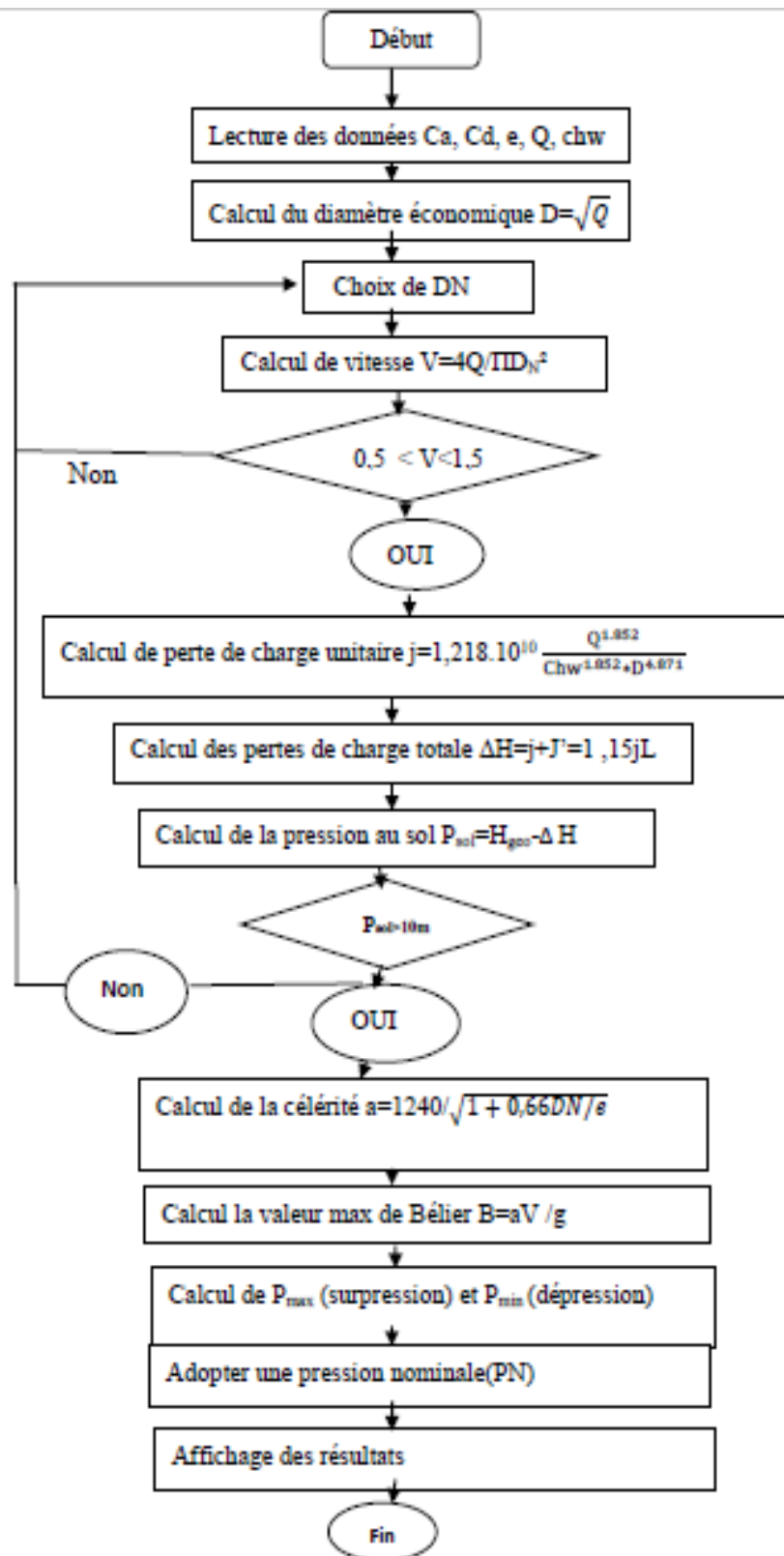


Figure 3.13 : Organigramme d'adduction gravitaire.

3.7) Etude du projet

Le schéma synoptique du système d'alimentation en eau potable dans notre projet se résume comme suit :

Les villages Thaliouine, Taourirt Aden et Tigrine font parti de à la commune de MEKLA vont être renforcés à partir de la station de pompage SR-2 bis projeté au niveau de l'entrée de MEKLA située à la cote 361m.

L'eau sera alimenté vers un réservoir projeté Thaliouine à la cote 615m qui va alimenter graviter ment par tronçons les 4 réservoirs comme suit :

- Le réservoir 150 m3 existant Thaliouine à la cote 585m.
- Le réservoir 100 m3 existant Taourirt Aden à la cote 550 m3.
- Les deux réservoirs 50 m3 haut et bas existants Tigrine à la cote respectivement 483m et 451m.

Dans notre projet, les adductions sont conformément au schéma synoptique.

Les études sone effectuées conformément aux étapes présentées dans l'organigramme président.

Dans notre projet les conduites d'adduction par sont toutes en PEHD. Les résultats de ces calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau 3.2 : Les adductions et les débits de dimensionnement concernés

N° de l'adduction	Point de départ	Point d'arrivée	Débit de Dimensionnement (l/s)	Type d'adduction
1	SR-2 bis	R150 m3 projeté Thaliouine	22.9	Adduction par refoulement
2	RV projeté Thaliouine	R150 m3 existant Thaliouine	10.7	Adduction gravitaire
3	RV projeté Thaliouine	PA	18	Adduction gravitaire
4	PA	R100 m3 éxistant Taourirt Adan	12,2	Adduction gravitaire
5	PA	PB	5.8	Adduction gravitaire
6	PB	R50 m3 haut existant Tigrine	2.9	Adduction gravitaire
7	PB	R50 m3 bas existant Tigrine	2.9	Adduction gravitaire

- Etude d'adduction par refoulement : Station de pompage SR-2 bis → RV 150 m³ projeté Thaliouine :

$$Q=22.9/s, \quad L=5206m, \quad H \text{ depart} = 361m, \quad H \text{ arrive} = 615m$$

Tableau 3.3 : Etude d'adduction par refoulement : Station de pompage SR-2 bis → RV 150 m³ projeté Thaliouine

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	361			m
3	Cote d'arrivée Ca	615			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	22,90			l/s
5	Longueur de la conduite L	5206			m
	Phase de calcul				
6	Hauteur géométrique Hgeo	254			m
7	Calcul du diamètre économique Déco	151,324			mm
8	Temps de pompage	20			h
	Le rendement de la pompe η	70			%
9	Pris du Kilo-Watt-heur Pue	6			DA
10	Choix du diamètre	160	200	250	mm
11	Nature du matériaux de la conduite	PEHD			
12	Epaisseur de la conduite	17,9	22,4	27,9	mm
13	Pris du mètre linéaire de la conduite Puc	4361,6	6827,65	10673,95	DA
14	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
15	Vitesse d'écoulement d'eau V	1,14	0,73	0,47	m/s
	Test de la vitesse	la vitesse est correct	la vitesse est correct	la vitesse est incorrecte	
15	Introduire l'annuité A	0,08			mm
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j	0,008250	0,002782		m/ml
18	Perte de charge linéaire J	42,948	14,484		m
19	Perte de charge singulière J'	6,442	2,173		m
20	Perte charge totale Dh	49,390	16,657		m
21	Hauteur manométrique totale Hmt	303,080	270,347		m
22	Célérité de l'onde de choc a	1337,356	1337,437		m/s
23	Valeur de coup de bélier B	155,261	99,373		m
24	Puissance absorbée par la pompe P	68,08332429	68,08332429		Kw
25	Energie consommée par la pompe E	662677,6897	497008,2673		J
26	Frais d'exploitation annuelle Fex	3976066,138	2982049,604		DA
27	Frais d'amortissement annuel Fam	1816519,168	2843579,672		DA
28	Dépense totale annuelle	4638744	3479058		DA
29	Surpression maximal Pmax		35,306		Bar
30	Dépression maximal Pmin		15,432		Bar
31	Choix de la pression nominale PN		35		Bar

Les résultats montrent que le diamètre qui donne le minimum de frais est le DN 160 mm avec une pression de PN 40.

➤ Etude de l'adduction par gravité du tronçon RV projeté Thaliouine → RV150m3 existant à Thaliouine.

$Q = 4.9 \text{ l/s}$, $L = 113\text{m}$, $CT_{\text{Namont}} = 615\text{m}$, $CT_{\text{Naval}} = 590\text{m}$.

Tableau 3.4 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon RV projeté Thaliouine → RV150m3 existant à Thaliouine.

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de terrain naturel amont	615			m
3	Cote de terrain naturel aval	590			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	4,9			l/s
5	Langeure de la conduite L	113			m
	Phase de calcul				
6	Hauteur géométrique H_{geo}	25			mm
7	Calcul du diamètre économique Déco	70,000			
8	Nature des matériaux de la conduite	PEHD			
9	Choix du diamètre	75	90	110	
10	Epaisseur de la conduite	8,40	10,10	12,30	Mm
11	Calcul de diamètre intérieur D_{int}	58,2	69,8	85,4	Mm
12	Pris du mètre linéaire de la conduite P_{uc}	962,5	1399,58	2072,48	DA
13	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
14	Vitesse d'écoulement d'eau V	1,84	1,28	0,86	m/s
	Test de la vitesse	la vitesse est incorrect	la vitesse est correct	la vitesse est correcte	
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j		0,027	0,0101	m/ml
18	Perte de charge linéaire J		3,05	1,14	m
19	Perte de charge singulière J'		0,46	0,17	m
20	Perte charge totales Dh		3,51	1,31	m
21	H amont		618,00	618,00	m
22	H aval		614,49	616,69	m
	P sol		24,49	26,69	m
24	Célérité de l'onde de choc a		1184,719		m/s
25	Valeur de coup de bélier B		154,647		M
26	Surpression maximal P_{max}		17,965		Bar
27	Dépression maximal P_{min}		-12,965		Bar
28	Choix de la pression nominale PN		20		Bar

➤ Etude de l'adduction par gravité du tronçon RV projeté Thaliouine → PA

. $Q = 18 \text{ l/s}$, $L = 824\text{m}$, $CTN_{\text{amont}} = 615\text{m}$, $CTN_{\text{aval}} = 542\text{m}$.

Tableau 3.5 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon RV projeté Thaliouine → PA

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de terrain naturel amont	615			m
3	Cote de terrain naturel aval	542			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	18			l/s
5	Langueur de la conduite L	824			m
	Phase de calcul				
6	Hauteur géométrique H_{geo}	73			mm
7	Calcul du diamètre économique D_{eco}	134,164			
8	Nature des matériaux de la conduite	PEHD			
9	Choix du diamètre	160	200	250	
10	Epaisseur de la conduite	17,90	22,40	27,90	mm
11	Calcul de diamètre intérieur D_{int}	124,2	155,2	194,2	mm
12	Pris du mètre linéaire de la conduite P_{uc}	4333,38	6882,68	10550,84	DA
13	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
14	Vitesse d'écoulement d'eau V	1,49	0,95	0,61	m/s
	Test de la vitesse	la vitesse est incorrecte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j	0,018	0,006	0,002	m/ml
18	Perte de charge linéaire J	2,05	0,69	0,23	m
19	Perte de charge singulière J'	0,31	0,10	0,03	m
20	Perte charge torale Dh	2,36	0,80	0,27	m
21	H amont	615	615	615	m
22	H aval	612,64	614,20	614,73	m
	P sol	70,6	72,2	72,7	m
24	Célérité de l'onde de choc a	1184,924			m/s
25	Valeur de coup de bélier B	179,457			M
26	Surpression maximal P_{max}	25,246			Bar
27	Dépression maximal P_{min}	-10,646			Bar
28	Choix de la pressoin nominale PN	20			Bar

➤ Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA→ RV100 m3 existant Taourirt Aden

. $Q = 12.2 \text{ /s}$, $L = 21\text{m}$, $CTN_{\text{amont}} = 560\text{m}$, $CTN_{\text{aval}} = 542\text{m}$.

Tableau 3.6 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA→ RV100 m3 existant Taourirt Aden

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de terrain naturel amont	542			m
3	Cote de terrain naturel aval	560			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	12,2			l/s
5	Longueur de la conduite L	21			m
	Phase de calcul				
6	Hauteur géométrique H_{geo}	18			mm
7	Calcul du diamètre économique D_{eco}	110,454			
8	Nature des matériaux de la conduite	PEHD			
9	Choix du diamètre	125	160	200	
10	Epaisseur de la conduite	14,00	17,90	22,40	mm
11	Calcul de diamètre intérieur D_{int}	97	124,2	155,2	mm
12	Pris du mètre linéaire de la conduite P_{uc}	2664,63	4333,38	6882,68	DA
13	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
14	Vitesse d'écoulement d'eau V	1,65	1,01	0,64	m/s
	Test de la vitesse	la vitesse est incorrecte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j		0,009	0,003	m/ml
18	Perte de charge linéaire J		0,18	0,06	m
19	Perte de charge singulière J'		0,03	0,01	m
20	Perte charge torale Dh		0,20	0,07	m
21	H amont		542	542	m
22	H aval		541,80	541,93	m
	P sol		-18	-18	m
24	Célérité de l'onde de choc a		1184,924		m/s
25	Valeur de coup de bélier B		121,632		M
26	Surpressoin maximal P_{max}		13,963		Bar
27	Dépression maximal P_{min}		-10,363		Bar
28	Choix de la pressoin nominale PN		16		Bar

➤ Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA→ PB

$$Q = 5.9 \text{ /s, } L = 2003\text{m, } CTN_{\text{amont}} = 542\text{m, } CTN_{\text{aval}} = 478\text{m}$$

Tableau 3.7 : Étude de l'adduction par gravité du tronçon PA→ PB

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de terrain naturel amont	542			m
3	Cote de terrain naturel aval	478			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	5,9			l/s
5	Langeure de la conduite L	2003			m
	Phase de calcul				
6	Hauteur géométrique Hgeo	64			mm
7	Calcul du diamètre économique Déco	76,811			
8	Nature des matériaux de la conduite	PEHD			
9	Choix du diamètre	90	110	125	
10	Epaisseur de la conduite	10,10	12,30	14,00	mm
11	Calcul de diamètres intérieur Dint	69,8	85,4	97	mm
12	Pris du mètre linéaire de la conduite Puc	1399,58	2072,48	2664,63	DA
13	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
14	Vitesse d'écoulement d'eau V	1,54	1,03	0,80	m/s
	Test de la vitesse	la vitesse est incorrect	la vitesse est correct	la vitesse est correcte	
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j		0,014	0,008	m/ml
18	Perte de charge linéaire J		28,54	15,35	m
19	Perte de charge singulière J'		4,28	2,30	m
20	Perte charge torale Dh		32,82	17,65	m
21	H amont		545	545	m
22	H aval		512,18	527,35	m
	P sol		34,2	49,3	m
24	Célérité de l'onde de choc a		1184,958		m/s
25	Valeur de coup de bélier B		124,417		M
26	Surpression maximal Pmax		18,842		Bar
27	Dépression maximal Pmin		-6,042		Bar
28	Choix de la pression nominale PN		20		Bar

➤ Etude de l'adduction par gravité du tronçon PB→ R50 m3 haut existant Tigrine

$$Q = 2.9/s, \quad L = 20m, \quad CTN_{\text{amont}} = 578m, \quad CTN_{\text{aval}} = 485m$$

Tableau 3.8 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon PB→ R50 m3 haut existant Tigrine

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de terrain naturel amont	478			m
3	Cote de terrain naturel aval	485			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2,9			l/s
5	Langeure de la conduite L	20			m
Phase de calcul					
6	Hauteur géométrique Hgeo	7			mm
7	Calcul du diamètres économique Déco	53,852			
8	Nature des matériaux de la conduite	PEHD			
9	Choix du diamètre	75	90	110	
10	Epaisseur de la conduite	6,80	8,20	10,00	mm
11	Calcul de diamètre intérieur Dint	61,4	73,6	90	mm
12	Pris du mètre linéaire de la conduite Puc	809,75	1168,61	1729,92	DA
13	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
14	Vitesse d'écoulement d'eau V	1,99	1,39	0,93	m/s
Test de la vitesse		la vitesse est incorrecte	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j		0,008	0,003	m/ml
18	Perte de charge linéaire J		0,16	0,06	m
19	Perte de charge singulière J'		0,02	0,01	m
20	Perte charge torale Dh		0,18	0,07	m
21	H amont		478	478	m
22	H aval		480,82	473,93	m
	P sol		10	10	m
24	Célérité de l'onde de choc a		1196,779		m/s
25	Valeur de coup de bélier B		169,181		m
26	Surpression maximal Pmax		23,318		Bar
27	Dépression maximal Pmin		-10,518		Bar
28	Choix de la pression nominale PN		20		Bar

➤ Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA → R50 m3 bas existant Tigrine

$$Q = 2.9 \text{ /s}, \quad L = 150\text{m}, \quad \text{CTN}_{\text{amont}} = 556\text{m}, \quad \text{CTN}_{\text{aval}} = 478\text{m}$$

Tableau 3.9 : Etude de l'adduction par gravité du tronçon PA → R50 m3 haut existant Tigrine

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de terrain naturel amont	478			m
3	Cote de terrain naturel aval	456			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2,9			l/s
5	Langeure de la conduite L	150			m
	Phase de calcul				
6	Hauteur géométrique H_{geo}	22			mm
7	Calcul du diamètre économique D_{eco}	53,852			
8	Nature des matériaux de la conduite	PEHD			
9	Choix du diamètre	75	90	110	
10	Epaisseur de la conduite	6,80	8,20	10,00	mm
11	Calcul de diamètre intérieur D_{int}	61,4	73,6	90	mm
12	Pris du mètre linéaire de la conduite P_{uc}	809,75	1168,61	1729,92	DA
13	Introduire de coefficient K	0,66	0,66	0,66	
14	Vitesse d'écoulement d'eau V	0,98	0,68	0,46	m/s
	Test de la vitesse	la vitesse est correcte	la vitesse est correcte	la vitesse est incorrecte	
16	Coefficient de rugosité équivalent Chw	136			
17	Perte de charge unitaire j	0,019	0,008		m/ml
18	Perte de charge linéaire J	2,86	1,18		m
19	Perte de charge singulière J'	0,43	0,18		m
20	Perte charge torale Dh	3,29	1,36		m
21	H amont	481	481		m
22	H aval	477,71	479,64		m
	P sol	22	24		m
24	Célérité de l'onde de choc a	1197,024			m/s
25	Valeur de coup de bélier B	119,510			m
26	Surpressoin maximal P_{max}	18,351			Bar
27	Dépression maximal P_{min}	-5,551			Bar
28	Choix de la pressoin nominale PN	16			Bar

Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires, on a déterminé les diamètres avantageux.

Les diamètres retrouvés et les types de matériaux choisis sont mentionnés dans le tableau (3.10) suivant

Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif des diamètres trouvés

Adduction	Tronçon	Diamètre mm	Longueur m	Matériaux
Refoulement	SR2 bis → Réservoir projeté Thaliouine	200	5206	PEHD PN 40
Gravitaire	RV projeté Thaliouine → RV 150 existant à Thaliouine	160	113	PEHD PN16
	RV projeté Thaliouine → PA	125	824	PEHD PN25
	PA → RV100 m3 existant Taourirt Aden	160	21	PEHD PN16
	PA → PB	110	2003	PEHD PN20
	PA → R50 m3 haut existant Tigrine	90	20	PEHD PN20
	PB → R50 m3 bas existant Tigrine	75	150	PEHD PN20

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques dont leur rôle primordial est de stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Ce rôle a sensiblement changé au cours du temps, ce qui a traduit aux réservoirs la multitude de fonctions.

Après avoir connaître le déficit en eau pour la localité concernée par l'étude, nous avons à dimensionner les réservoirs qui prendront en charge la sécurité de stock.

4.1) Rôle et fonction des réservoirs

Un réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau. Leurs nombreux rôles peuvent se résumer comme suit :

- les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les variations de températures ;
- simplification de l'exploitation ;
- les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques.

4.2) Implantation des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques, économiques et dépend aussi des conditions topographiques et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela nous sommes amenés à respecter les conditions suivantes :

- En plan, ils doivent généralement être au centre de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le

réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité figure (4.1).

- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité (figure 4.2) (Moussa, 2002)

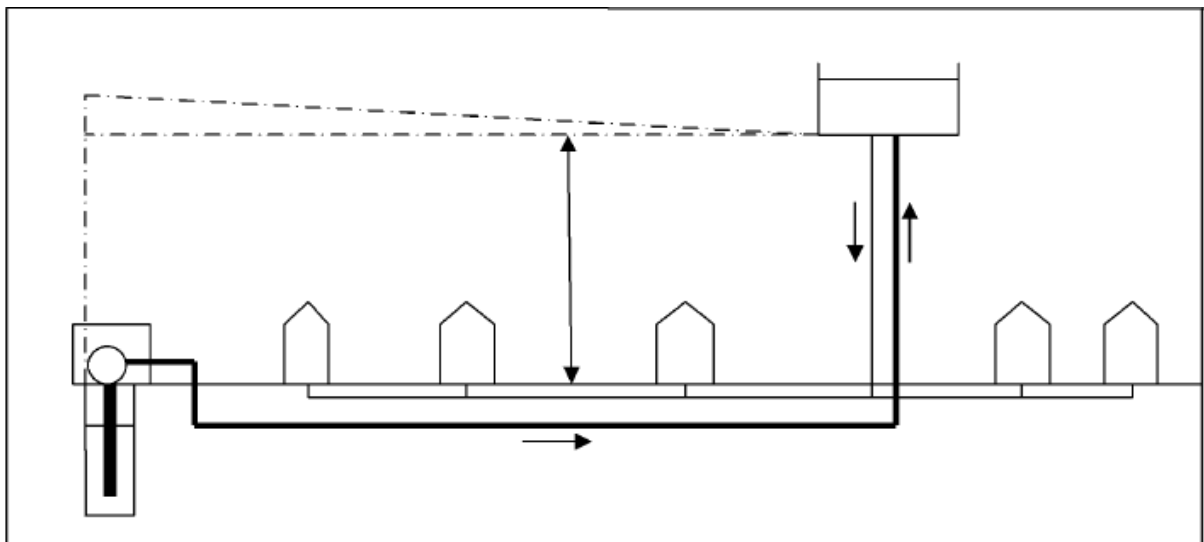


Figure 4.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

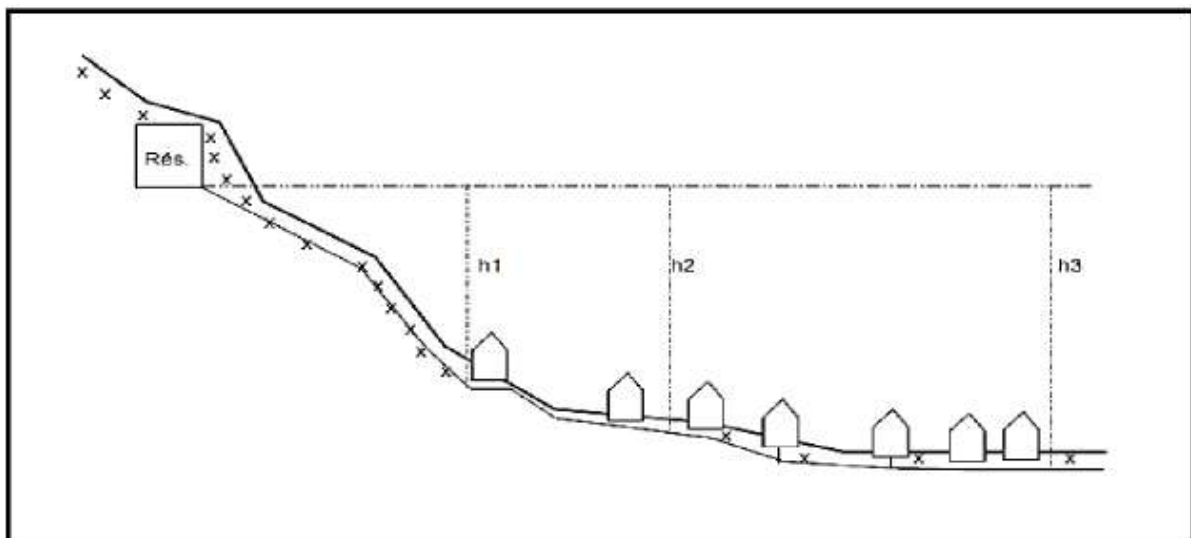


Figure 4.2: Emplacement du réservoir en altitude

4.3) Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon :

- La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
 - réservoirs métalliques ;
 - réservoirs en maçonnerie ;
 - réservoirs en béton armé ou précontrainte.
- La situation des lieux ou par rapport à la surface du sol, nous distinguons
 - des réservoirs enterrés ;
 - semi enterrés ;
 - surélevés ou sur tour (château d'eau).
- l'usage des réservoirs on peut les classer en :
 - réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
 - réservoirs de traitement.
- leurs formes géométriques :
 - réservoirs cylindriques ;
 - réservoirs rectangulaires ;
 - il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

Du point de vue esthétique, nous peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

4.4) Construction des réservoirs

4.4.1) Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontrainte.

4.4.2) Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser **6m**. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens capacité. Tableau (4.1)

Tableau 4.1: Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

Capacité utile (m3)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

4.5) Equipements hydrauliques des réservoirs

Les différents types de réservoirs sont représentés dans la figure (5.3)

4.5.1) Conduite d'adduction (ou d'arrivée)

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

- ✓ obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire.
- ✓ dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

4.5.2) Conduite de distribution (départ)

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre **0,10 à 0,20 m** au dessus de radier afin, d'éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

4.5.3) Conduite du trop-plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit **Q** arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

4.5.4) Conduite de vidange

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein

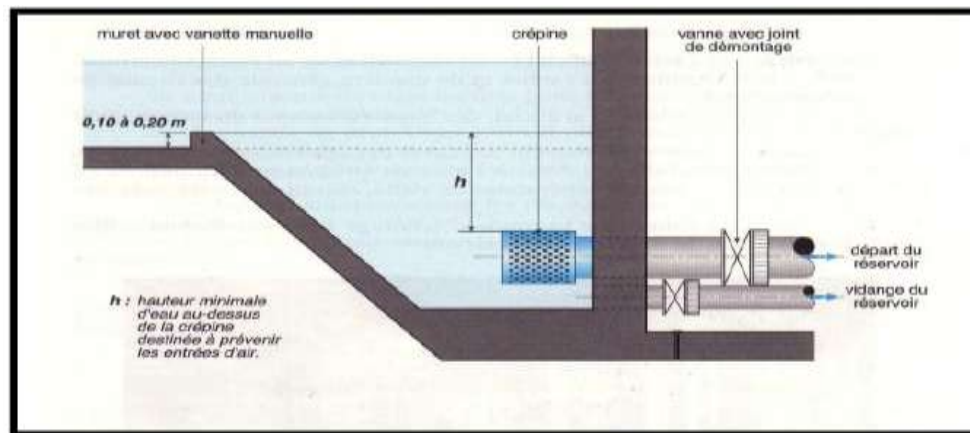


Figure 4.3 : Conduite de vidange.

4.5.5) Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution, la communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la **figure (4.3)** en marche normale les vannes « 1 » et « 3 » sont ouvertes, la vanne « 2 » est fermée, en by-pass on ferme « 1 » et « 3 » et on ouvre « 2 »



Figure 4.4 : la conduite by-pass

4.5.6) Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la **figure (4.3)** et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ça, grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir

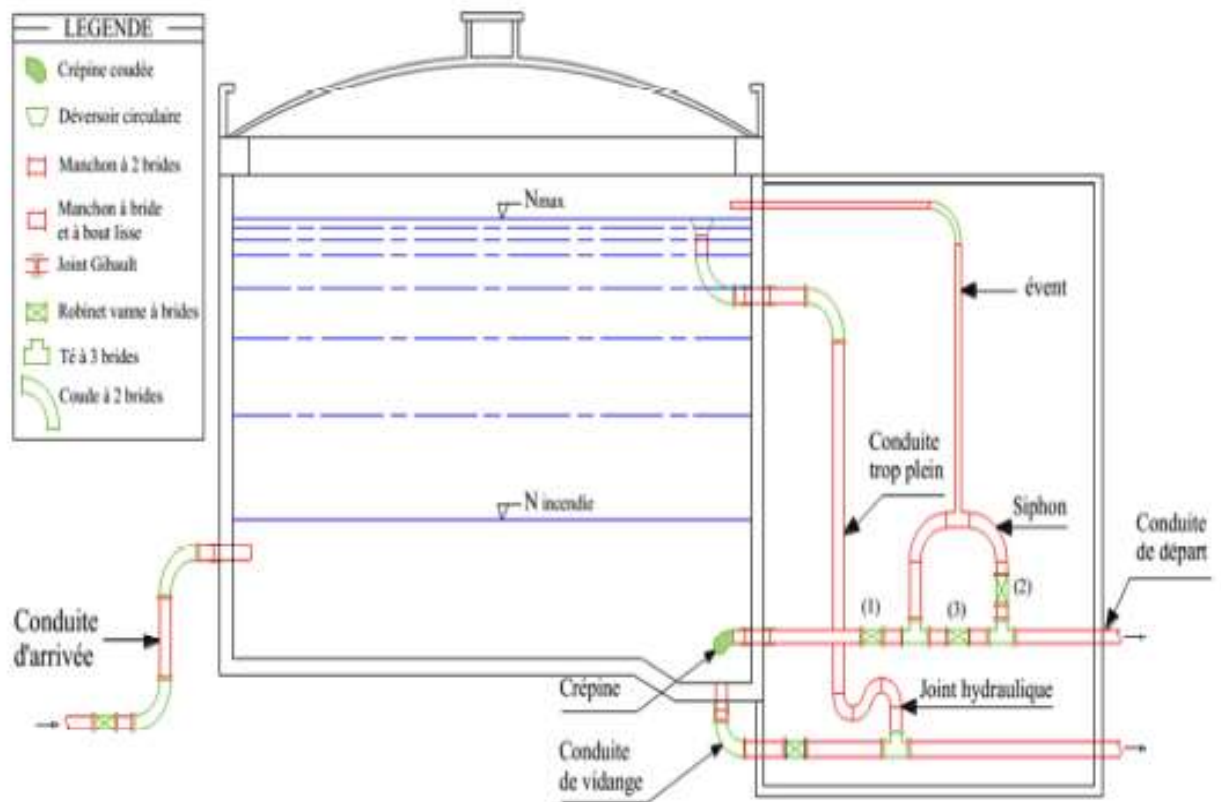


Figure 4.5 : Equipements hydraulique de réservoir

4.6) Exigences techniques à satisfaire

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **Etanchéité** : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume

- **Durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

4.7) Entretien des réservoirs

Une surveillance régulière des réservoirs est de rigueur pour vérifier d'éventuelles fissures ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques. Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- ✓ isolement et vidange de la cuve ;
- ✓ élimination des dépôts sur les parois ;
- ✓ examens des parois et réparation éventuelles ;
- ✓ désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- ✓ remise en service

4.8) Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur, par conséquent les réservoirs doivent :

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers,
- être éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre,
- avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation,
- avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant),
- être aérés par des orifices de grillage.

4.9) Calcul de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeants (demande de pointe). Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Dans une chaîne d'adduction, on trouve trois (3) types de réservoirs :

- réservoir de stockage ;
- réservoir de transit ;
- réservoir de stockage et de transit.

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes :

4.9.1) Méthode forfaitaire

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

- _ En alimentation rurale 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- _ En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- _ Dans le cas d'une grande ville : au minimum 25% de la consommation journalière maximale de la agglomération (**Bouslimie, 2004**).

4.9.2) Méthode graphique

Cette méthode est représentée par la courbe d'apport et de consommation journalière figure (4.4)

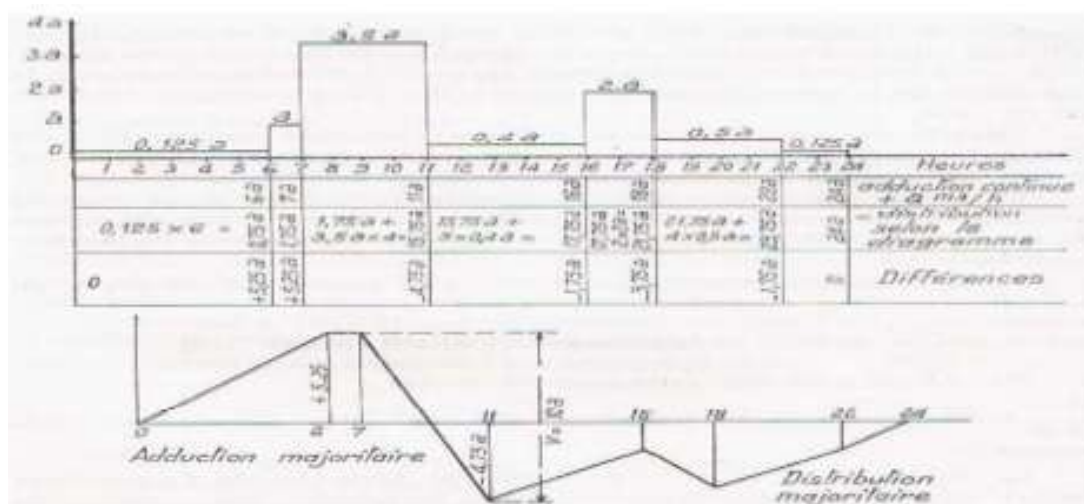


Figure 4.6 : la courbe d'apport et consommation journalière

4.9.3) Méthode analytique

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$).

Quant aux débits sortant, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison, ...etc. le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit sera sensiblement constant est effectuée à l'aide d'un analyseur de débit.

Les résultats varient selon les agglomérations. Généralement on utilise les valeurs suivantes :

Tableau 4.2: Les coefficients de distribution (Rapport APC Mekla).

Heurs	Coefficients de distribution
22h-02h	0,144
02h-03h	0,288
03h-04h	0,48
04h-06h	0,84
06h-07h	1,08
07h-08h	2,448
08h-9h	2,112
09h-10h	1,56
10h-12h	0,984
12h-14h	0,84
14h-15h	1,128
15h-16h	1,488
16h-17h	2,496
17h-18h	2,256
18h-19h	1,752
19h-21h	0,384
21h-22h	0,24

Connaissant le débit moyen horaire **a** et connaissons maintenant les coefficients de pointe horaire, nous pouvons dresser le tableau de variation de la consommation journalière, d'une manière analytique et d'une manière graphique.

La capacité du réservoir est égale à la somme du plus grand excès ($\Delta V^+ \text{ max}$), et le plus grand déficit ($\Delta V^- \text{ max}$), en ajoutant la réserve d'incendie.

$$V_r = \Delta V^+ \text{ max} + \Delta V^- \text{ max} \quad (4.1)$$

$$V_T = \Delta V^+ \text{ max} + \Delta V^- \text{ max} + V_{ri} \quad (4.2)$$

Avec :

V_r : volume réel du réservoir en m³ ;

ΔV^+ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer en m³;

ΔV : déficit en eau = débit cumulé refoulé –débit cumulé distribuer m³;

V_r : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de **120** m³ pour une durée de deux heures.

4.10) Le débit moyen horaire de distribution (a)

Le calcul du débit moyen horaire « a » se fait par la formule suivante :

$$a = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad (4.3)$$

4.11) Dimensionnement du réservoir

Après avoir déterminée la capacité du réservoir, nous procédons à son dimensionnement par déterminer la section et le diamètre.

a. Section de réservoir projeté :

Elle déterminée par la formule (5.2) :

$$V_r = S.h \quad (4.4)$$

Avac :

V_r : Volume du réservoir projeté en (m³).

S : section de réservoir en (m²).

h : Hauteur de la colonne d'eau = 4 m.

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (4.5)$$

b. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (5.4)

$$a = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (4.6)$$

D : Diamètre du réservoir en (m).

c. Hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la relation suivante :

$$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi.D^2} \quad (5.7)$$

Avec:

Hinc : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m).

Vinc : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.II

4.12) Calcul de la capacité de réservoir de transit RT projeté Thaliouine.

Pour calculer la capacité de réservoir projeté, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique, les détails de calcul sont présentés dans le tableau (5.2) illustré dans la figure (4.3).

Sachent que :

- ✓ la somme des débits max j des pour les 3villages est :

$$Q_{\max,j} = 1050.9 + 419.2 + 508.4 = 1978.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

- ✓ Le temps de pompage est de 20h, la pompe se repose 4 heures et le débit horaire refoulé est de 1.2a.

Aussi que le réservoir RT dessert les quatre réservoirs R1, R2, R3 et R4 par refoulement c-à-d en discontinue (20/24 heures) avec des débits horaires respectivement par :

$$a = \frac{Q_{\max,j1}}{24} = \frac{1978,8}{24} \rightarrow a = 82,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_1 = \frac{Q_{\max,j1}}{24} = \frac{423.36}{24} \rightarrow a_1 = 17.64 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_2 = \frac{Q_{\max,j1}}{24} = \frac{1555.2}{24} \rightarrow a_2 = \text{m}^3/\text{h}$$

$$a_3 = \frac{Q_{\max,j2}}{24} = \frac{250.56}{24} \rightarrow a_3 = 10.44 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_4 = \frac{Q_{\max,j3}}{24} = \frac{250.56}{24} \rightarrow a_4 = 10.44 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les débits horaires que doivent aux réservoirs RT, R1, R2, R3et R4 pour satisfaire les besoins sont donnés respectivement :

$$a = 71,43 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_1 = 47,73 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_2 = 35,73 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$a_3 = 35,73 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$a_4 = 35,73 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Tableau 4.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit RT à l'horizon 2020.

Heurs	Arrivée	Arrivée en m3	Arrivée cumulée en m3	Sortie 1	sortie 1 en m3	Sortie 1 cumulée en m3	Sortie 2	Sortie 2 en m3	Sortie 2 cumulée en m3	Sortie cumulée en m3	Déficit 1 en m3	Déficit 2 en m3	Déficit m3
	a			a1			a2						
00h-01h	1,2a	98,928	98,93	a1	17,64	17,64	a2	64,8	64,8	82,44	81,29	34,1	16,5
01h-02h	1,2a	98,928	197,86	a1	17,64	35,28	a2	64,8	129,6	164,88	162,58	68,3	33,0
02h-03h	1,2a	98,928	296,78	a1	17,64	52,92	a2	64,8	194,4	247,32	243,86	102,4	49,5
03h-04h	1,2a	98,928	395,71	a1	17,64	70,56	a2	64,8	259,2	329,76	325,15	136,5	66,0
04h-05h	1,2a	98,928	494,64	a1	17,64	88,2	a2	64,8	324	412,2	406,44	170,6	82,4
05h-06h	1,2a	98,928	593,57	a1	17,64	105,84	a2	64,8	388,8	494,64	487,73	204,8	98,9
06h-07h	1,2a	98,928	692,50	a1	17,64	123,48	a2	64,8	453,6	577,08	569,02	238,9	115,4
07h-08h	1,2a	98,928	791,42	a1	17,64	141,12	a2	64,8	518,4	659,52	650,30	273,0	131,9
08h-9h	1,2a	98,928	890,35	a1	17,64	158,76	a2	64,8	583,2	741,96	731,59	307,2	148,4
09h-10h	1,2a	98,928	989,28	a1	17,64	176,4	a2	64,8	648	824,4	812,88	341,3	164,9
10h-11h	1,2a	98,928	1088,21	a1	17,64	194,04	a2	64,8	712,8	906,84	894,17	375,4	181,4
11h-12h	1,2a	98,928	1187,14	a1	17,64	211,68	a2	64,8	777,6	989,28	975,46	409,5	197,9
12h-13h	1,2a	98,928	1286,06	a1	17,64	229,32	a2	64,8	842,4	1071,72	1056,74	443,7	214,3
13h-14h	1,2a	98,928	1384,99	a1	17,64	246,96	a2	64,8	907,2	1154,16	1138,03	477,8	230,8
14h-15h	1,2a	98,928	1483,92	a1	17,64	264,6	a2	64,8	972	1236,6	1219,32	511,9	247,3
15h-16h	1,2a	98,928	1582,85	a1	17,64	282,24	a2	64,8	1036,8	1319,04	1300,61	546,0	263,8
16h-17h	0	0	1582,85	a1	17,64	299,88	a2	64,8	1101,6	1401,48	1282,97	481,2	181,4
17h-18h	0	0	1582,85	a1	17,64	317,52	a2	64,8	1166,4	1483,92	1265,33	416,4	98,9
18h-19h	0	0	1582,85	a1	17,64	335,16	a2	64,8	1231,2	1566,36	1247,69	351,6	16,5
19h-20h	0	0	1582,85	a1	17,64	352,8	a2	64,8	1296	1648,8	1230,05	286,8	-66,0
20h-21h	1,2a	98,928	1681,78	a1	17,64	370,44	a2	64,8	1360,8	1731,24	1311,34	321,0	-49,5
21h-22h	1,2a	98,928	1780,70	a1	17,64	388,08	a2	64,8	1425,6	1813,68	1392,62	355,1	-33,0
22h-23h	1,2a	98,928	1879,63	a1	17,64	405,72	a2	64,8	1490,4	1896,12	1473,91	389,2	-16,5
23h-24h	1,2a	98,928	1978,56	a1	17,64	423,36	a2	64,8	1555,2	1978,56	1555,2	423,4	-6,8

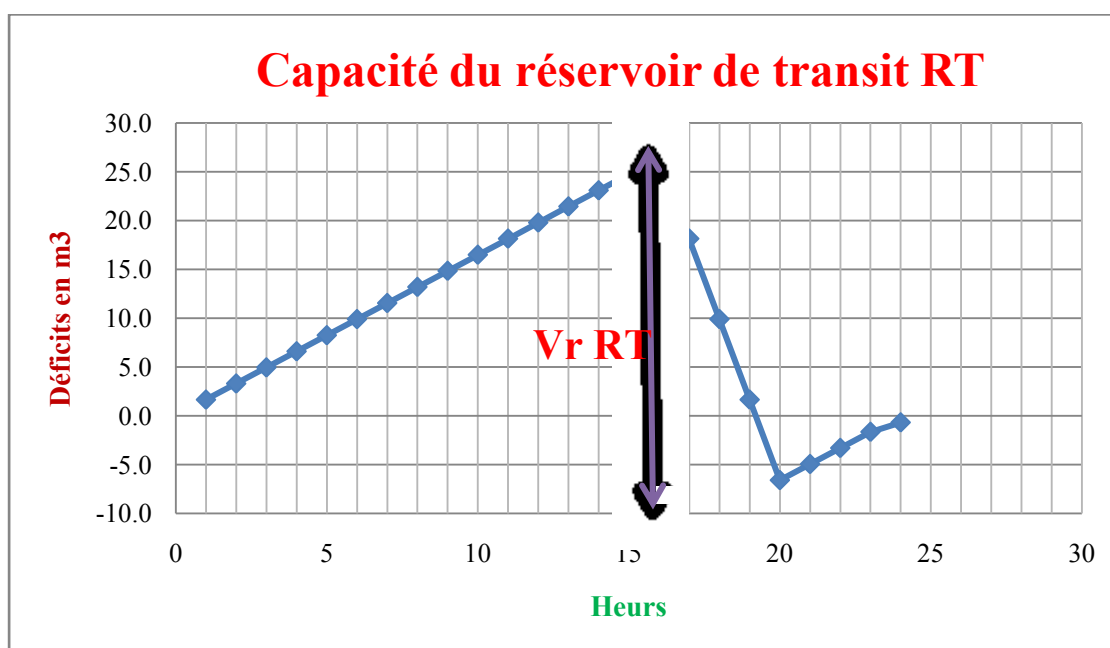


Figure 4.7 : capacité graphique de réservoir de transit RT.

Capacité de réservoir RT est comme suit :

$$V_r = |263.808| + |-65.952|$$

$$V_r = 329.76 \text{ m}^3$$

Le tableau 4.4 récapitule la capacité de réservoir de transit projeté RT.

Tableau 4.4 : Récapitulatif de la capacité de réservoir de transit projeté à l'horizon 2047.

Désignation	Horizon 2048	Unité
Débit entrant	1978.56	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	263.808	m ³
Déficit	65.952	m ³
La capacité totale calculée	329.76	m ³
La capacité du réservoir projeté	350	m ³

4.12.1) Dimensionnement du réservoir de transit :

Après avoir déterminée la capacité de réservoir, nous procédons à son dimensionnement par détermination de sa section et son diamètre

a) Section de réservoir projeté :

Elle est déterminée par la formule (4.8) :

$$V = S.h \quad (4.8)$$

$$S = \frac{Vr}{h} \quad (4.9)$$

b) Diamètre de réservoir :

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (5.10) :

$$D = \sqrt{\frac{4.Vr}{\pi.h}} \quad (4.10)$$

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (4.5) suivant :

Tableau 4.5 : Les caractéristiques de réservoir projeté RT.

Caractéristiques de réservoir	Volume en m³	Hauteur en M	Diamètre th en m	Diamètre en m	Section en m²
	350	4	10.25	10	88

4.12.2) Dimensionnement du réservoir de distributions R1 150 m3 existant Thaliouine :

Le tableau (4.2) illustre les étapes de calcul de la capacité du réservoir R₁ par la méthode analytique. Notons que l'arrivée est continue et la distribution obéit au mode de distribution du village donnée comme suit :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (4.7) :

Tableau 4.6 : Calcul de la capacité du réservoir de distribution R1 (RV 150 m3 existant Thaliouine)

Heurs	Arrivée	Arrivée en m3	Arrivée cumulée en m3	Sortie 1	Sortie en m3	Sortie cumulée en m3	Déficit m3
00h-01h	a1	17,64	17,64	0,144 a1	2,54	2,54	15,10
01h-02h	a1	17,64	35,28	0,144 a1	2,54	5,08	30,20
02h-03h	a1	17,64	52,92	0,288 a1	5,08	10,16	42,76
03h-04h	a1	17,64	70,56	0,48 a1	8,47	18,63	51,93
04h-05h	a1	17,64	88,2	0,84 a1	14,82	33,45	54,75
05h-06h	a1	17,64	105,84	0,84 a1	14,82	48,26	57,58
06h-07h	a1	17,64	123,48	1,08 a1	19,05	67,31	56,17
07h-08h	a1	17,64	141,12	2,448 a1	43,18	110,50	30,62
08h-9h	a1	17,64	158,76	2,112 a1	37,26	147,75	11,01
09h-10h	a1	17,64	176,4	1,56 a1	27,52	175,27	1,13
10h-11h	a1	17,64	194,04	0,984 a1	17,36	192,63	1,41
11h-12h	a1	17,64	211,68	0,984 a1	17,36	209,99	1,69
12h-13h	a1	17,64	229,32	0,84 a1	14,82	224,80	4,52
13h-14h	a1	17,64	246,96	0,84 a1	14,82	239,62	7,34
14h-15h	a1	17,64	264,6	1,128 a1	19,90	259,52	5,08
15h-16h	a1	17,64	282,24	1,488 a1	26,25	285,77	-3,53
16h-17h	a1	17,64	299,88	2,496 a1	44,03	329,80	-29,92
17h-18h	a1	17,64	317,52	2,256 a1	39,80	369,59	-52,07
18h-19h	a1	17,64	335,16	1,752 a1	30,91	400,50	-65,34
19h-20h	a1	17,64	352,8	0,384 a1	6,77	407,27	-54,47
20h-21h	a1	17,64	370,44	0,384 a1	6,77	414,05	-43,61
21h-22h	a1	17,64	388,08	0,24 a1	4,23	418,28	-30,20
22h-23h	a1	17,64	405,72	0,144 a1	2,54	420,82	-15,10
23h-24h	a1	17,64	423,36	0,144 a1	2,54	423,36	0,000

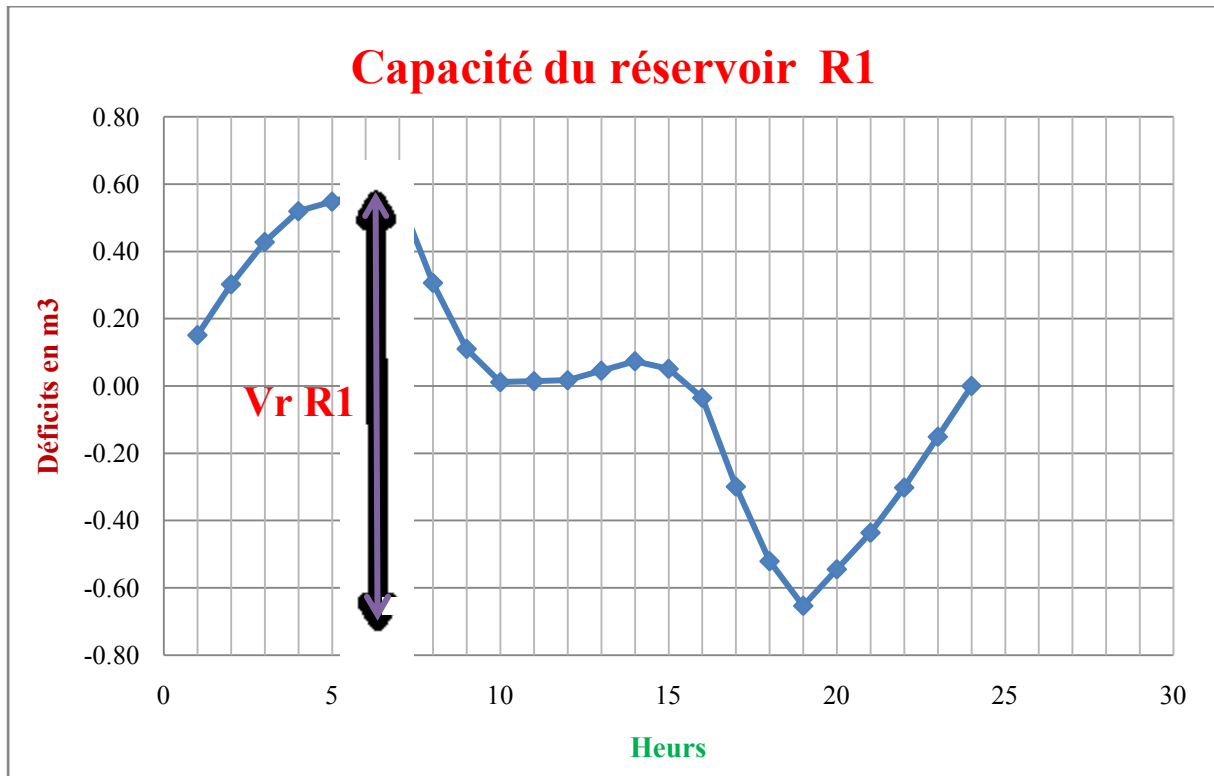


Figure 4.8 : Capacité graphique du réservoir R1 150 m³ existant Thaliouine.

Le volume réel de réservoir R_1 est donné :

$$V_r = | 57.58 | + | -65.34 |$$

$$V_r = 122.92 \text{ m}^3$$

Le volume final de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 122.92 + 120 \quad V_{rf} = 242.92 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **250 m³**.

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (4.7) suivant :

Tableau 4.7 : Les caractéristiques de réservoir projeté R1.

Caractéristiques de réservoir	Volume en m³	Hauteur en M	Diamètre th en m	Diamètre en m	Section en m²
	250	4	8.9	9	62.5

4.12.3) Dimensionnement du réservoir de distributions R2 existant à Taourirt Adan :

Tableau 4.8 : Calcul de la capacité de réservoir de distribution R2 (RV100m3 existant Taourirt Aden):

Heurs	Arrivée	Arrivée en m3	Arrivée cumulée en m3	Sortie 1	Sortie en m3	Sortie cumulée en m3	Déficit m3
00h-01h	a2	64,8	64,8	0,144 a1	9,33	9,33	55,47
01h-02h	a2	64,8	129,6	0,144 a1	9,33	18,66	110,94
02h-03h	a2	64,8	194,4	0,288 a1	18,66	37,32	157,08
03h-04h	a2	64,8	259,2	0,48 a1	31,10	68,43	190,77
04h-05h	a2	64,8	324	0,84 a1	54,43	122,86	201,14
05h-06h	a2	64,8	388,8	0,84 a1	54,43	177,29	211,51
06h-07h	a2	64,8	453,6	1,08 a1	69,98	247,28	206,32
07h-08h	a2	64,8	518,4	2,448 a1	158,63	405,91	112,49
08h-9h	a2	64,8	583,2	2,112 a1	136,86	542,76	40,44
09h-10h	a2	64,8	648	1,56 a1	101,09	643,85	4,15
10h-11h	a2	64,8	712,8	0,984 a1	63,76	707,62	5,18
11h-12h	a2	64,8	777,6	0,984 a1	63,76	771,38	6,22
12h-13h	a2	64,8	842,4	0,84 a1	54,43	825,81	16,59
13h-14h	a2	64,8	907,2	0,84 a1	54,43	880,24	26,96
14h-15h	a2	64,8	972	1,128 a1	73,09	953,34	18,66
15h-16h	a2	64,8	1036,8	1,488 a1	96,42	1049,76	-12,96
16h-17h	a2	64,8	1101,6	2,496 a1	161,74	1211,50	-109,90
17h-18h	a2	64,8	1166,4	2,256 a1	146,19	1357,69	-191,29
18h-19h	a2	64,8	1231,2	1,752 a1	113,53	1471,22	-240,02
19h-20h	a2	64,8	1296	0,384 a1	24,88	1496,10	-200,10
20h-21h	a2	64,8	1360,8	0,384 a1	24,88	1520,99	-160,19
21h-22h	a2	64,8	1425,6	0,24 a1	15,55	1536,54	-110,94
22h-23h	a2	64,8	1490,4	0,144 a1	9,33	1545,87	-55,47
23h-24h	a2	64,8	1555,2	0,144 a1	9,33	1555,20	0

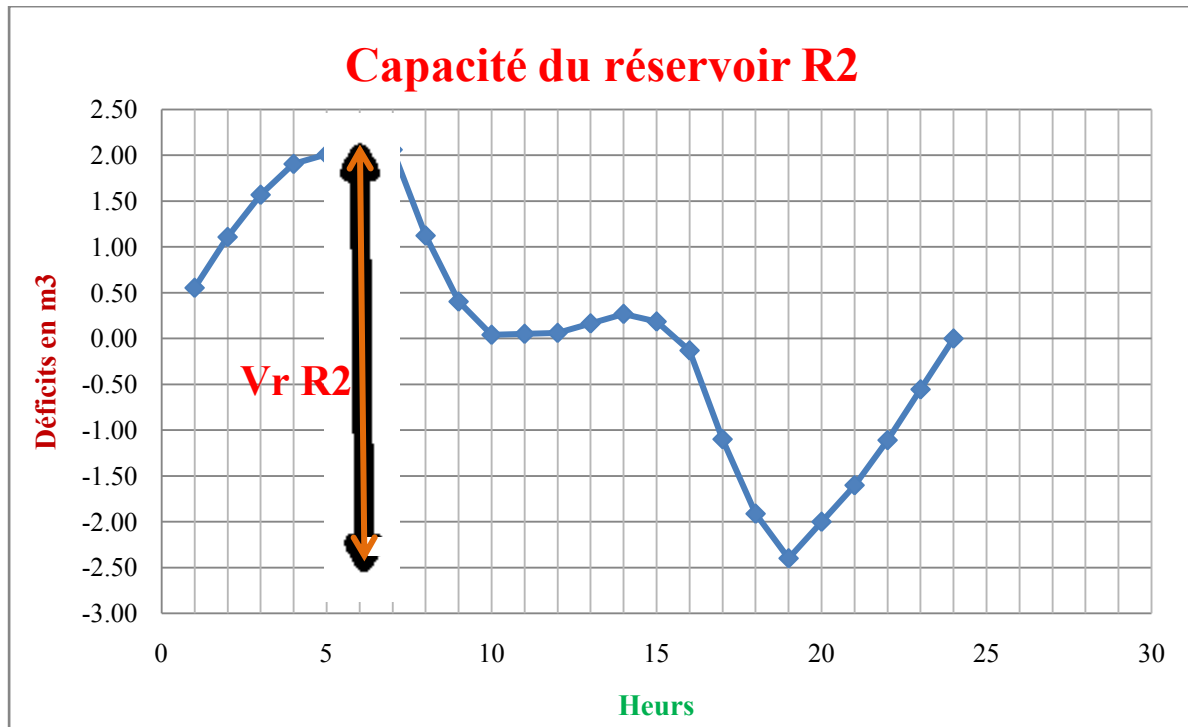


Figure 4.9 : capacité de réservoir de distribution R2 (RV100m3 existant Tauorirt Aden).

Le volume réel de réservoir R_2 est donné :

$$V_r = |211.21| + |-240.02|$$

$$V_r = 451.53 \text{ m}^3$$

Le volume final en tenant compte la réserve d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 451.53 + 120$$

$$V_{rf} = 571.53 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **600 m³**.

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (4.9) suivant :

Tableau 4.9: Les caractéristiques de réservoir projeté àTaourirt Aden.

Caractéristiques de réservoir	Volume en m ³	Hauteur en M	Diamètre th en m	Diamètre en m	Section en m ²
	600	5	13.8	14	150

4.12.4) Dimensionnement du réservoir de distribution R3 existant à Tigrine haute :

Tableau 4.10: Calcul de la capacité du réservoir de distributions R3 50 m3 haut existants Tigrine.

Heurs	Arrivée	Arrivée en m3	Arrivée cumulée en m3	Sortie 1	Sortie en m3	Sortie cumulée en m3	Déficit m3
00h-01h	a4	10,44	10,44	0,144 a1	1,50	1,50	8,94
01h-02h	a4	10,44	20,88	0,144 a1	1,50	3,01	17,87
02h-03h	a4	10,44	31,32	0,288 a1	3,01	6,01	25,31
03h-04h	a4	10,44	41,76	0,48 a1	5,01	11,02	30,74
04h-05h	a4	10,44	52,2	0,84 a1	8,77	19,79	32,41
05h-06h	a4	10,44	62,64	0,84 a1	8,77	28,56	34,08
06h-07h	a4	10,44	73,08	1,08 a1	11,28	39,84	33,24
07h-08h	a4	10,44	83,52	2,448 a1	25,56	65,40	18,12
08h-9h	a4	10,44	93,96	2,112 a1	22,05	87,45	6,51
09h-10h	a4	10,44	104,4	1,56 a1	16,29	103,73	0,67
10h-11h	a4	10,44	114,84	0,984 a1	10,27	114,00	0,84
11h-12h	a4	10,44	125,28	0,984 a1	10,27	124,28	1,00
12h-13h	a4	10,44	135,72	0,84 a1	8,77	133,05	2,67
13h-14h	a4	10,44	146,16	0,84 a1	8,77	141,82	4,34
14h-15h	a4	10,44	156,6	1,128 a1	11,78	153,59	3,01
15h-16h	a4	10,44	167,04	1,488 a1	15,53	169,13	-2,09
16h-17h	a4	10,44	177,48	2,496 a1	26,06	195,19	-17,71
17h-18h	a4	10,44	187,92	2,256 a1	23,55	218,74	-30,82
18h-19h	a4	10,44	198,36	1,752 a1	18,29	237,03	-38,67
19h-20h	a4	10,44	208,8	0,384 a1	4,01	241,04	-32,24
20h-21h	a4	10,44	219,24	0,384 a1	4,01	245,05	-25,81
21h-22h	a4	10,44	229,68	0,24 a1	2,51	247,55	-17,87
22h-23h	a4	10,44	240,12	0,144 a1	1,50	249,06	-8,94
23h-24h	a4	10,44	250,56	0,144 a1	1,50	250,56	0

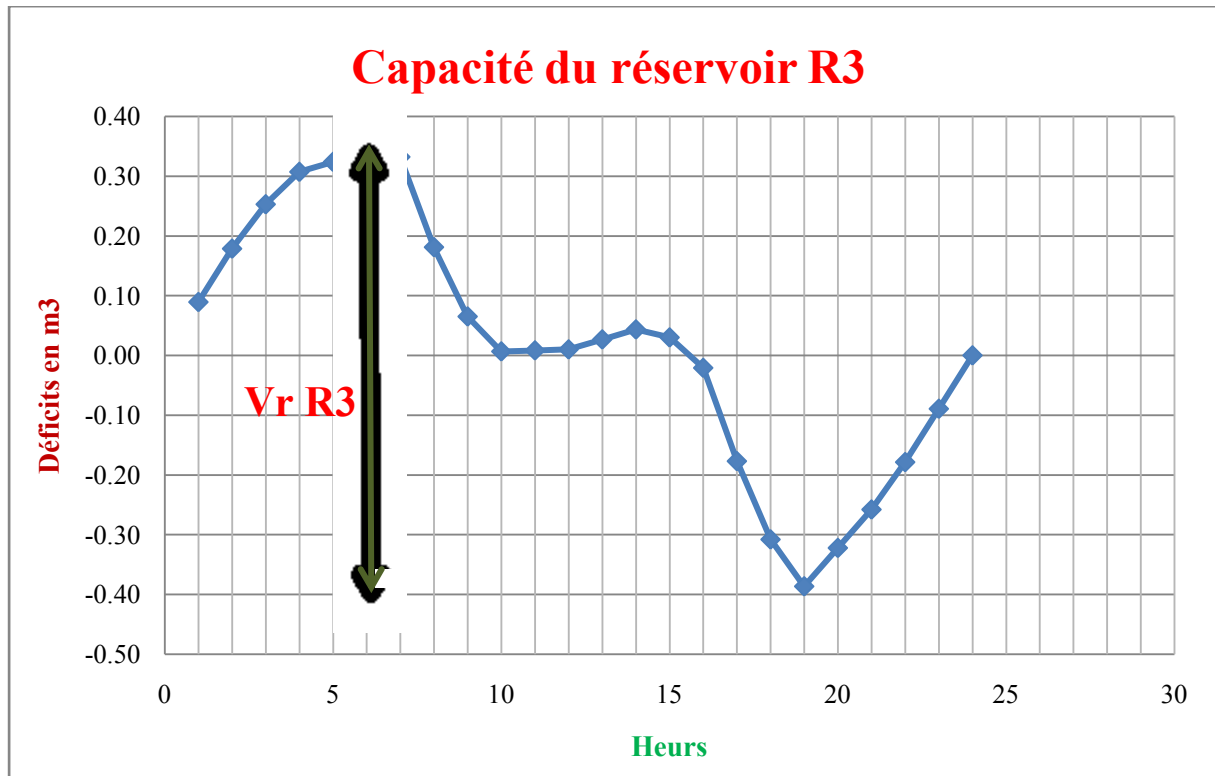


Figure 4.10 : Capacité graphique de réservoir de distributions R3 50 m3 haut existants Tigrine.

Le volume réel de réservoir R_3 est donné :

$$V_r = | 34.08 | + | -38.67 |$$

$$V_r = 72.75 \text{ m}^3$$

Le volume final en tenant compte la réserve d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 72.75 + 120$$

$$V_{rf} = 192.75 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **200 m³**.

4.12.5) Dimensionnement du réservoir de distribution R4 existant à Tigrine base :

Tableau 4.11 : Calcul de la capacité du réservoir de distributions R4 50 m3 bas existants Tigrine.

Heurs	Arrivée	Arrivée en m3	Arrivée cumulée en m3	Sortie 1	Sortie en m3	Sortie cumulée en m3	Déficit m3
00h-01h	a4	10,44	10,44	0,144 a1	1,50	1,50	8,94
01h-02h	a4	10,44	20,88	0,144 a1	1,50	3,01	17,87
02h-03h	a4	10,44	31,32	0,288 a1	3,01	6,01	25,31
03h-04h	a4	10,44	41,76	0,48 a1	5,01	11,02	30,74
04h-05h	a4	10,44	52,2	0,84 a1	8,77	19,79	32,41
05h-06h	a4	10,44	62,64	0,84 a1	8,77	28,56	34,08
06h-07h	a4	10,44	73,08	1,08 a1	11,28	39,84	33,24
07h-08h	a4	10,44	83,52	2,448 a1	25,56	65,40	18,12
08h-9h	a4	10,44	93,96	2,112 a1	22,05	87,45	6,51
09h-10h	a4	10,44	104,4	1,56 a1	16,29	103,73	0,67
10h-11h	a4	10,44	114,84	0,984 a1	10,27	114,00	0,84
11h-12h	a4	10,44	125,28	0,984 a1	10,27	124,28	1,00
12h-13h	a4	10,44	135,72	0,84 a1	8,77	133,05	2,67
13h-14h	a4	10,44	146,16	0,84 a1	8,77	141,82	4,34
14h-15h	a4	10,44	156,6	1,128 a1	11,78	153,59	3,01
15h-16h	a4	10,44	167,04	1,488 a1	15,53	169,13	-2,09
16h-17h	a4	10,44	177,48	2,496 a1	26,06	195,19	-17,71
17h-18h	a4	10,44	187,92	2,256 a1	23,55	218,74	-30,82
18h-19h	a4	10,44	198,36	1,752 a1	18,29	237,03	-38,67
19h-20h	a4	10,44	208,8	0,384 a1	4,01	241,04	-32,24
20h-21h	a4	10,44	219,24	0,384 a1	4,01	245,05	-25,81
21h-22h	a4	10,44	229,68	0,24 a1	2,51	247,55	-17,87
22h-23h	a4	10,44	240,12	0,144 a1	1,50	249,06	-8,94
23h-24h	a4	10,44	250,56	0,144 a1	1,50	250,56	0

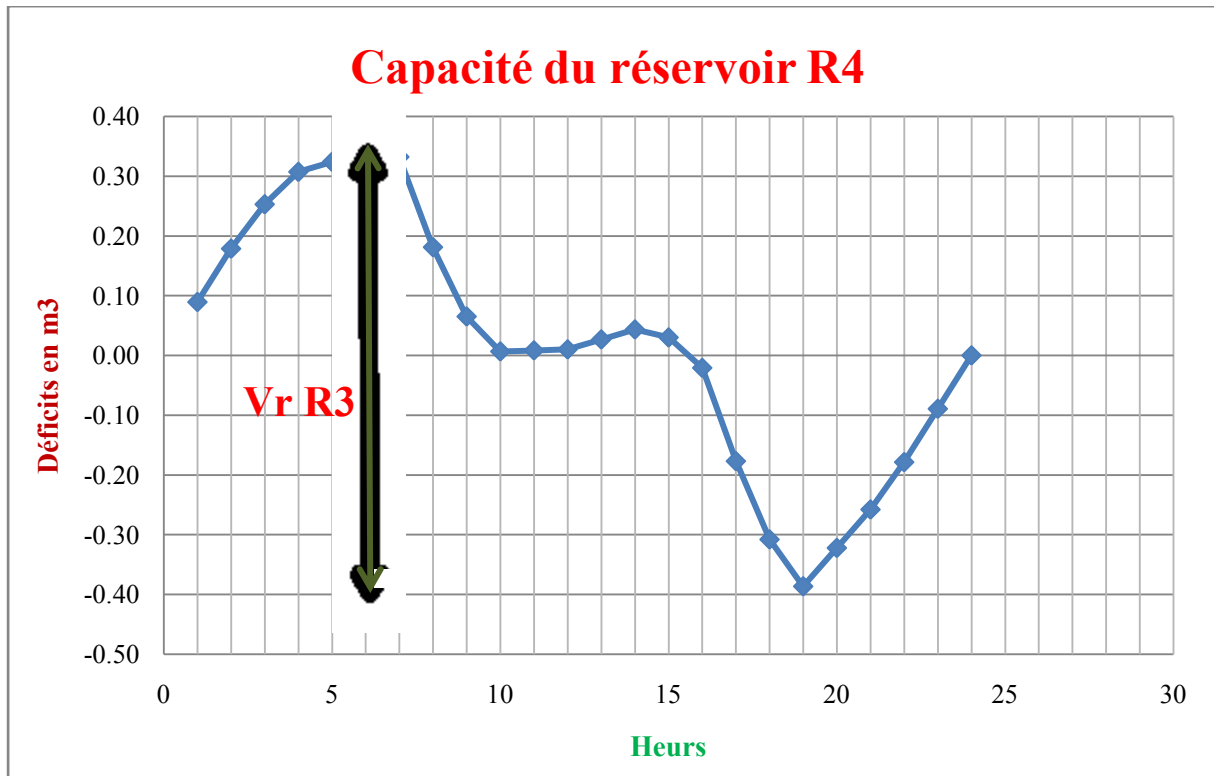


Figure 4.11 : Capacité graphique de réservoir de distributions R4 50 m3 bas existants
Tigrine

Le volume réel de réservoir R_3 est donné :

$$V_r = | 34.08 | + | -38.67 |$$

$$V_r = 72.75 \text{ m}^3$$

Le volume final en tenant compte la réserve d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 72.75 + 120$$

$$V_{rf} = 192.75 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **200 m³**.

Remarque :

Nous adoptons un autre réservoir de transit de capacité **300 m³** et qui sera interconnecté avec les deux réservoirs de **50 m³** existants à Tigrine bas et haut.

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (4.12) suivant :

Tableau 4.12 : Les caractéristiques de réservoir projeté à Tirgine.

Caractéristiques de réservoir	Volume en m³	Hauteur en M	Diamètre th en m	Diamètre en m	Section en m²
	300	4	9.77	10	75

Conclusion

Le dimensionnement du réservoir de transit RT projeté Thaliouine , que nous a projeté à la cote **615m** , a donné une capacité de **329.76 m3**, nous adoptons un réservoir de capacité de **350m³**.

Le dimensionnement du réservoir de distribution R1 compte tenue de la réserve d'incendie à donné une capacité de **242.92 m3** nous adoptons un réservoir de capacité de **250 m3**, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de capacité **150 m3**, nous avons adopté un autre réservoir de capacité **100 m3** qui sera interconnecté à celui existant.

Le dimensionnement du réservoir de distribution R2 existant Taourirt Aden compte tenue de la réserve d'incendie à donne une capacité de **571.53m3**, nous adoptons un réservoir de capacité de **600 m3**, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de **100 m3**, nous avons adopté u autre réservoir de capacité **500 m3** et qui sera interconnecté à celui de **100 m3** existant.

Le dimensionnement de réservoir de distribution R3 haut existant Tigrine compte tenue de la réserve d'incendie à donne une capacité de **192.75 m3** nous adoptons un réservoir de capacité de **200 m3**, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de **50 m3**,

Le dimensionnement de réservoir de distribution R4 bas existant Tigrine compte tenue de la réserve d'incendie à donne une capacité de **192.75 m3** nous adoptons un réservoir de capacité de **200 m3**, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de **50 m3**

Nous adoptons un autre réservoir de transit de capacité **300 m3** et qui sera interconnecté avec les deux réservoirs de **50 m3** existants à Tigrine bas et haut.

Introduction :

L'apparition du phénomène du coup de bélier dans une conduite d'écoulement peut engendrer à des dégâts néfastes pour la canalisation .il est donc de toute première importance d'étudier des moyens pour limiter ses effets, afin d'augmenter la durée de vie de nos installation, et d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières ; cela fera l'objet de ce chapitre.

5.1) Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions Ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994).

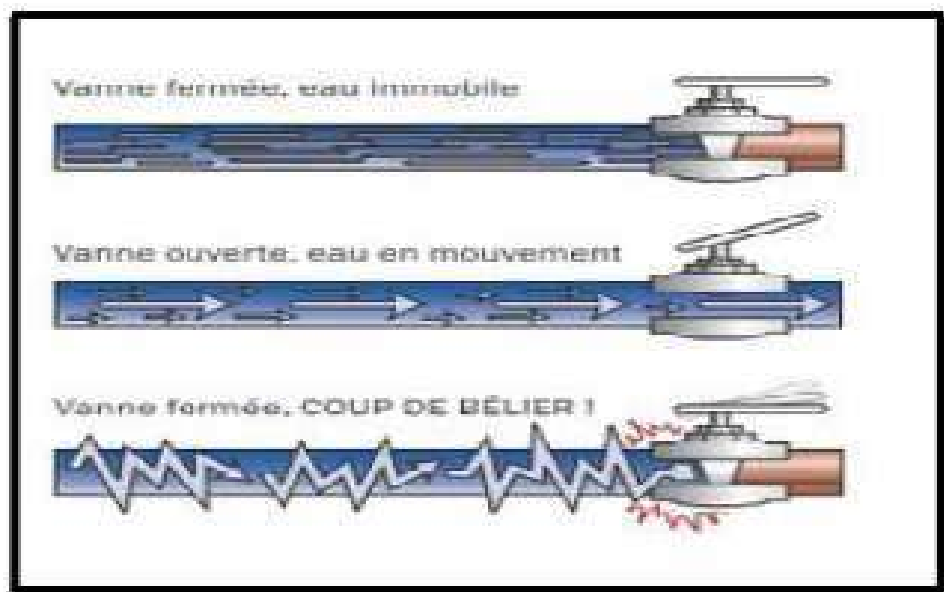


Figure 5.1 : coup de bélier

5.2) Coup de bélier dans les stations de pompage :

Les variations de pression et de débit consécutives aux coups de bélier dans les stations de pompage seront déterminées avec la méthode de Bergeron. Les exemples pris correspondent toujours à la même installation de base qui ne diffrera que par ses moyens de protection anti bélier. L'installation se compose d'une pompe aspirante dans un bassin B pour refouler dans un réservoir R, tous deux à la pression atmosphérique.

Le cas des débits négatifs traversant la pompe ne sera pas traité. Il sera placé un clapet anti retour, juste à son aval, pour éviter un tel fonctionnement. Le principe de calcul des protections anti bélier qui est développé ici n'est pas restrictif à la méthode de Bergeron et reste effectivement valable pour d'autres modélisations.

5.3) Arrêt instantané d'une pompe :

Examinons les conséquences de l'arrêt instantané d'une pompe survenant à la suite de la brusque disjonction de son moteur d'entraînement. Pour qu'une telle éventualité puisse se produire, il faudrait que le moment d'inertie des masses tournantes par rapport à l'axe de rotation soit nul. Cela est évidemment impossible, mais pour la simplicité de l'exposé nous supposons être dans ce cas.

Avant la disjonction, lorsque l'écoulement est permanent, le point de fonctionnement se situe à l'intersection de la courbe de la pompe à vitesse constante avec celle du réseau. Les pertes de charge dans les tuyauteries seront négligées ; le réseau est ainsi uniquement caractérisé par sa hauteur géométrique.

Désignons par $\mu = 0$ l'arrêt instantané de la pompe. Juste à cet instant, la couche de fluide immédiatement au refoulement de la pompe est brusquement immobilisée et se retrouve en dépression. Cette chute de pression donne naissance à une onde qui va se propager vers le réservoir à la célérité c en provoquant une contraction de la tuyauterie.

5.4) Cause et conséquence du coup de bélier

5.4.1) Les cause du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Fermeture et ouverture rapide d'une vanne.
- Fermeture et ouverture rapide d'un robinet.
- démarrage/arrêt d'une pompe.

5.4.2) Les conséquences de ce phénomène

- Déboitement des conduites et ruptures des joints.
- Déboitement des accessoires (vannes, robinets).
- Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression.
- Eclatement de la conduite par surpression.

5.5) Les dangers que posent les coups de bélièr

Lorsque la vapeur est nouvellement fournie aux conduites ou aux installations lors de la mise en route, il arrive qu'un bruit de claquement métallique répétitif ou qu'un bruit d'explosion violent accompagné de vibrations soit entendu. La plupart des travailleurs utilisant la vapeur ont déjà probablement vécu ce scénario au moins une fois.

Le choc créé peut faire violemment trembler les conduites, l'équipement et l'encaissement des machines, ce qui pourrait endommager non seulement les joints d'étanchéité, mais aussi les brides et les vannes elles-mêmes.

Ce genre de dommage pourrait causer un accident grave si une grande quantité de vapeur ou de condensat chaud commence à jaillir hors des conduites, etc. On a même reporté des cas de mort suite à des accidents causés par les coups de bélièr. Malgré cela, très peu de recherches ont été effectuées sur les causes et la prévention de ce problème et souvent les travailleurs utilisant la vapeur se trouvent dépourvus de solutions.



Exemple de conduites endommagées par des coups de bélièr

Figure 5.2 : Exemple de conduites endommagées par des coups de bélièr.

5.6) Moyens de prévention

Les coups de bélièr peuvent être à l'origine d'accidents, mais le plus souvent, cela se limite à une rupture de tuyauteries ou du matériel qui y est raccordé. Les lignes transportant des fluides dangereux bénéficient d'une attention toute particulière lors de la conception, de la construction et de l'exploitation.

Les éléments suivants permettent de diminuer ou supprimer les coups de bélièr:

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression.
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s.
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente.
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation.
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée bouteille anti-pulsative ou anti bélier.
- Mettre en place une chambre d'équilibre.
- Réduire les longueurs de tuyauterie droite par des coudes ou des lyres de dilatation, les coudes réduisant l'influence des ondes de pression.
- Employer des éléments de tuyauterie conçus pour des pressions élevées (solution coûteuse).
- Installer un volant d'inertie sur la pompe.
- Installer un bypass de la pomperie.
- Utiliser une vanne automatique de pompage pour les pompes.

5.7) Types des coups de bélier

5.7.1) Coups de bélier causés par des masses de condensat à grande vitesse

Les pertes de chaleur rayonnante provoquent la formation de condensat dans la conduite de transport de vapeur. La vapeur d'eau qui circule à grande vitesse dans ces conduites entraîne ce condensat et cause la formation de vagues. Cette agitation cause la formation graduelle de masses de condensat qui sont alors entraînées avec la vapeur. Le phénomène est comparable à la formation de grosses vagues sur la mer par de grands vents. Des coups de bélier surviennent lorsque ces masses de condensat heurtent un joint ou une vanne alors qu'elles sont déplacées à grande vitesse à travers la tuyauterie.

5.7.2) Coups de bélier causés par la condensation subite de vapeur

Lorsque la vapeur d'eau perd sa chaleur, elle se transforme en condensat. Son volume spécifique diminue alors d'un facteur de plus de mille. Ainsi, lorsque la vapeur se condense au contact avec du condensat plus froid, son volume est instantanément réduit à presque rien.

La réaction se fait à une telle vitesse qu'un vide est momentanément créé.

L'attraction du condensat vers ce vide cause la seconde sorte de coups de bélier, causés par une condensation subite de vapeur.

En somme, il est dangereux de laisser les conduites contenir un mélange de condensat et de vapeur. C'est toutefois la norme dans les conduites de récupération de condensat ou autres conduites semblables, ce qui peut rendre la résolution du problème encore plus difficile.

Ce dernier genre de coups de bélier n'est pas limité aux conduites de récupération de condensat, il peut aussi de produire dans les circuits de vapeur ou les installations utilisant la vapeur.

Les gros chocs pour lesquels sont souvent reconnus les coups de bélier se produisent dans les deux cas énumérés ci-haut, mais leur fréquence est beaucoup plus grande dans le second.

5.8) INSTALLATION D'UN BELIER

5.8.1) Les composants :

L'installation type :

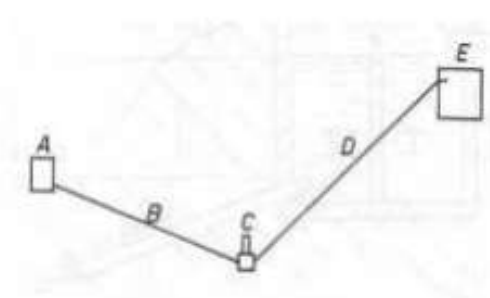


Figure 5.3: L'installation d'un bélier.

L'installation type comprend un collecteur (A) qui recueille l'eau de la source ou du ruisseau la conduite motrice (ou de batterie) (B) amenant l'eau au bélier, le bélier proprement dit (C) la conduite d'alimentation (ou de refoulement) (D) amenant l'eau du bélier au lieu d'utilisation et enfin le réservoir (E) qui recueille l'eau pompée par le bélier sur le lieu d'utilisation.

Lecollecteur :

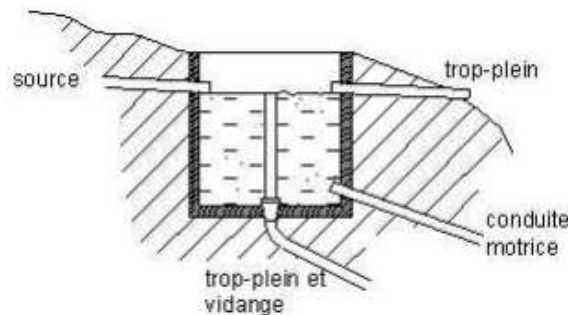
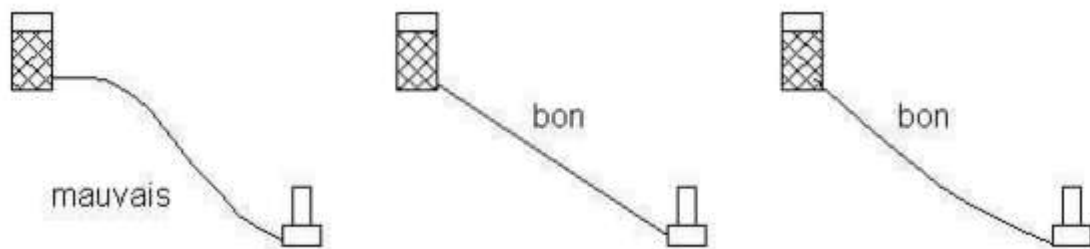


Figure 5.4: Le collecteur.

Le collecteur peut avoir n'importe quelle grandeur, par exemple un tuyau de ciment de diamètre 0.6 à 1 m de diamètre. Toutefois, la conduite motrice doit toujours être suffisamment couverte d'eau, au moins 30 à 40 cm d'eau. La quantité excédentaire d'eau (différence entre le débit de la source et le débit moyen de la conduite motrice) sera évacuée par un dispositif de trop plein.

Idéalement, le collecteur doit être construit de manière à ce que les bulles d'air amenées par l'eau débouchant de la source dans le collecteur n'atteignent jamais la conduite motrice : de l'air dans la conduite motrice perturberait le bon fonctionnement du bélier. Dans ce but, on peut, par exemple, séparer le collecteur en deux chambres par une cloison centrale de hauteur légèrement inférieure à la hauteur du tuyau d'arrivée pour que l'eau ne reflue pas dans ce tuyau, mais pas trop basse pour que le passage de l'eau d'une chambre à l'autre ne provoque pas de nouveaux remous et donc une nouvelle formation de bulles d'air. Le trop plein d'évacuation sera également prévu au même niveau que la cloison de séparation. Pour éviter que des déchets importants ne passent dans la conduite motrice, le départ de celle-ci sera placé quelques centimètres au-dessus du fond du collecteur qui sera régulièrement nettoyé (par exemple en combinant un système de trop plein avec une conduite de vidange).

La conduite motrice :**Figure 5.5: La conduite motrice.**

Conduite qui relie la source au bélier. Son diamètre dépend du type de bélier utilisé; dans le cadre des béliers développés dans le cadre de ce projet, les diamètres des conduites motrices varient de $\frac{3}{4}$ à $1 \frac{1}{2}$ " suivant le modèle du bélier. Ces diamètres peuvent être avantageusement augmentés dans la partie supérieure de la conduite pour être réduits dans leur partie inférieure au diamètre correspondant au modèle de bélier utilisé. La longueur de la conduite motrice est importante pour un bon fonctionnement de l'installation; elle dépend de la hauteur de chute et doit se situer entre 3 et 5 fois cette hauteur. Exemple : si la hauteur de chute est de 10 m, la longueur de conduite motrice doit être comprise entre 30 et 50 m.

La conduite motrice devant résister aux "coups de bélier" il est indispensable qu'elle soit réalisée en matériaux rigides tels que tuyaux d'acier ou de fonte. Les tuyaux en matière plastique sont à proscrire pour cet usage à cause de leur élasticité. De même, la conduite motrice doit être réalisée avec le plus grand soin, elle doit être parfaitement étanche sous peine d'entraîner des dysfonctionnements du bélier. Des manchons union à joints plats ne sont pas adaptés à la réalisation d'une conduite motrice. La conduite motrice doit avoir une pente régulière, éventuellement avoir une pente plus forte dans sa partie supérieure pour arriver au bélier avec une pente plus faible, jamais l'inverse. Il faut éviter pour sa construction des courbes et des coudes. Si une courbe latérale ne peut être évitée, il faut la réaliser avec le plus grand rayon de courbure possible.

La conduite d'alimentation :

La conduite d'alimentation est celle qui relie la sortie du bélier avec le réservoir d'alimentation, à l'utilisation. Le diamètre de cette conduite dépend du modèle de bélier. Dans le cas présent, il peut être d'un diamètre de $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ ou 1". La conduite

d'alimentation doit idéalement ne pas avoir de contre-pente. Dans le cas où cette condition est impossible à respecter, des possibilités d'aération sont à prévoir sur les "points hauts"

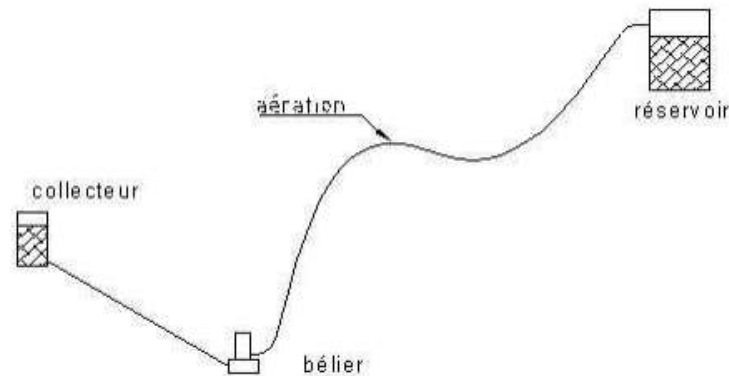


Figure 5.6: La conduite d'alimentation.

La conduite d'alimentation peut être réalisée en tuyaux plastiques; ceux-ci doivent cependant être adaptés à la pression à laquelle ils doivent pouvoir résister et qui dépend de la hauteur de remontée (1 kg/cm² par 10 m de remontée). Le réservoir d'alimentation : Le réservoir d'alimentation sera construit idéalement au-dessus de la zone d'utilisation de manière à permettre un écoulement par gravité vers le lieu d'utilisation sous une certaine pression. Cette disposition permet un écoulement régulier et si nécessaire une réserve peut être ainsi créée pour couvrir les besoins plus importants. L'entrée de la conduite d'alimentation dans le réservoir doit se faire au-dessus du niveau d'eau maximum de manière à toujours permettre un écoulement libre du conduit d'alimentation et de pouvoir ainsi vérifier le débit; un système de trop-plein limitant le niveau d'eau dans le réservoir doit donc être prévu juste en dessous du niveau d'arrivée du conduit d'alimentation. De plus, pour maintenir une bonne circulation et une bonne fraîcheur de l'eau utilisée, la prise d'eau de consommation se fera en face de la sortie de la conduite d'alimentation.

5.9) Analyse physique du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction. On admet une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau. Quatre phases peuvent être

envisagées dans l'analyse du phénomène du coup de bélier

➤ Première phase

Par suite de son inertie, la colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant, il va en résulter une dépression .Chaque tranche d'eau considérée dans la conduite se contacte successivement par diminution élastique du diamètre de la conduite ; une onde de dépression prend naissance $t=L/a$; au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur a.

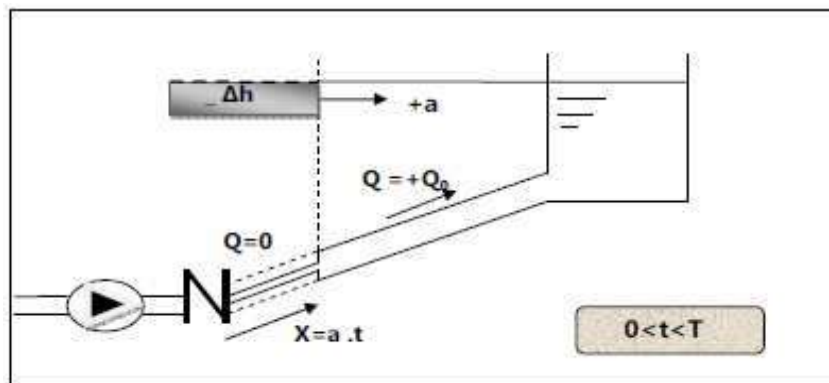


Figure 5.7 : L'tat de la conduite pendant la phase1.

➤ La deuxième phase

En raison de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial tranche par tranche à partir du réservoir, si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout de temps L/a et Depuis l'origine $t= 2L/a$ toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de pompe

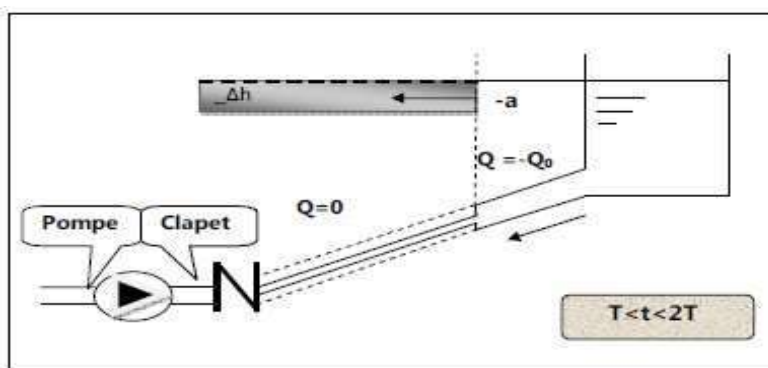


Figure 5.8 : Représentation de la phase 2 du coup de bélier.

➤ La troieieme phase

La première tranche du fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes entraînant une dilatation de la conduite. Une onde de pression gagne toute la canalisation dans le sens pompe –réservoir, au bout

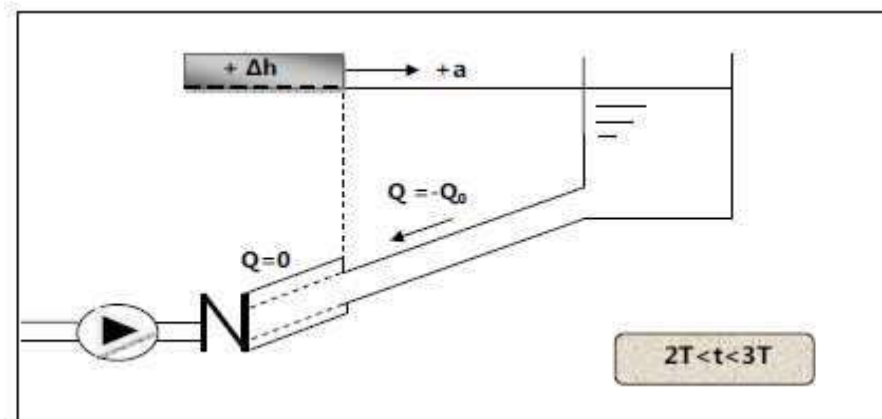


Figure 5.9 : Présentation de la phase 3 du coup de bélier.

➤ La quatrième phase

Grace à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $4L/a$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

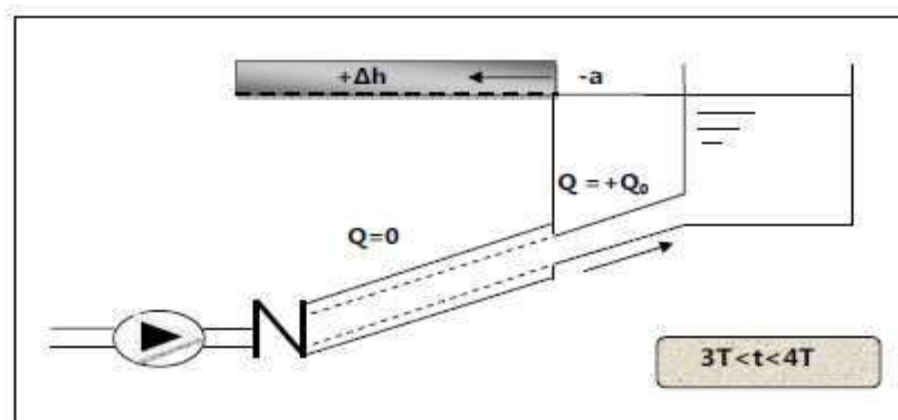


Figure 5.10 : Représentation de la phase quatre.

5.10) Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier. Les plus utilisés sont les suivants : (Dupond ; 1979) ;

- les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions
-

5.10.1) Volants d'inertie

On peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe, en munissant celle-ci d'un volant d'inertie, ce dernier va restituer en fonction de cette inertie, l'énergie qu'il avait accumulée, par conséquent il va allonger le temps d'arrêt. (Il interviendra en dépression), il est utilisé pour des conduites dont la longueur $L < 1000$ m.

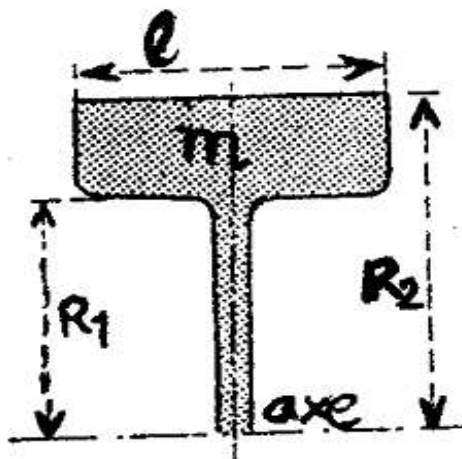


Figure 5.11 : volant d'inertie.

5.10.2) Cheminée d'équilibre

Elle est utilisée pour la protection des canalisations de refoulement, cet ouvrage est surtout utilisé pour les charges faibles et dans la protection des points hauts de canalisation. On peut distinguer les cheminées suivantes :

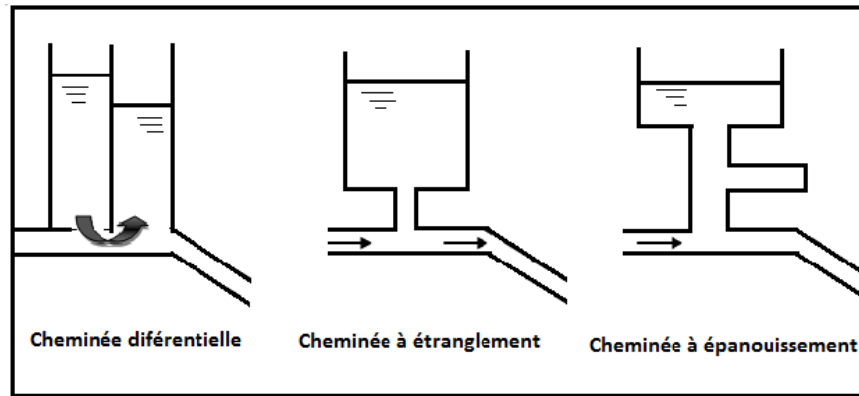


Figure 5.12 : Différents types de cheminées d'équilibre.

5.10.3) Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre, et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

5.11) Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la Dépression maximales. Et dans notre cas on a abouti la méthode de vibert. Cette méthode simplifiée du calcul du réservoir d'air, n'est valable que pour des installations modestes, c'est-à-dire, un débit de 30 l/s au maximum et une longueur de refoulement de $1000 \leq L \leq 1200$ m. Le volume de l'air contenu dans la cloche est calculé par la formule établie par **VIBERT** en introduisant les hypothèses suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligées ;
- L'élasticité de la conduite de refoulement est négligée ;
- La compressibilité de l'eau est négligée ;
- Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

VIBERT arrive à une expression relativement simple qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 . En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 . Z_0 étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau, elle est égale si l'on néglige la hauteur de l'eau

dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus de **10 m**.

- A la fin de dépression (1 ère phase du phénomène), l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; soit **Zmin** cette pression absolue.
- A la fin de la surpression (2me phase), l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera **Zmax**.

Zmin et **Zmax** correspondent également à la pression minimale et maximale dans la conduite de refoulement. Leur valeur tient compte donc du coup de bélier, soit **b** la valeur du coup de bélier

$$Z_{min} = H_g - b \quad (5.1)$$

$$Z_{max} = H_g + b \quad (5.2)$$

Connaissant (**Zmin/Z0**) ou (**Zmax/Z0**) et (**h0/Z0**), la droite liant ces deux ordonnées, correspondant aux deux échelles, coupe les troisièmes échelles en un point dont la lecture nous donne la valeur de (**U0/Ls**) ; ce qui nous donne la valeur de **U0**.

5.11.1) Protection de la conduite reliant la station de pompage projetée SR2 vers le réservoir projeté à Thaliouine :

a) Caractéristique de la conduite :

- Longueur de la conduite : **L = 5206** ;
- Diamètre de la conduite : **Dext = 200mm**
- Epaisseur de la paroi : **e = 22.4mm** ;
- Section de la conduite : **S = ($\pi * D^2$) / 4 = 0,0314 m²** ;
- Vitesse moyenne d'écoulement : **V = 0.73m/s** ;
- Hauteur géométrique : **Hg = 254m**.
- Débit à refouler : **Q = 22.9 l/s**
- Hauteur manométrique **Hmt = 321 m**

b) Valeur de la célérité

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

$$a = 1337,437 \text{ m/s}$$

c) **valeur du coup de bélier (b) :**

$$b = aV/g$$

$$b = \frac{1337.437 \cdot 0.73}{9.81}$$

$$b = 99,373 \text{ m d'eau}$$

d) **La valeur maximale de la pression dans la conduite :**

$$H_{\max} = H_g + b$$

$$\text{➤ } H_{\max} = 254 + 99.38$$

$$H_{\max} = 353.38 \text{ m}$$

e) **La valeur minimale de la pression dans la conduite:**

$$H_{\min} = H_g - b$$

$$\text{➤ } H_{\min} = 254 - 99.38$$

$$H_{\min} = 154.32 \text{ m}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de **35bars** ou **350m d'eau**, le calcul du réservoir d'air s'effectuera comme suit :

$$\text{➤ } Z_0 = H_g + 10$$

$$Z_0 = 264 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 264 + 99.38 \quad ; \quad Z_{\max} = 336.38 \text{ m}$$

Dans notre cas $P_N < H_{\max}$ notre ;la conduite nécessite une protection anti bélier.;c'est qui va nous permet de calculer le volume du réservoir d'air

D'où :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.37$$

Le volume d'air U_0 donné par l'abaque de vibert en joignant les deux valeurs de $Z_{\max}/Z_0$ et H_0/Z_0

Avec :

$$H_0 = \frac{v^2}{2g}$$

$$H_0 = 0.73^2 / 2 * 9.81$$

$$H_0 = 0.027$$

$$\text{➤ } H_0/Z_0 = 0.027/264$$

$$H_0/Z_0 = 1.03 * 10^{-4}$$

Les alignements 1.37 lu sur l'échelle $Z_{\max}/Z_0$ et 0.000103 lu sur H_0/Z_0 donnent
Sur l'abacque de M. vibert :

$$U_0/Ls$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.62$$

Comme :

$$L * s = 5206 * 0.0314$$

$$L * s = 163,5513 \text{ m}^3$$

Volume d'air U_0 :

$$U_0 = 2.4 * 10^{-3} * 163,5513$$

$$U_0 = 0,39352 \text{ m}^3 ; U_0 = 393.52 \text{ litre}$$

On tire

$$U_{\max} = \frac{0.39352}{0.62} = 0,633102 \text{ m}^3 = 633.10 \text{ litre (car } U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\max}) \text{ transformation isotherme}$$

Le plus grand volume d'air est 633.10 litre, Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume
 $U_0 = 759.72 \text{ litre.}$

Les résultats sont donnée dans l'abaque de vibert :

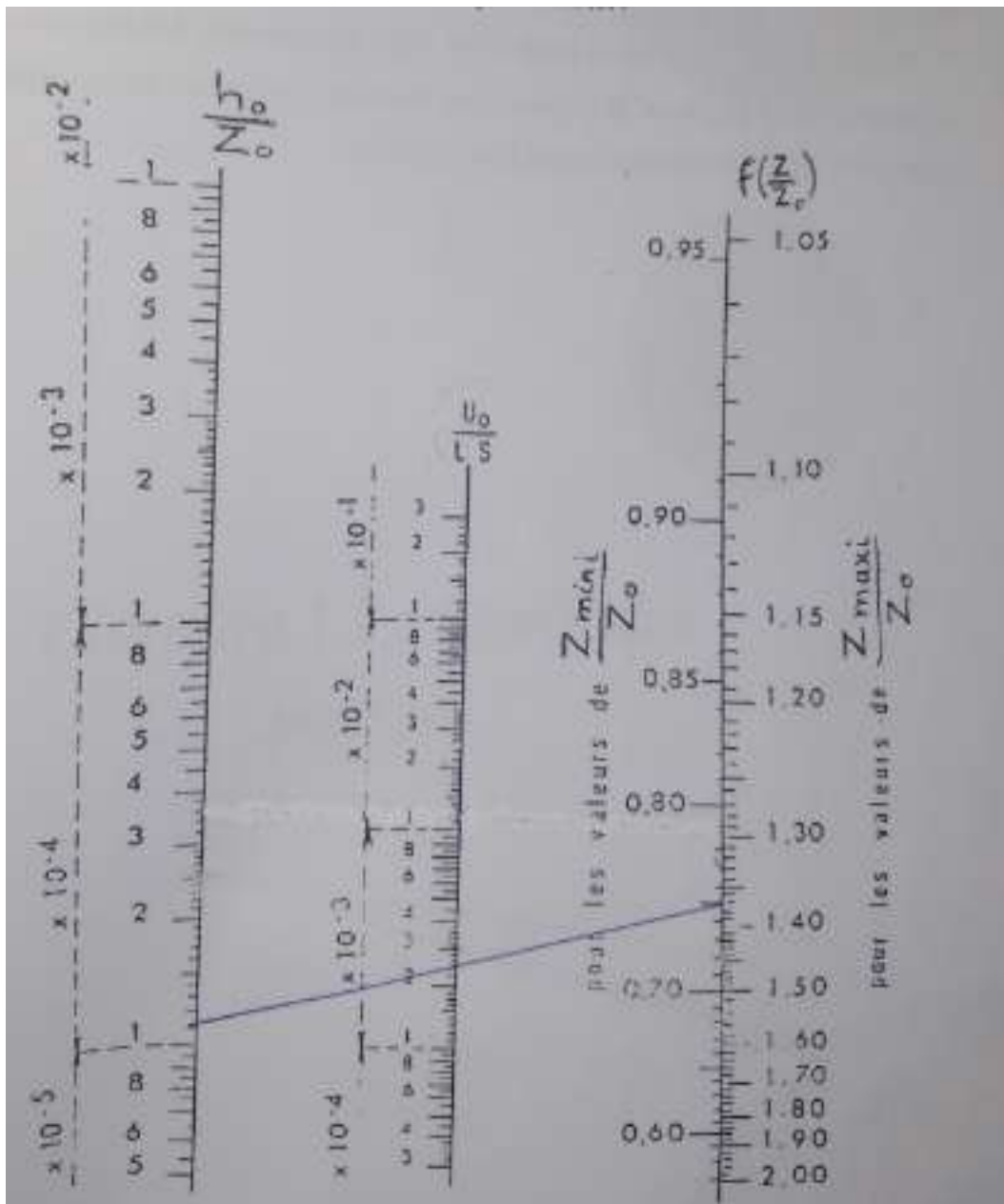


Figure.5.13. Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti-Béliers

Conclusion

Dans ce chapitre on a pris pour calcul la conduites d'adduction par refoulement reliant la SR2 projetée et le RV projeté Thaliouine pour effectuer le calcul du coup de bélier, on a trouver que $H_{max}=353.38$ m d'eau > $PN=350$ m d'eau ; donc elle nécessite une protection. On a $H_{max} > PN$, donc cette dernière soit protéger sur toute sa longueur, donc il faut l'équiper de (l'eau+ air comprimé) avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0=759.72$ litre.

Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui permet d'assurer le débit demandé et la hauteur manométrique totale au niveau des quatre stations de pompage projetées et quatre existantes le long de l'adduction. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

6.1) Définition de la pompe

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique, elle est composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ✓ Horizontal ;
- ✓ Vertical ;
- ✓ Oblique ;

6.2) Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

- **Les pompes volumétriques**

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

- ✓ pompe alternative (à piston).
- ✓ pompe rotative (vis d'Archimède).

- **Les turbopompes**

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor"; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement. Les Turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède). On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

➤ Selon le type de la roue

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélico-centrifuges
- Les pompes hélices (axiales)

➤ Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

➤ Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

➤ Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

➤ Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression.

Dans la présente étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

- ✓ Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- ✓ Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- ✓ Elles constituent des groupes légers et peu encombrants.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

➤ Suivant la forme de la roue :

- Pompe centrifuges radiales ;
- Pompe centrifuges semi-axiales.

➤ Suivant la forme du corps de la pompe :

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

➤ Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaires : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;

- Multicellulaires : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.
- **Suivant la position de son axe :**
- Pompes à axe horizontal ;
- Pompes à axe vertical.

6.3) Caractéristique hydraulique d'une pompe

6.3.1) Vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. Le déplacement angulaire (w) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire

$$W = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (6.1)$$

6.3.2) Débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « Q ». Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du diamètre D de la canalisation

$$Q = V\pi^4/4 \quad (6.2)$$

6.3.3) Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre l'orifice d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Jasp, Jref).

$$Hmt = Hg + J_{asp} + J_{ref} \quad (6.3)$$

6.3.4) Puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée (Pa) de cette pompe en (KW). Cette puissance est exactement la puissance mécanique du moteur d'entraînement de la pompe.

$$Pa = \frac{9.81 * Hmt * Q}{\eta} \quad (6.4)$$

La puissance transmise à l'eau correspond au travail à effectuer pour élever un débit Q (m³/h)

de liquide de masse volumique ρ (kg/m³) à la hauteur H (m) appelée puissance hydraulique utile Pu.

$$Pu = \rho * g * Q * Hmt \quad (6.5)$$

Le rapport de la puissance utile Pu et la puissance absorbée Pa est le rendement de la pompe qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \cdot p \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (6.6)$$

η_p : Le rendement de la pompe.

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

Q : débit a relevé en (m³/s).

H : hauteur d'élévation en (m).

6.4) Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont conditionnés par les paramètres suivants:

- assurer le débit Q et la hauteur H_{mt} ,
- meilleur rendement,
- vérifier la condition de non cavitation,
- vitesse de rotation la plus élevée,
- puissance absorbée minimale,
- Assurer une capacité d'aspiration forte.

6.5) Les Courbes caractéristiques des pompes

6.5.1) Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois.

- **Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$**

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermer (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximale) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente

- **Courbe de rendement : $\eta = f(Q)$**

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever ,cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

- **Courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$**

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas

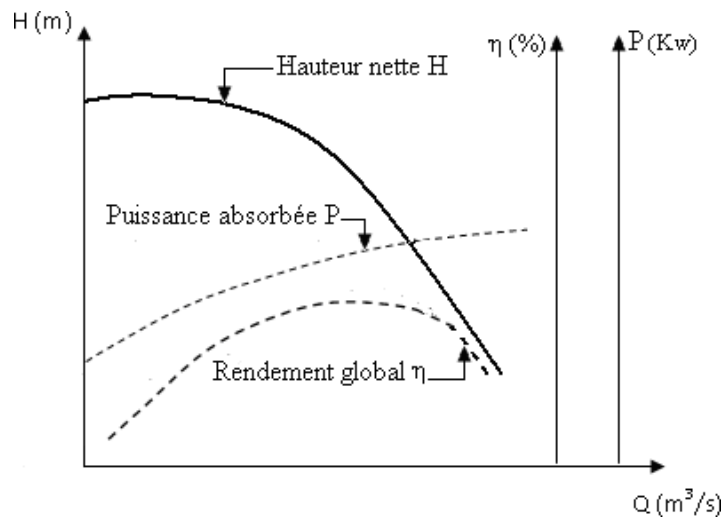


Figure 6.1: Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

6.5.2) Courbes caractéristiques de la conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (H_{mt}) nécessaire à l'installation en fonction du débit (Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- ✓ La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) est indépendante du débit.
- ✓ La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation (6.7).

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (6.7)$$

avec :

$$J_t = 1,15 * L * J_u \quad (6.8)$$

D'où :

$$J_u = \frac{\lambda V^2}{2gD} \quad (6.9)$$

La vitesse (V) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (6.10)$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$J_t = \frac{1,15 * \lambda * L * 8}{g * \pi^2 * D^5} * D^2 = KQ^2 \quad (6.11)$$

Avec :

$$\text{Donc : } K = \frac{1,15 * \lambda * L * 8}{g * \pi^2 * D^2} \quad (6.12)$$

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (6.13)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m).

KQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

Q : Débit (m^3/j).

K : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite en (m) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

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

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

6.6) Couplage d'une pompe

Pour parvenir à obtenir certaines conditions de fonctionnement impossibles à réaliser avec une seule pompe, les utilisateurs associent parfois deux pompes dans des montages en série ou en parallèle. On considère deux pompes P1 et P2 ayant des caractéristiques différentes.

6.6.1) Couplage en parallèle

Le couplage en parallèle permet d'augmenter le débit dans le réseau: il convient bien pour un réseau présentant des pertes de charge assez faibles. Les pompes sont parfois montées en parallèle (by-pass) avec une seule des deux fonctionnant. En cas de panne ou pour une action de maintenance le montage permet alors de continuer à fonctionner en démarrant la deuxième pompe.

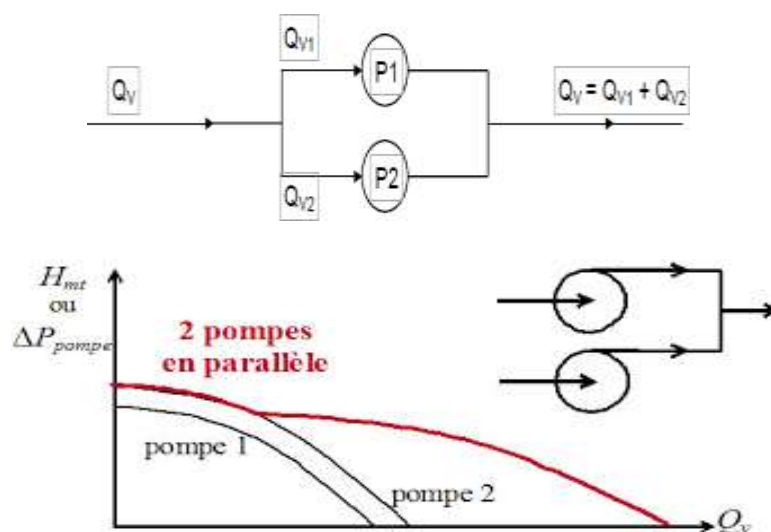


Figure 6.2 : Couplage en parallèle

6.6.2) Couplage en série:

Les pompes P1 et P2 montées en série sont traversées par le même débit de liquide Q_v . à un débit donné, la hauteur manométrique totale de ce couplage H série est la somme des hauteurs manométriques totales H_{mt1} et H_{mt2} des deux pompes fonctionnant séparément à ce même débit.

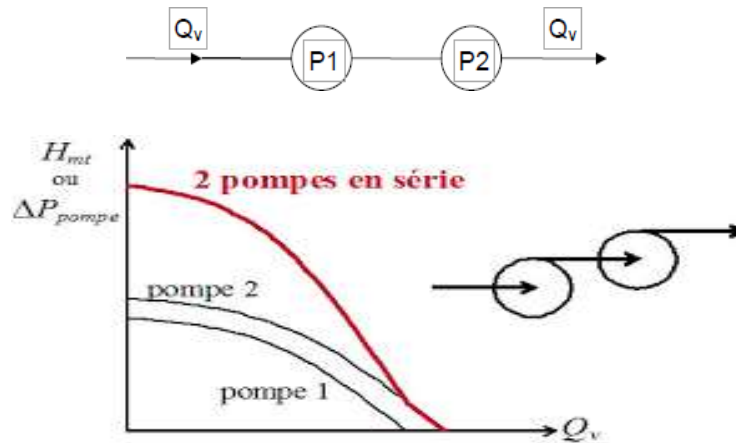


Figure 6.3 : Couplage en série

Le couplage en série permet d'augmenter fortement la hauteur manométrique totale, il convient donc bien pour un réseau présentant des pertes de charge importantes.

6.7) point de fonctionnement

6.7.1) Recherche du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

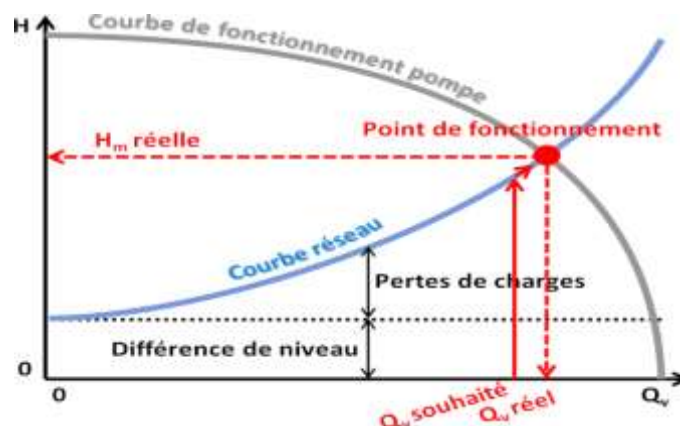


Figure 6.4 : point de fonctionnement d'une pompe

6.7.2) Réalisations du point de fonctionnement désiré

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont :

6.7.2.1) Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

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

$$T \cdot Q = T_1 \cdot Q_1$$

$$D'où : \quad T = 20 \cdot \frac{Q_1}{Q} \quad (6.13)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a' = \frac{\rho \cdot Q_1 \cdot H}{\eta} \quad (6.14)$$

η : Rendement correspondant au point P1 (Q_1, H_1).

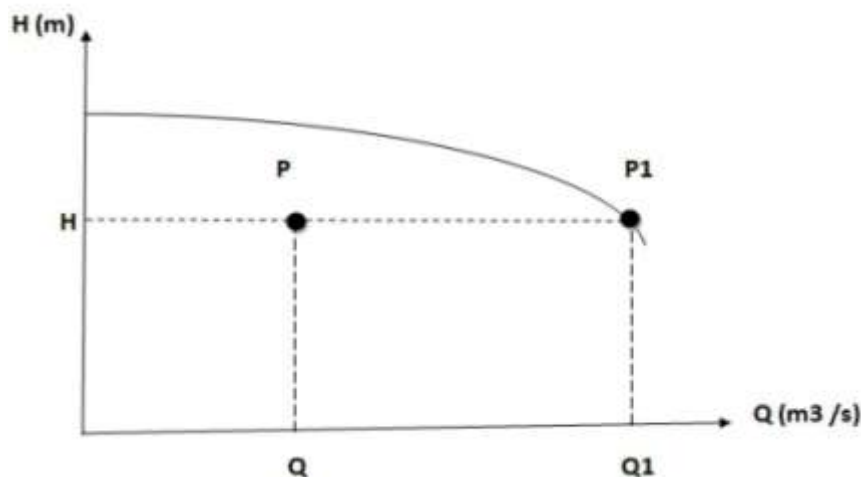


Figure 6.5 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage

6.7.2.2) Variante : « Régulation par étouffement (Vannage) »

Le principe de cette méthode est d'accepter la caractéristique de la pompe et de vanner sur le refoulement (la courbe $H = f(Q)$) pour créer une perte de charge de façon à obtenir le débit

désiré (Q). C'est pour cela d'ailleurs que le vannage est souvent déconseillé (Figure (6.15)).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_1}{\eta} \quad (6.15)$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (6.16)$$

Où :

H' : hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe [m]

H : La hauteur manométrique totale au point désiré (Q, H) ;

h : Perte de charge engendrée par le vannage ;

η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

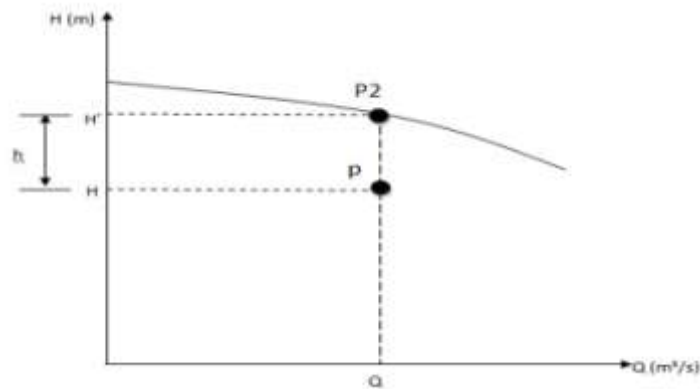


Figure 6.6 : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement

6.7.2.3) Variante : «Rognage de la roue de la pompe»

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point de fonctionnement désiré (P), en gardant la même vitesse de rotation N , la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue (rognage), à cet effet, on trace une droite passant par l'origine et le point P, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3 , H_3) qui est le point homologue de P avant le rognage (Figure (6.17)). On aura donc :

$$m : \text{Coefficient de rognage.} \quad m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_3}} = \sqrt{\frac{H}{H_3}} = \frac{d}{D} \quad (6.17)$$

Avec :

d : Diamètre de la roue après rognage (m) ; D :

Diamètre de la roue avant rognage (m). Le

pourcentage de rognage sera :

$$R = 1 - m (\%) \quad (6.18)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_3 \cdot H_3}{\eta} \quad (6.19)$$

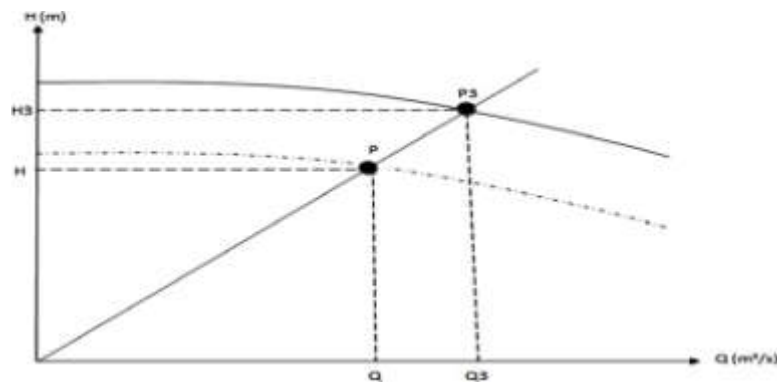


Figure 6.7 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

6.7.2.4 Variante : «Variation de la vitesse de rotation »

Cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation, à cet effet, on cherche une vitesse N' (tr/min), pour cela on trace la parabole $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point $P_4 (Q_4, H_4)$ (Figure (6.8)).

$$N' = \frac{Q}{Q_4} N \quad (6.20)$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

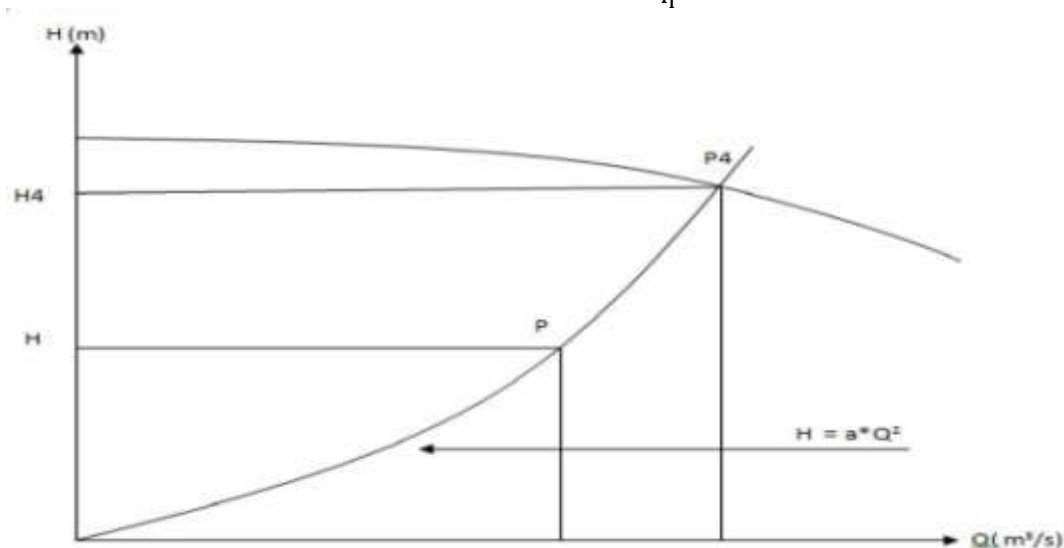


Figure 6.8: Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de

Rotation

6.8) Etude de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

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

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par:

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

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite : **NPSH_d > NPSH_r**. NPSH est l'abréviation de l'expression anglaise «Net-Positive-Suction-Head», encore appelée «hauteur d'aspiration nette positive»

✓ *NPSH disponible :*

Le NPSH disponible est, par définition, la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe, compte tenu des dispositions prises à l'aspiration (diamètre du conduit, présence du clapet de pied, coudes...).

✓ *NPSH requis*

Chaque constructeur possède, pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée. Afin que les conditions d'aspiration définies par l'utilisateur (NPSH disponible) soient toujours satisfaites par la pompe, il faudra que le NPSH disponible soit toujours supérieur au NPSH requis (de quelques décimètres).

Le **NPSH_d** sera donné suite à la relation de **Bernoulli** appliquée entre le plan d'aspiration (**Z₀, P₀**), et l'entrée de la pompe (**Z₁, P₁**) et en considérant **J_a** la perte de charge à l'aspiration

$$Z_0 + \frac{P_0}{\rho} + \frac{v_0^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{v_1^2}{2g} + J_a \quad (6.22)$$

$$\frac{P_1}{\omega} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{P_0}{\omega} - (Z_1 - Z_0) - J_a \quad (6.23)$$

Sachant déjà que $NPSH_d$ est la somme de la pression absolue et de l'énergie cinétique diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau $h_v = \left(\frac{P_v}{\omega}\right)$ donc

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 + Z_1) - J_a \quad (6.24)$$

Le terme (Z_0, Z_1) est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression. Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , (Z_0, Z_1) est négative et l'on a

$$\text{Aspiration en dépression} \quad NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + h_v) \quad (6.25)$$

$$\text{Aspiration en charge} \quad NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} + H_a - (J_a + h_v) \quad (6.26)$$

Avec :

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\omega} - h_v \quad (6.27)$$

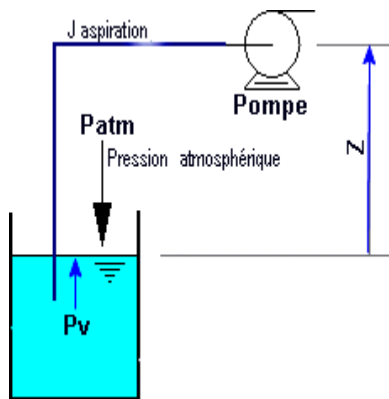


Figure 6.9 : Aspiration en dépression

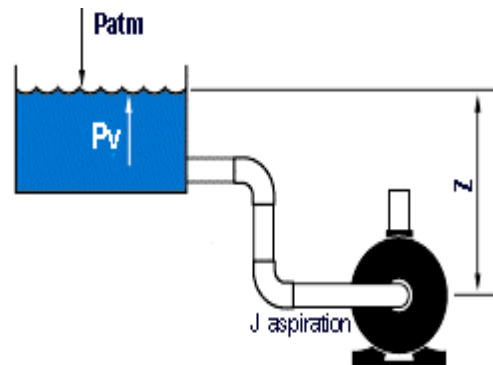


Figure 6.10 : Aspiration en sous pression

La pression de saturation, P_s , d'une eau à 18°C est égale à 0.2m.

Pour des eaux thermales (exemple °= 75°C), $P_s = 4m$. Donc, dans le pompage des eaux potables, P_s peut être négligée. La pression atmosphérique, P_{atm} , est égale à 10.33m de colonne d'eau à l'altitude zéro, mais elle est de $10.33 - 0.0012h$ à l'altitude h .

Pour des altitudes < 100 et une eau froide, on peut poser $(P_{atm}/\omega - P_s/\omega) \approx 10$. [Cours Mr. Khattaoui].

D'où :

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \quad (VI.28)$$

H_a : Hauteur d'aspiration en (m);

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

P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

h_{vp} : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans (Tableau (6.1)).

Tableau (6.1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Hv	0.06	0.083	0.125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

Le point de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point d'intersection, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par point d'intersection, afin d'obtenir $NPSH_d > NPSH_r$ c'est à dire pour éviter la cavitation

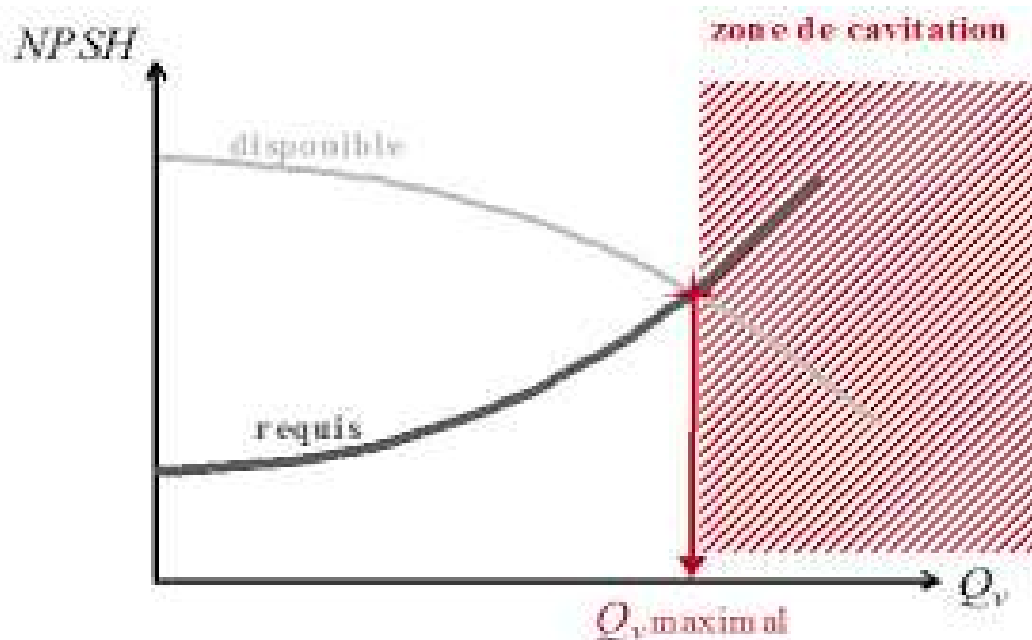


Figure 6.11: Graphe des courbes NPSH

Remarque

Le calcul du $NPSH_d$ est lié à leur placement de la pompe par rapport au réservoir ainsi qu'aux déférent singularités et les caractéristique de la conduite d'aspiration.

6.9) Choix des pompes pour la station de repris

Dans notre cas nous allons calculer et choisir une seule pompe mais en pratique nous allons installer deux pompe identique au niveau de la SR2 projetée ;

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari, après l'ingestion des données suivantes

- Débit à relever: $Q_r = 22.9$ l/s
- La hauteur manométrique totale : 321 m
- La hauteur géométrique : $H_g = 254$ m
- La longueur de la conduite : $L = 5206$ m
- Le diamètre de la conduite : $D_{ext} = 200$ mm ($D_{int} = 155.2$ mm)

Choix de pompe

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique (Hg), le logiciel des pompes CAPRARI, nous propose une pompe centrifuge multicellulaire type **PMS 80/7 A**, installé horizontalement. Les caractéristiques de la pompe sont dans le tableau (6.1):

Tableau 6.1.: Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (l/s)	22.9	24.9
H (m)	321	333
P (Kw)	/	107
η(%)	/	75.6%
Nbr étage	/	7

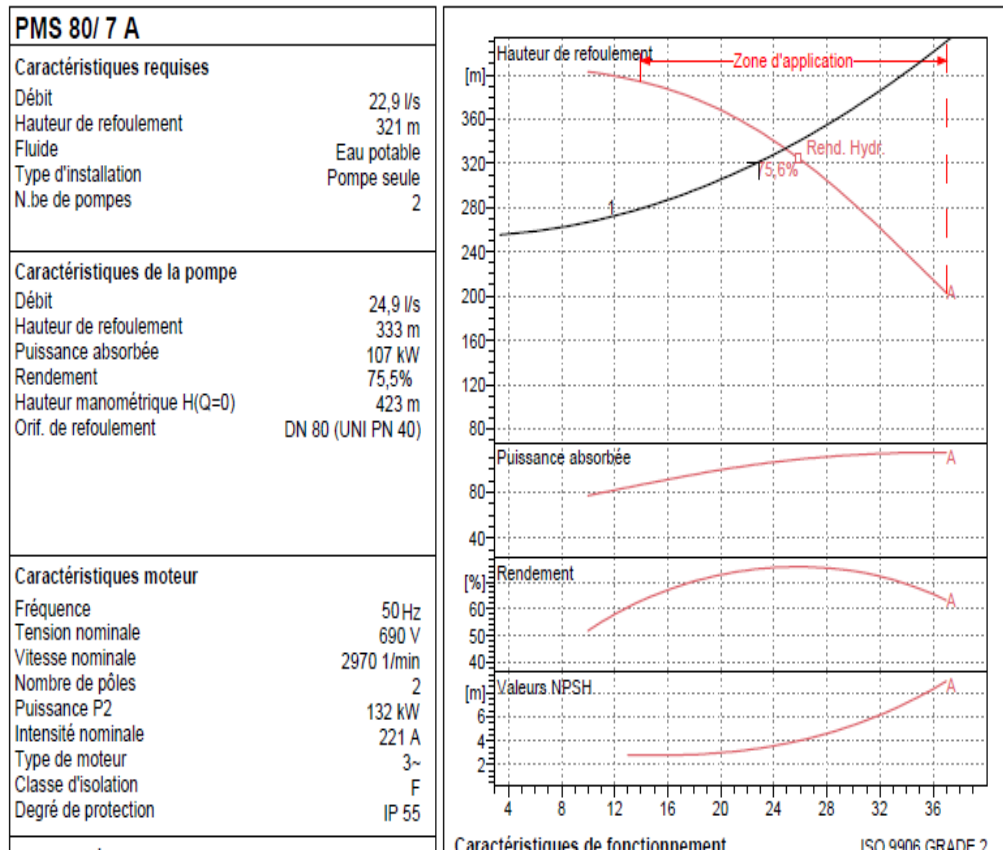


Figure 6.12 : Caractéristiques techniques de la pompe et de la conduite données par CAPRARI

6.10) Réglage du point du fonctionnement

Point de fonctionnement

$$Q_f = 24.9 \text{ l/s}$$

$$H_f = 333 \text{ m}$$

point de fonctionnement désiré

$$Q_d = 22.9 \text{ l/s}$$

$$H_d = 321 \text{ m}$$

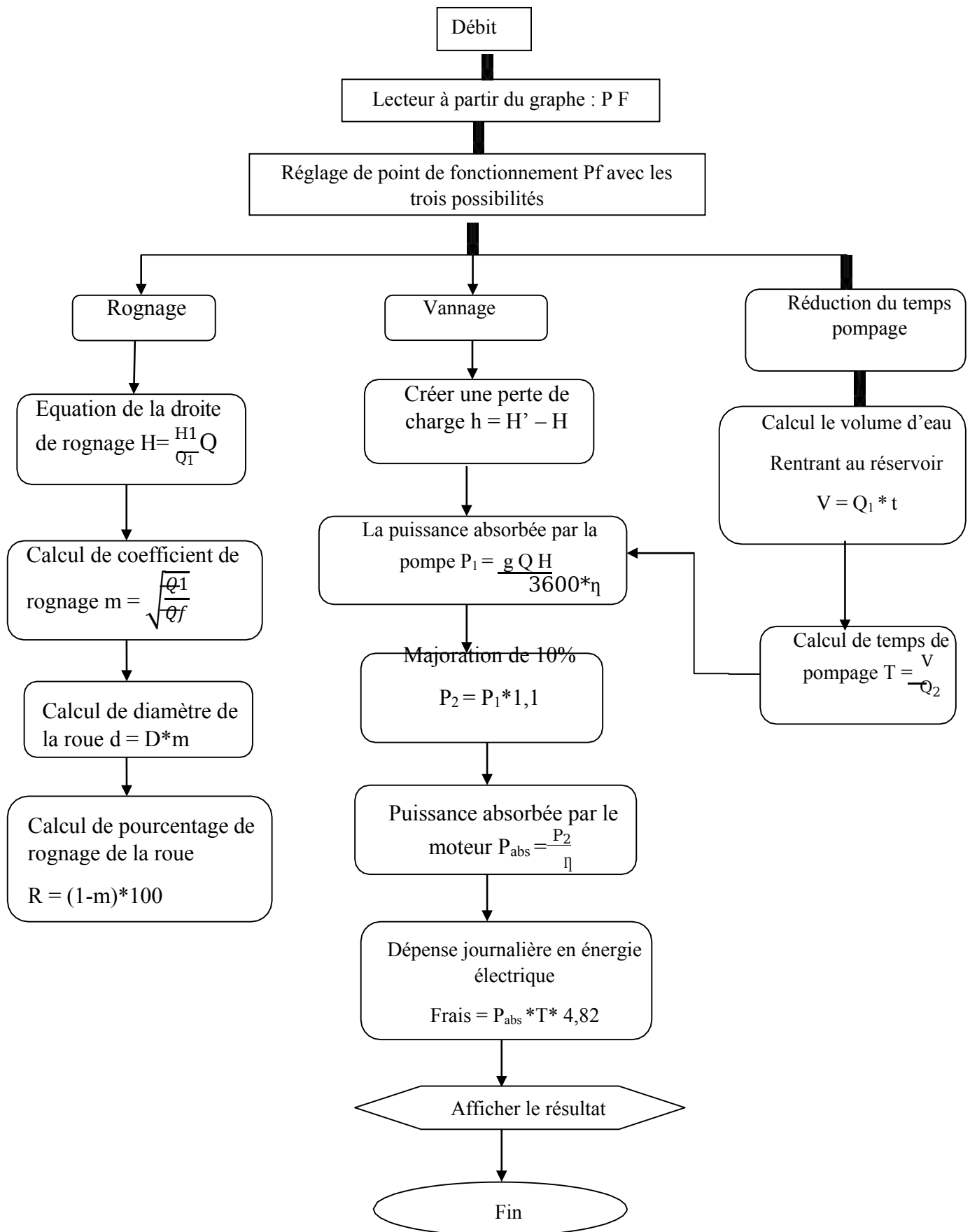
H': hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe [m]

$$H' = 350 \text{ m.}$$

h: Perte de charge engendrée par le vannage

Les étapes de calcul pour les différentes solutions envisageables sont résumées dans l'organigramme suivant :

Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement



❖ **Etude des variantes**

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompages, le vannage et le rognage

✓ **Modification du temps de pompage**

Le temps de pompage se calcul comme suit :

$$T = 20 \cdot \frac{Q}{Q_1} ; T = 20 \cdot \frac{22.9}{24.9} ; T = 18.394 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H}{1000 \cdot \eta_1} ; Pa' = \frac{9.81 \cdot 24.9 \cdot 333}{1000 \cdot 0.755} ; Pa' = 107.74 \text{ Kw}$$

Majoration de 10%

$$P_1 = 107.74 \cdot 1.1$$

$$P_1 = 118.51 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{abs} = \frac{P_1}{\eta_m} ; P_{abs} = \frac{118.52}{0.9} ;$$

$$P_{abs} = 131.68 \text{ Kw}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{abs} \cdot t \cdot P_{ue} = 131.68 \cdot 18.394 \cdot 4.82$$

$$\text{Frais} = 11674.52 \text{ DA}$$

Avec : $P_{ue} = 4.82 \text{ DA/h}$

✓ **Le vannage**

Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$h = H' - H = 342 - 321$$

$$h = 21 \text{ m}$$

h : Perte de charge engendrée par le vannage

Calcul de la puissance absorbée:

$$Pa = \frac{g \cdot Q \cdot H'}{\eta} ; Pa = \frac{9.81 \cdot 345 \cdot 22.9}{0.755 \cdot 1000} ; Pa' = 102.65 \text{ Kw}$$

Majoration de 10%

$$P_2 = 102.65 \cdot 1.1$$

$$P_2 = 112.92 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$\frac{112.92}{0.9} 125.47 \text{ Kw}$$

$$P_{abs} = \frac{P_2}{\eta_m} ; P_{abs} = \frac{125.47}{0.9}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * t * P_{\text{ue}} = 125.47 * 20 * 4,82$$

$$\text{Frais} = 11123.72 \text{ DA}$$

✓ **Rognage**

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

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q ; H = \frac{321}{22.9} Q$$

$$H = 14.017 * Q$$

Q_d : débit demandé ;

H_d : hauteur manométrique totale demandé (m).

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

$$d = D \sqrt{\frac{Q_d}{Q_m}} ; d = 100 \sqrt{\frac{22.9}{24}} ; \quad \mathbf{d = 97.7 \text{ mm}}$$

Q_m : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ($Q_m = 24 \text{ l/s} = 86.4 \text{ m}^3/\text{h}$)

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage = 100 mm;

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

$$\text{Le coefficient de rognage est} : m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_m}} = \sqrt{\frac{22.9}{24}} = 0.98$$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0.98) * 100 = 2\%$

$R\% = 2\% < 15\%$ Le taux de rognage est tolérable

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g * Q_f * H_f}{1000 * \eta} ; P_a = \frac{9.81 * 342 * 24}{1000 * 0.755} ; P_a = 106.65 \text{ Kw}$$

Majoration de 10%

$$P_3 = 106.65 * 1,1$$

$$P_2 = 117.31 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_3}{\eta_m} ; P_{\text{abs}} = \frac{117.31}{0.9} ; P_{\text{abs}} = 130.35 \text{ Kw}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * t * P_{\text{ue}} = 130.35 * 20 * 4,82$$

$$\text{Frais} = 11556.67 \text{ DA}$$

Tableau 6.2 : Récapitulation des études de variantes.

Solution	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	11674.52
Vannage	11123.72
Rognage	11556.67

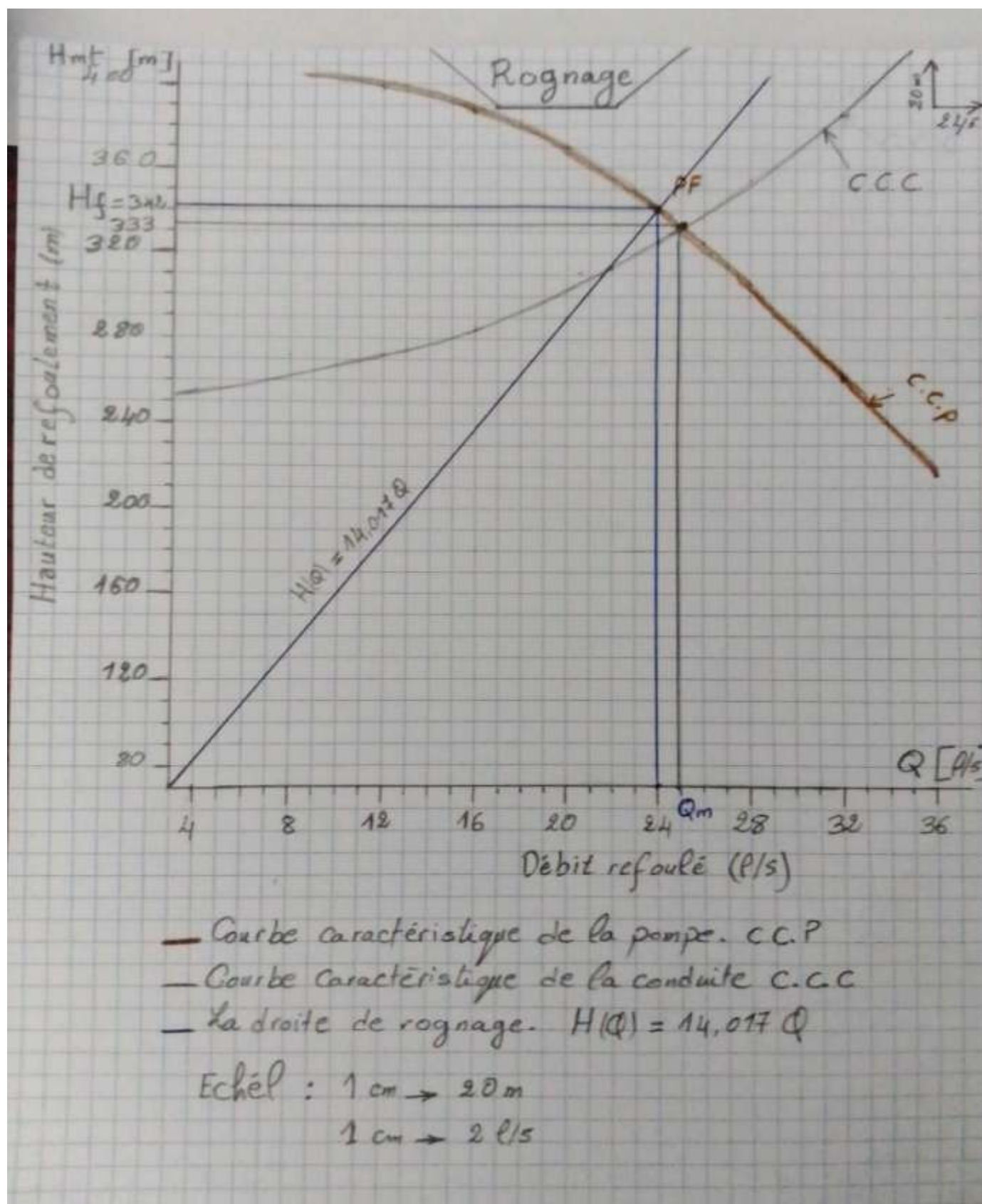


Figure 6.13: Mode de réglage par rognage de SR2

On opte pour le réglage par vannage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

Conclusion

Pour le choix du type de pompe adéquat, nous avons dans ce cas utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour la station de pompage nous avons opté pour la pompe multicellulaire à axe horizontal, de type **PMS 80/7A**.

Pour la variante de Modification nous avons choisi le vannage qui a donné une puissance très faible.

Introduction

La durée d'un réseau est son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retours ...etc. ; ainsi qu'une meilleure protection contre éventuelles causes de distribution.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance de réseau et de la nature du Sol.

7.1) Différents types de pose des conduites

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

7.1.1) Pose en terre

Les conduites seront posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable et remblayée et seront signalés par des grillages avertisseurs. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- 2% pour les tronçons ascendants ;
- 4% pour les tronçons descendant.

La conduite sera enterrée sur la totalité des tracés, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courtes distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure.

Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, appelée remblai de calage. Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments durs de diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage, ni damage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concassé 0/20, bien compactée par couche de 20 cm avec une dame sauteuse, puis un revêtement en bicouche



Figure 7.1 : pose des conduites en terre

7.1.2) Pose en mauvais terrains (cas spécial)

Si on pose la conduite sur un mauvais terrain (terrains marécageux), il sera nécessaire d'éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite ou démontreraient les joints de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

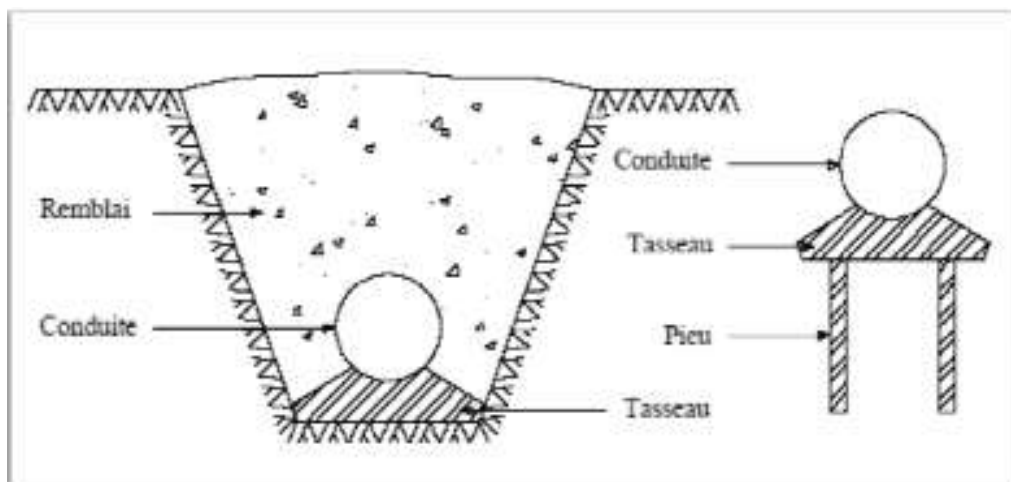


Figure 7.2 : pose en mauvais terrains.

7.1.3) Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit des solutions suivantes :

- **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites (figure 6.3)

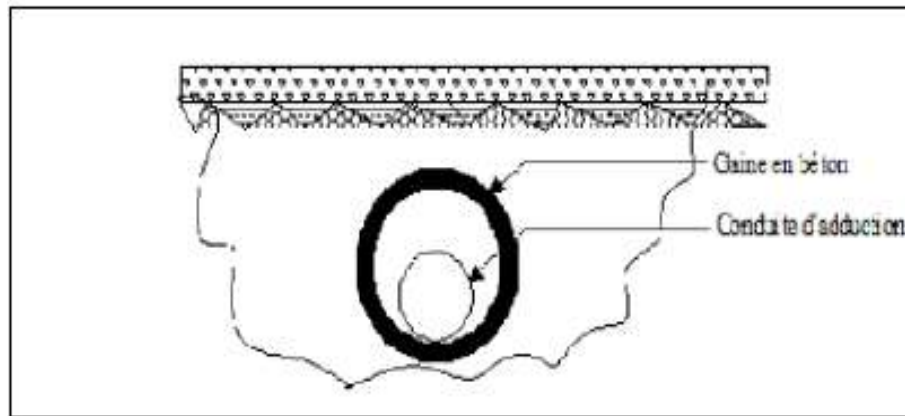


Figure 7.3 : traversée d'une route au moyen d'une gaine.

- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton. Noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton.

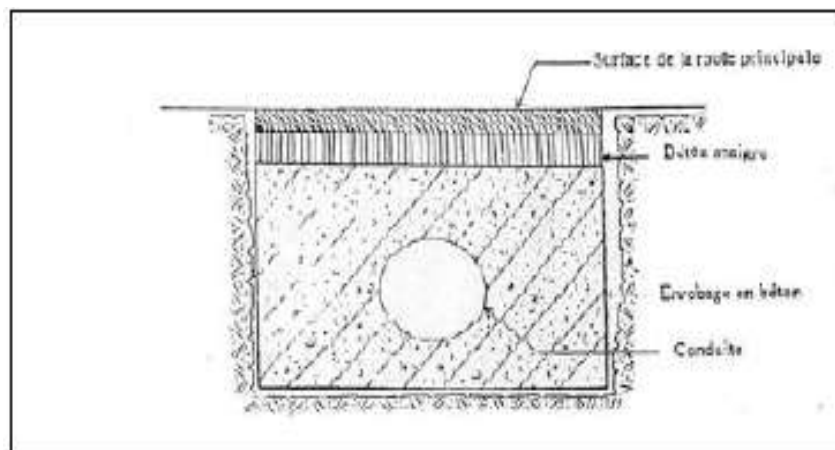


Figure 7.4 : traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

7.1.4) Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visible Etc.). Elle est surtout répondue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

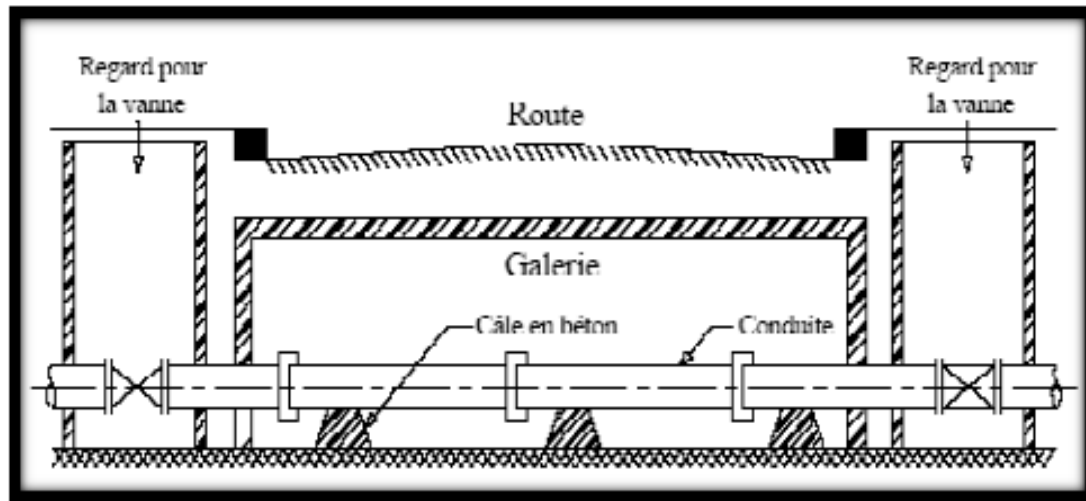


Figure 7.5 : pose des conduites en galeries.

7.1.5) Traversées des cours d'eau

Lors de la pose des conduites sous l'eau, la question délicate est celle des joints avec des petits diamètres. La solution adaptée est l'utilisation des joints souples, ceux confectionnés à bord d'un bateau et la conduite immergée au fur et à mesure.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranche le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton.

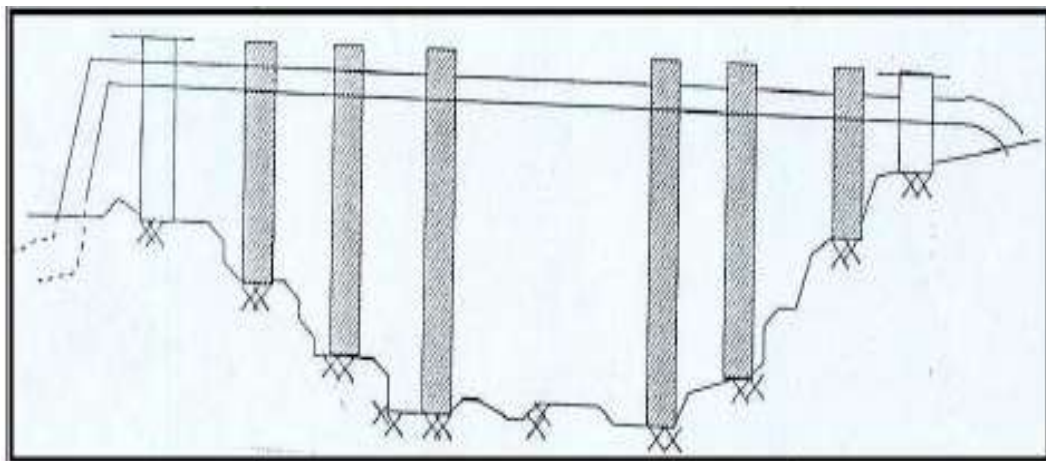


Figure 7.6 : traversée d'un cours d'eau

7.1.6) Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usés.

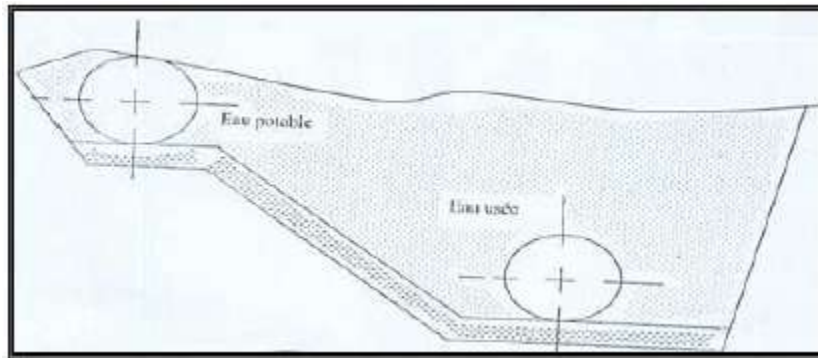


Figure 7.7 : pose à proximité des eaux usées

7.1.7) Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.[06]

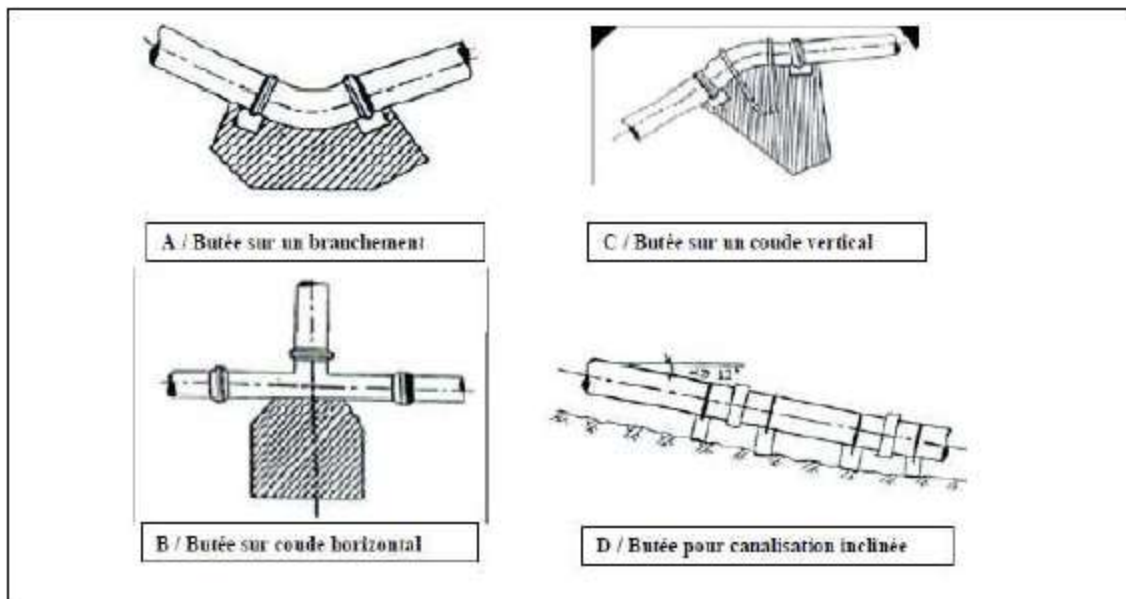


Figure 7.8 : butée et amarrage

Le volume de la butée est calculé selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \quad (6.1)$$

avec :

F : la poussée exprimée en daN ;

P : la pression hydraulique d'essai en bar ;

S : la surface externe du tuyau en cm² ;

K : coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle α entre les deux conduites.

7.2) Différentes étapes de mise en place des canalisations

7.2.1) Réalisation des fouilles

a. Largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante au minimum 0,60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (6.2)$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

0,3 : Espace laissé de chaque côté (m).

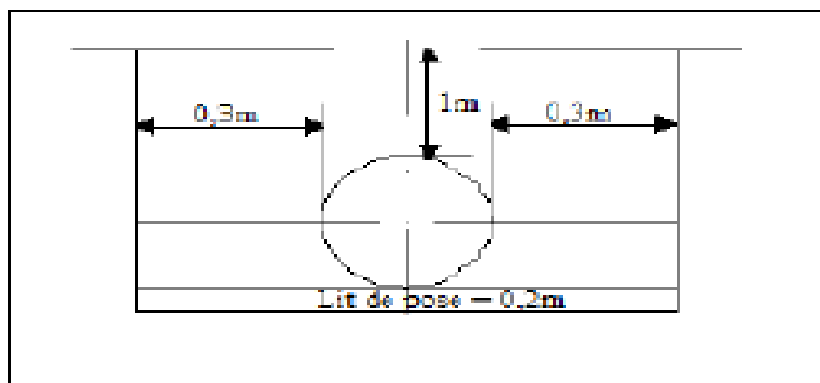


Figure 7.9 : pose en tranchée

b. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et desurcharge. Cette distance varie de 0.6 m à 1.20 m selon que les régions ne sont exposées à des gels importants.

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D \quad (6.3)$$

avec:

H : Profondeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

H₁: Profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m ;

H₂ : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol.

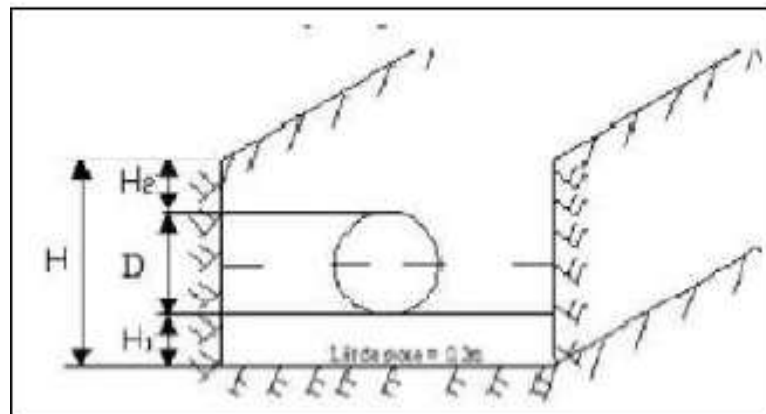


Figure 7.10 : réalisation des fouilles

c. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par:

- ✓ Du gravier, dans un terrain ordinaire ;
- ✓ Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- ✓ Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

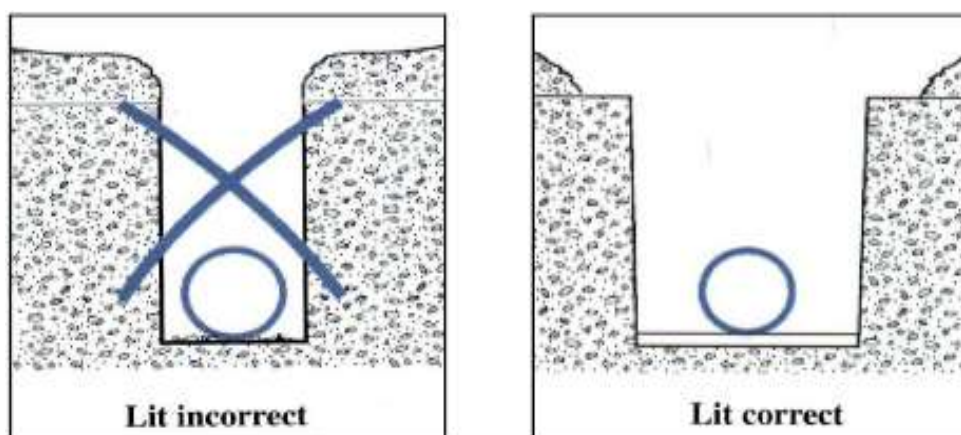


Figure 7.11 : lit de pose de la conduite

7.2.2) Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étranger. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée.

7.2.3) Epreuve des joints et des canalisations principales

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 % , cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn . La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

7.2.4) Essai général du réseau

L'essai général du réseau est une étape très importante pour d'adduction dans le but de connaître leur degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées. Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau sont constatées, elle ne doit pas dépasser 2%.

7.2.5) Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

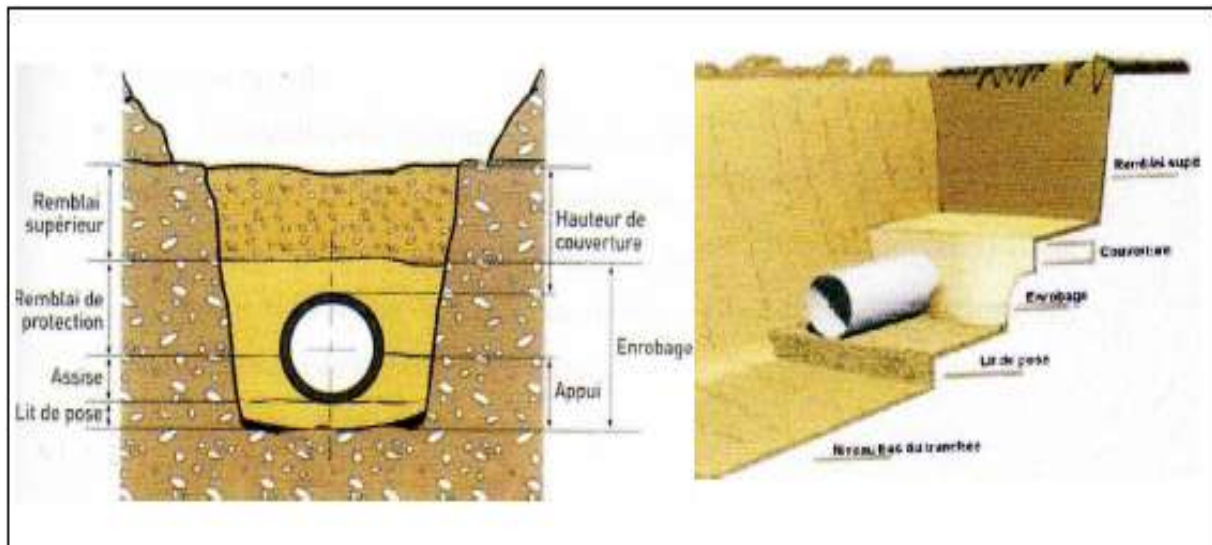


Figure 7.12 : remblayage de la fouille

7.2.6) Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

7.3) Action de l'eau sur les matériaux

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

7.3.1) L'entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouve dans les canalisation.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure 7.13 : l'entartrage

7.3.2) La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure 7.14 : la corrosion dans les conduites

7.4) Moyens de lutte contre la corrosion

7.4.1) Protection externe

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- Traitement du milieu ;
- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

a. Traitement du milieu

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

b. Revêtement

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

c. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques, les jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé

7.4.2) Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé spécial;
- Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

Conclusion

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier, soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

Conclusion générale

Au terme de cette étude qui nous a été proposé par la direction hydraulique de la wilaya de Tizi Ouou , nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable du village Tigrine et environs à partir de la chaine de Mekla .

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2050, dont la population de la région d'étude atteindra **7893 habitants** (pour les trois villages).

Les besoins en eau du village Tigrine et environs, sont estimés à **22.9 l/s**.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement Gravitaire et par refoulement, nous avons projeté en plus des stations existantes, d'autre stations de reprise. Le choix des matériaux des conduites s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles disponible sur le marché ...).

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter **quatre (4) nouveaux** réservoirs. Pour le choix des pompes de la station de reprise projetée SR2-bis, nous avons opté pour la pompe multicellulaire à axe horizontal, de type **PMS 80 / 7A**.

La protection de la conduite reliant la station de reprise et le reservoir de transit projeté à Thaliouine contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **759.72** litre. Ce projet nous a permis de rencontrer plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver leurs solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cycle de formation.

.Il y a lieu d'indiquer que les vitesses faibles favorisent des dépôts dans les conduites de distribution, et les fortes pressions nous donnent des pertes de charge considérables et fatiguent les joints ce qui diminuent la durée de vie des canalisations.

Nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

Bibliographie

AYADI S ; BENHADDAD M : Dimensionnement des réseaux d'aep de la commune de Tibane, daïra de chemini Wilaya de Béjaïa, projet de fin d'étude, 2018.

BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.

Bouahmed, I. et Boughrara, A : « Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Baghlia (Wilaya.Boumerdes). Projet de fin d'étude, Université de Bejaia, 2017.

Données de région d'étude (situation géographique, relief et topographie, pluviométrie,...etc.) recueillies auprès du service du AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY

FOUGHALIA I; KAHLA M : Etude du réseau d'aep des villages Ain Beida Heriche, Sedari et Sebikhia, wilaya de Mila ; projet de fin d'étude, 2015.

MAKOUDI N ; LAMINE H : Contribution au renforcement d'un réseau d'alimentation en eau potable des villages de la commune de Feraoun Wilaya de Bejaia à partir du barrage Téchi-Haf, projet de fin d'étude ; 2017.

MEDJBER F ; ACHOUR S : Analyse mécano-fiabiliste D'un réseau d'alimentation En eau potable de la ville D'el meneaa, projet de fin d'étude ; 2016.

MOUSSA M. : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, **2002**.

Bibliographie

BONIN J. Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance,

Edition Eyrolles, Paris, **1986.**

BONVIN J. Hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur ducanton de Vaud. **2005.**

DUPONT A. Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, **1979.**

IKOUR KACI et ADJAZ DJEDJIGA 2013/2014 : raccordement en eau potable de la commune de TIZI N'TLETA à partir du barrage KOUDIAT ASSARDOUNE département génie civil U.M.M.T.O.

PDAU et pose de la commune de Mekla.

Subdivision hydraulique de Mekla.

.Recherche sur le web

- Normes et qualités **OMS** de l'eau potable.
- www.caprari.com : logiciel de choix de pompe (CAPRARI PUMP TUTOR).

Annexe 3



SARL PLASTUB

FABRICATION DE TUBES EN PVC RIGIDE ET PEHD

BP 60, ZONE INDUSTRIELLE BOUHOURA GHARDAIA

Tel. 029 25 48 09/10 Fax 029 25 48 12 Email: plastubcommercial@gmail.com

TARIFS DES TUBES EN PEHD

TARIFS APPLICABLES À PARTIR DU 16 DECEMBRE 2017

PE100 SUIVANT LA NORME NA7700

Disponibles en rouleaux :

63 / 75 / 90 / 110

Disponibles en barres de 12m :

110 / 125 / 160 / 200 / 250 / 315

PN06 disponibles uniquement en barres de 12m

PN06/SDR 26				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
32	-	-	-	-
40	-	-	-	-
50	-	-	-	-
63	2,5	0,490	121,85	145
75	2,9	0,675	168,07	200
90	3,3	0,925	231,09	275
110	4,0	1,585	403,36	480
125	4,6	1,770	445,38	530
160	5,8	2,851	714,29	850
200	7,3	4,489	1 126,05	1 340
250	9,1	6,988	1 747,90	2 080
315	11,4	10,998	2 756,30	3 280

PN10/SDR 17				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
32	2,0	0,200	50,42	60
40	2,4	0,290	73,11	87
50	3,0	0,460	115,13	137
63	3,8	0,720	180,67	215
75	4,5	1,020	255,46	304
90	5,4	1,460	365,55	435
110	6,6	2,172	542,02	645
125	7,4	2,771	693,28	825
160	9,5	4,540	1 134,45	1 350
200	11,9	7,088	1 773,11	2 110
250	14,8	11,200	2 802,52	3 335
315	18,7	17,527	4 382,35	5 215

PN16/SDR 11				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2,0	0,120	29,41	35
25	2,3	0,170	42,02	50
32	3,0	0,280	69,75	83
40	3,7	0,430	106,72	127
50	4,6	0,670	168,07	200
63	5,8	1,050	264,71	315
75	6,8	1,470	369,75	440
90	8,2	2,131	533,61	635
110	10,0	3,161	789,92	940
125	11,4	4,101	1 025,21	1 220
160	14,6	6,709	1 676,47	1 995
200	18,2	10,458	2 613,45	3 110
250	22,7	16,280	4 067,23	4 840
315	28,6	25,836	6 457,98	7 685

PN20/SDR 9				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2,3	0,130	31,93	38
25	3,0	0,210	52,10	62
32	3,6	0,330	82,35	98
40	4,5	0,500	124,37	148
50	5,6	0,790	197,48	235
63	7,1	1,250	311,76	371
75	8,4	1,760	439,50	523
90	10,1	2,550	636,97	758
110	12,3	3,780	941,18	1 120
125	14,0	4,890	1 218,49	1 450
160	17,9	7,980	1 991,60	2 370
200	22,4	12,500	3 117,65	3 710
250	27,9	19,511	4 873,95	5 800
315	35,2	31,026	7 756,30	9 230

Annexe 4



SOCIÉTÉ DE TRANSFORMATION PLASTIQUE

Mobile : (+213) 550 449 520
Téléphone : (+213) 36 54 10 37
T é l é f a x : (+213) 36 54 10 34
E-mail : admin@setif-pipe.dz
Site web : www.setif-pipe.dz

Adresse : Zone d'activités Ain Arnat, SETIF

Diamètre	Epaisseur [mm]			
	PN 06	PN 16	PN 20	PN 25
20	**	2	2.3	3
25	**	2.3	3	3.5
32	**	3	3.6	4.4
40	**	3.7	4.5	5.5
50	2	4.6	5.6	6.9
63	2.5	5.8	7.1	8.6
75	2.9	6.8	8.4	10.3
90	3.5	8.2	10.1	12.3
110	4.2	10	12.3	15.1
125	4.8	11.4	14	17.1
160	6.2	14.6	17.9	21.9
200	7.7	18.2	22.4	27.4
250	9.6	22.7	27.9	34.2
315	12.1	28.6	35.2	43.1
400	15.3	36.3	44.7	54.7
500	19.1	45.4	55.8	**
630	24.1	57.2	**	**

PMS 80/ 7 A

Caractéristiques requises

Débit	22,9 l/s
Hauteur de refoulement	321 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	24,9 l/s
Hauteur de refoulement	333 m
Puissance absorbée	107 kW
Rendement	75,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	423 m
Orif. de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	690 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	132 kW
Intensité nominale	221 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

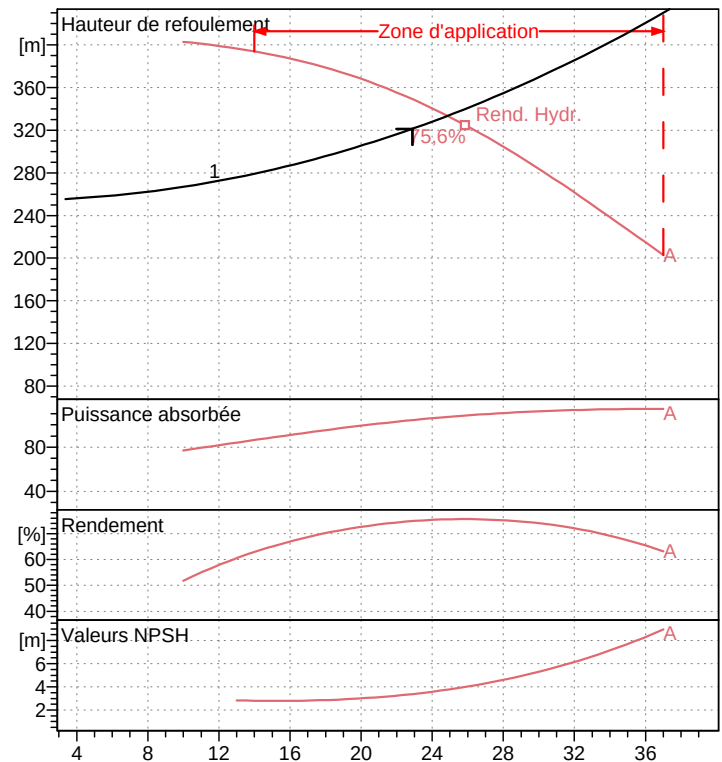
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	174 kW

Caractéristiques générales

Poids	1170 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroidale
Corps d'aspiration	Fonte sphéroidale
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte sphéroidale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



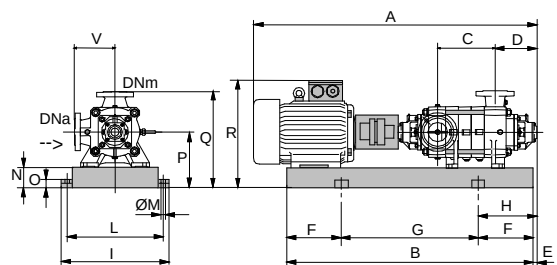
Caractéristiques de fonctionnement

ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

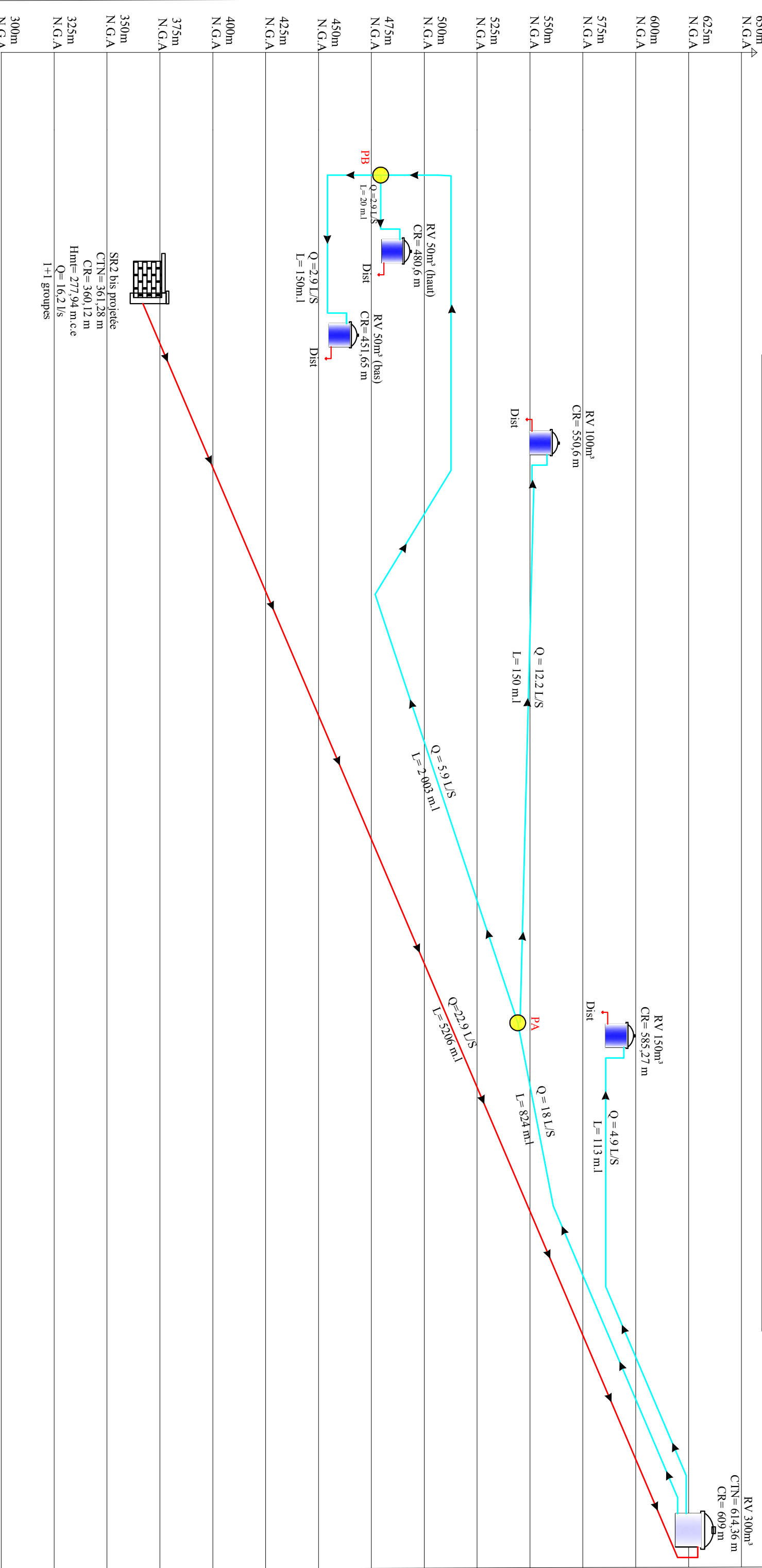
A = 2501
B = 1906
C = 520
D = 274
DNa = DN100 (UNI PN8-25)
DNm = DN 80 (UNI PN 40)
E = 185
F = 300
G = 1306
H = 485
I = 760
L = 710
M = 22
N = 160
O = 50
P = 475
Q = 720
R = 941
V = 245



Notes:

Date 21.03.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Schéma synoptique du système d'adduction projeté



Les légendes



Station de pompage



Réservoir de transit projeté



Réservoir existant

Conduite de refoulement

Conduite gravitaire



Sens d'écoulement de l'eau

Cap: Capacité de réservoir (m³)

CR: Cote Radier(m N.G.A)

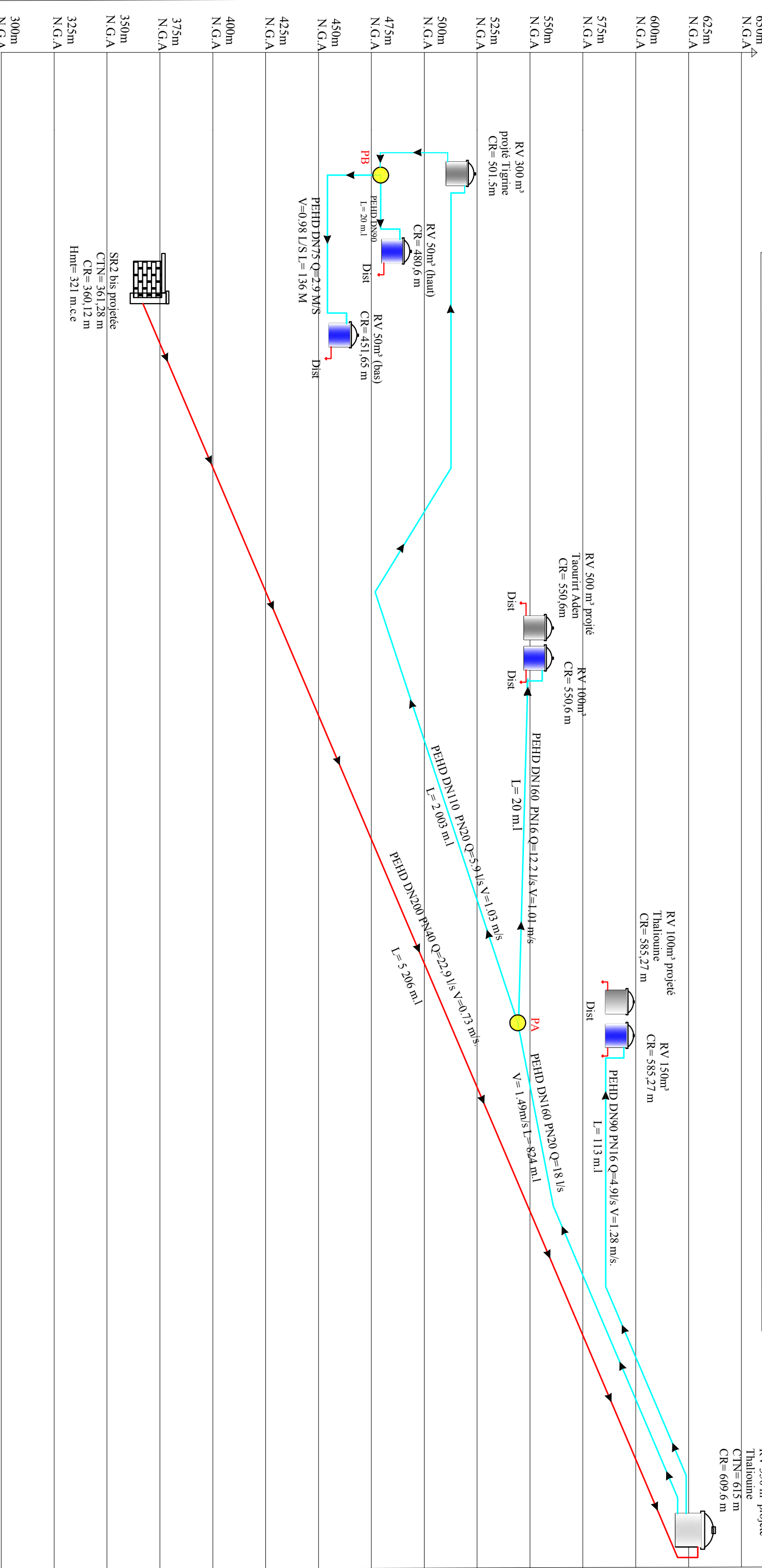
L: Longueur de la conduite (m.l)

Q: débit de transfert (l/s)

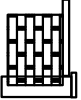
DN : Diamètre Nominal (mm)

Hmt: Hauteur manométrique total (m)

Nouveau Schéma synoptique du système d'adduction projeté à l'horizon 2050



Les légendes



Station de pompage



Réservoir projeté



Réservoir existant



Conduite de refoulement



Conduite gravitaire



Sens d'écoulement de l'eau

Cap: Capacité de réservoir (m³)

CR: Cote Radier(m N.G.A)

L: Longueur de la conduite (m.l)

Q: débit de transfert (l/s)

DN : Diamètre Nominal (mm)

Hmt: Hauteur manométrique total (m)