



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**BOUDINA Soufyane**

**BOUCIOUF Abdeslam**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**Etude de la chaine d'adduction du cinq communes de Bordj Bou Arreridj à partir du barrage de Tichi-Haf.**

Soutenu le **26 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **M<sup>r</sup>. SELLAOUI A.**
- Promoteur (s) : **M<sup>r</sup>. AMIROUCHE M.**
- Examineur (s) : **M<sup>r</sup>. IKNI T.**



# Remerciements

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce travail à terme.*

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur Mr Amirouche, pour ses orientations et le temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.*

*Tous les enseignants de département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions en particulier Mr. AIT Idir Bilel, gérant du bureau d'étude (AMENHYD SPA), de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.*

*Nous tenons aussi à remercier le président Mr SELLAOUI et le membre de jury Mr IKNI qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.*

*Notre sincère gratitude va vers tout ce qui ont participé de près où de loin pour réaliser ce travail.*

*BOUDINA.S et BOUCIOUF.A*



# Dédicaces

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années  
d'études, en premier lieu à :*

*D'abord à ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices,  
son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je  
suis devenu aujourd'hui.*

*À mon très cher père, pour ces conseils, son soutien moral et matériels et  
pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la  
volonté de réaliser et de finir ce travail*

*Je dédie ce modeste travail également à :*

*Mes chers frères et ma chère sœur*

*Mon très cher binôme Abdeslam et sa famille.*

*Tous mes amis sans exception : Youcef, Walid, Jamel, Yassou, Saddam*

*Houcine, Ghani.....et tous les autres.*

*Ma chère Rawia*

*À tous ceux que j'aime et qui m'aiment de près ou de loin.*

**SOUFYANE**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*D'abord à ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.*

*A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien moral et matériels et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail*

*A mon très cher frère,*

*A mes très chères sœurs.*

*Mon très cher binôme Soufyane et sa famille*

*Tous mes amis sans exception : Idir, Aïssa, Saddam Houcine et tous les autres.*

*Ma chère Selma*

*Bien sur à tous mes profs qui m'ont aidé durant toute cette longue période d'apprentissage.*

ABDOU



# *Sommaire*

Introduction générale..... 1

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE D'ETUDE**

I-1 Introduction..... 2

I-2 Caractéristiques de la zone d'étude..... 2

    I-2-1 Situation géographique..... 2

    I-2-2 Situation topographique et sismique ..... 4

    I-2-3 Végétation..... 4

    I-2-4 Situation géologique..... 4

    I-2-5 Situation climatologique..... 4

    I-2-6 Présentation du barrage de Tichi-Haf..... 5

I-3 Conclusion..... 5

## **CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

II-1 Introduction..... 6

II-2 Evaluation de la population de la zone d'étude..... 6

II-3 Choix de la norme de consommation..... 8

    II-3-1 Dotations unitaires domestiques..... 8

    II-3-2- Consommation industrielle et équipement..... 8

II-4 Consommation moyenne journalière..... 9

II-5 Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins..... 9

    II-5-1 Besoins domestique..... 9

    II-5-2 Besoins artisanat et petite industrie..... 9

    II-5-3 Besoins administratives et commerciaux..... 10

II-5-4 La consommation moyenne journalière totale.....	10
II-5-5 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	11
II-6 Variation de la consommation.....	11
II -6-1 Variation de la consommation journalière.....	11
II-6-2 Variation de la consommation horaire.....	12
II-7 Conclusion.....	15

### **CHAPITRE III : LES RESERVOIRS**

III-1 Généralités.....	15
III-2 Rôle des réservoirs.....	15
III-3 Classification des réservoirs.....	16
III-4 Choix du type de réservoir et son emplacement.....	16
III-5 Fontaineries d'équipements des réservoirs.....	17
III-5-1 Conduite d'adduction.....	17
III-5-2 Conduite de trop-plein.....	18
III-5-3 Conduite de vidange.....	18
III-5-4 Conduite de distribution.....	18
III-5-5 Dispositions spéciales.....	19
III-5-5-1 By-pass entre l'adduction et la distribution.....	19
III-5-5-2 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	19
III-6 Capacité des réservoirs.....	21
III-6-1 Méthode analytique.....	21
III-6-2 Méthode graphique.....	22
III-6-3 Détermination du volume total d'un réservoir.....	22
III-6-4 Dimensionnement du réservoir El -Main.....	22
III-6-5 Dimensionnement du réservoir Tafreg.....	24
III-6-6 Dimensionnement du réservoir Djaafra.....	25
III-6-7 Dimensionnement du réservoir Colla.....	26
III.6.7. Dimensionnement du réservoir Theniet Ennasr.....	27
III-7 Dimensionnement des stations de pompage et les stations de reprise.....	28
III-7-1 Dimensionnement du réservoir de la première station de pompage SP1.....	28
III-7-2 Dimensionnement du réservoir de la deuxième station de pompage SP2.....	29

III-7-3 Dimensionnement du réservoir de la troisième station de pompage SP3.....	29
III-7-4 Dimensionnement des stations de reprise.....	30
III-8 Dimensionnement la chambre de mise en charge.....	30
III-9 Conclusion.....	31

## **CHAPITRE IV : ADDUCTION**

IV-1 Généralités.....	32
IV-1-1 Adduction par refoulement.....	32
IV-1-1 Adduction par refoulement.....	32
IV-2 Critères de tracé de la conduite de transfert.....	32
IV-2-1 Critères techniques.....	32
IV-2-2 Critères économiques.....	33
IV-3 Choix du type de conduite.....	33
IV-4 Dimensionnement des conduites.....	34
IV-4-1 Cas gravitaire.....	34
IV-4-2 Cas de refoulement.....	35
IV-4-1-1 Calcul de diamètre.....	35
IV-4-2-2 Les pertes de charge.....	36
IV-4-2-3 Pertes de charge totales.....	38
IV-4-3 Critères de résistance mécanique.....	38
IV-4-4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT).....	39
IV-4-5 Puissance à fournir à la pompe.....	39
IV-4-6 Energie consommée par la pompe.....	39
IV-4-7 Frais d'exploitation.....	39
IV-4-8 Frais d'amortissement.....	40
IV-4-9 Bilan général.....	40
IV-5 Equipement de l'adduction.....	40
IV-5-1 Robinet vanne.....	40
IV-5-2 Ventouse.....	41
IV-5-3 Les clapets anti-retour.....	41
IV-5-4 Les crépines.....	41
IV-6 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	41

IV-6-1 Partie refoulement.....	41
IV-6-1-1 Tronçon (Station de Traitement) → (CMC).....	41
IV-6-1-2 Tronçon (SP1) → (SR2).....	43
IV-6-1-3 Tronçon (SR2) → (SR3).....	44
IV-6-1-4 Tronçon (SR3) → (Réservoir El Main).....	45
IV-6-1-5 Tronçon (SP2) → (SP3).....	47
IV-6-1-6 Tronçon (SP3) → (réservoir Djaafra).....	48
IV-6-2 Partie gravitaire.....	50
IV-6-2-1 Tronçon CMC → SP1.....	50
IV-6-2-2 Tronçon réservoir El Main → SP2.....	52
IV-6-2-3 Tronçon SP3 → réservoir Tafreg.....	53
IV-6-2-4 Tronçon réservoir Djaafra → réservoir Colla.....	54
IV-6-2-5 Tronçon réservoir Colla → réservoir Theniet Ennasr.....	55
IV-7 Conclusion.....	56

## **CHAPITRE V : POMPES ET STATIONS DE POMPAGE**

V-1 Introduction.....	57
V-2 Règles d'établissement des stations de pompages.....	57
V-2-1 Sécurité de fonctionnement.....	57
V-2-2 Protection des eaux refoulées.....	57
V-2-3 Rendement de l'installation.....	58
V-2-4 Facilité de l'exploitation ultérieure.....	58
V-3 Types de pompe.....	58
V-4 Ossature d'une turbopompe.....	59
V-5 Choix des pompes.....	59
V-6 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	60
V-6-1 Hauteur manométrique.....	60
V-6-2 La vitesse de rotation.....	60
V-6-3 La puissance.....	60
V-6-3-1 La puissance absorbée par la pompe.....	60
V-6-3-2 La puissance hydraulique ou la puissance utile.....	60
V-6-4 Le rendement.....	61

V-7 Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	61
V-8 Le point de fonctionnement.....	63
V-9 Les modifications à effectuer pour atteindre le point désiré.....	63
V-9-1 Modification du temps de pompage.....	64
V-9-2 Vannage ou création des pertes de charge .....	64
V-9-3 Rognage .....	65
V-10 Couplage des pompes .....	65
V-10-1 Couplage en série.....	66
V-10-2 Couplage en parallèle .....	67
V-11 Etude de la cavitation.....	68
V-12 Choix des pompes du projet.....	68
V-12-1 Station de traitement (tronçon SR1 - CMC).....	70
V-12-2 Station de pompage 1 (tronçon SP1 - SR2).....	71
V-12-3 Station de reprise 2 (tronçon SR2 - SR3).....	72
V-12-4 Station de reprise 3 (tronçon SR3 - Rés El Main) .....	74
V-12-5 Station de pompage 2 (tronçon SP2 – SP3).....	75
V-12-6 Station de pompage 3 (SP3 – Rés Djaafra).....	76
V-13 Conclusion.....	76

## **CHAPITRE VI : PROTECTION ET POSE DES CONDUITES**

VI-1 Protection contre le coup de bélier.....	78
VI-1-1 Introduction.....	78
VI-1-2 Moyens de protection contre le coup de bélier .....	78
VI-1-2-1 Volant d’inertie.....	78
VI-1-2-2 Soupapes de décharge.....	79
VI-1-2-3 Les ventouses.....	79
VI-1-2-4 Soupapes d’admission et de purge d’air .....	79
VI-1-2-5 Cheminée d’équilibre.....	80
VI-1-2-6 Réservoir d’air comprimé.....	80
VI-1-3 Etude du coup de bélier.....	81
VI-1-3-1 La valeur du coup de bélier .....	81
VI-1-3-2 La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons.....	85

VI-1-3-3 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.....	82
VI-1-3-4 Méthode de calcul d'un réservoir d'air.....	83
VI.1.3.4.1. Principe de calcul.....	84
VI.1.3.4.2. Principe de construction de l'épure de Bergeron.....	84
VI.1.3.4.3. Principe de calcul du réservoir d'air.....	85
VI.1.3.5. Les résultats de calcul du réservoir d'air.....	85
VI.1.3.6. Interprétation des résultats.....	89
VI-2 Pose des conduites.....	90
VI-2-1 Pose en tranchées.....	91
VI-2-2 Essai de pression.....	91
VI-2-3 Le remblayage.....	92
VI-2-4 Traverse des points spéciaux.....	92
VI-2-4-1 Traversée d'une route.....	93
VI-2-4-2 Traversée d'une rivière ou d'un oued.....	94
VI-2-5 Butées et ancrages des conduites.....	95
VI-2-6 Désinfection des conduites.....	96
VI-3-Conclusion.....	96
Conclusion générale.....	97

Références bibliographiques

Annexes

**LISTE DES FIGURES**

Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude.....	2
Figure (I-2) : Découpage administratif de la zone d'étude.....	3
Figure (I-3) : Photo du barrage Tichi-Haf .....	5
Figure (II-1) : Evolution de la population à l'horizon 2046.....	7
Figure (III-1-a) : Adduction noyée.....	16
Figure (III-1-b) : Adduction avec chute libre.....	16
Figure (III-2) : Trop plein et vidange.....	17
Figure (III-3) : Emplacement de la conduite de distribution.....	17
Figure (III-4) : Système de by-pass.....	18
Figure (III-5) : Système à deux prises.....	19
Figure (III-6) : Système à siphon.....	19
Figure (III-7) : La capacité du réservoir EL Main par la méthode graphique.....	23
Figure (III-8) : La capacité du réservoir Tafreg par la méthode graphique.....	24
Figure (III-9) : La capacité du réservoir Djaafra par la méthode graphique.....	25
Figure (III-10) : La capacité du réservoir Colla par la méthode graphique.....	26
Figure (III-11) : La capacité du réservoir Theniet Ennasr par la méthode graphique.....	27
Figure (IV-1) : Coupe verticale d'une conduite en PEHD.....	35
Figure (IV-2) : ligne piézométrique pour le tronçon CMC → SP1.....	50
Figure (V-1) : types de turbopompes.....	58
Figure (V-2) : Courbes caractéristiques d'une pompe.....	60
Figure (V-3) : Point de fonctionnement de la pompe.....	61
Figure (V.4) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....	64
Figure (V-5) : Couplage en série.....	65
Figure (V-6) : Couplage en parallèle.....	65
Figure (V-7) : Cas d'aspiration en charge.....	66

Figure (V-8) : Cas d'aspiration en dépression.....	67
Figure (V-9) : Courbe caractéristiques de la pompe (SR1-CMC).....	68
Figure (V-10) : Courbe caractéristiques de la pompe (SP1-SR2).....	69
Figure (V-11) : Courbe caractéristiques de la pompe (SR2-SR3).....	71
Figure (V-12) : Courbe caractéristiques de la pompe (SR3-Rés El Main).....	72
Figure (V-13) : Courbe caractéristiques de la pompe (SP2-SP3).....	73
Figure (V-14) : Courbe caractéristiques de la pompe (SP3-Rés Djaafra).....	75
Figure (VI-1) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	79
Figure (VI-2) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.....	80
Figure (VI-3) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....	84
Figure (VI-4) : Epure de Bergeron pour le tronçon SR2 – SR3.....	88
Figure (VI-5) : Les enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire du tronçon SR2 – SR3.....	89
Figure (VI-6) : Variation de la pression absolue en fonction de temps pour tronçon SR2–SR3..	90
Figure (VI-7) : Coupe transversale d'une fouille.....	91
Figure (VI-8) : Traversée d'une route.....	92
Figure (VI-9) : Pose de canalisation traversée une rivière.....	93
Figure (VI-10) : Butée sur un branchement.....	94
Figure (VI-11) : Butée sur au coude horizontal.....	94
Figure (VI-12) : Butée sur un coude vertical.....	94

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau (II-1) : Nombre d’habitants par commune.....	6
Tableau (II-2) : Evaluation de la population aux différents horizons (2008-2046).....	7
Tableau (II.3) : PNE 2010- Demande en eau par strate de population (Source : PNE 2010).....	8
Tableau (II-4) : Table de coefficient de majoration « autres usages » (Source : PNE 2010).....	8
Tableau (II-5) : Evaluation de la consommation domestique aux différents horizons.....	9
Tableau (II-6) : Evaluation de la consommation artisanat et petite industrie aux différents horizons.....	10
Tableau (II-7) : Evaluation de la consommation administrative et commercial aux différents horizons.....	10
Tableau (II-8) : Tableau récapitulatif des besoins journaliers en eau pour les différents horizons.....	10
Tableau (II-9): Majoration de la consommation moyenne journalière aux différents horizons...	11
Tableau (II-10) : Variation de la consommation moyenne journalière aux différents horizons...	12
Tableau (II-11) : Les valeurs de coefficient $\beta$ en fonction du nombre d’habitant.....	13
Tableau (II-12) : Valeurs de coefficient $K_{max}$ pour chaque commun en fonction du nombre d’habitants.....	13
Tableau (II-13) : Variation de la consommation horaire aux différents horizons.....	13
Tableau (III-1) : Classification des réservoirs.....	15
Tableau (III-2) : Capacité du réservoir de la station de reprise SR.....	29
Tableau (III-3) : Tableau récapitulatif des capacités des réservoirs.....	30
Tableau (IV-1) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR→CMC.....	41
Tableau (IV-2) : Calcul des frais d’exploitation du tronçon STR→CMC.....	41
Tableau (IV-3) : Calcul des frais d’amortissements du tronçon STR→CMC.....	41
Tableau (IV-4) : Calcul de bilan du tronçon STR→CMC.....	41
Tableau (IV-5) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SP1) → (SR2).....	42
Tableau (IV-6) : Calcul des frais d’exploitation du tronçon (SP1) → (SR2).....	42
Tableau (IV-7) : Calcul des frais d’amortissements du tronçon (SP1) → (SR2).....	43
Tableau (IV-8) : Calcul de bilan du tronçon (SP1) → (SR2).....	43

Tableau (IV-9) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SR2) → (SR3).....	43
Tableau (IV-10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2) → (SR3).....	44
Tableau (IV-11) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SR2) → (SR3).....	44
Tableau (IV-12) : Calcul de bilan du tronçon (SR2) → (SR3).....	44
Tableau (IV-13) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SR3)-(Res El Main).....	45
Tableau (IV-14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR3)- (Res El Main).....	45
Tableau (IV-15) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SR3)- (Res El Main).....	45
Tableau (IV-16) : Calcul de bilan du tronçon (SR3)- (Res El Main).....	45
Tableau (IV-17) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SP2)- (SP3).....	46
Tableau (IV-18) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2)- (SP3).....	46
Tableau (IV-19) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SP2)- (SP3).....	47
Tableau (IV-20) : Calcul du bilan du tronçon (SP2)- (SP3).....	47
Tableau (IV-21): Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SP3)- (Res Djaafra).....	48
Tableau (IV-22) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3)-(Rés Djaafra).....	48
Tableau (IV-23) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SP3)-(Rés Djaafra).....	48
Tableau (IV-24) : Calcul du bilan du tronçon (SP3)-(Rés Djaafra).....	48
Tableau (IV-25) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon CMC → SP1.....	49
Tableau (IV-26) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon du Res El Main → SP2.....	51
Tableau (IV-27) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon SP3 → réservoir Tafreg.....	52
Tableau (IV-28) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon Res Djaafra → Res Colla.....	53
Tableau (IV-29) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon Res Colla → Res Theniet Ennasr.....	54
Tableau (IV-30) : Tableau récapitulatif des résultats.....	55
Tableau (V-1) : Les caractéristiques du tronçon SR1- CMC.....	67
Tableau (V-2) : Les caractéristiques du tronçon SP1- SR2.....	69
Tableau (V-3) : Les caractéristiques du tronçon SR2 - SR3.....	70
Tableau (V-4) : Les caractéristiques du tronçon SR3 - Rés El Main.....	72
Tableau (V-5) : Les caractéristiques du tronçon SP2 – SP3.....	73
Tableau (V-6) : Les caractéristiques du tronçon SP3 – Rés Djaafra.....	74
Tableau (V-7) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques.....	76

Tableau (VI-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement....	81
Tableau (VI-2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire.....	82

*Liste des symboles*

- A : amortissement annuel
- a : La célérité de l'onde [m/s],
- B : La valeur du coup de bélier [m].
- C : coefficient de perte de charge.
- Ca : La côte du plan d'aspiration [m].
- Cp: Côte de l'axe de la pompe [m].
- CR : Côte radier [m].
- CTN1: Côte du terrain naturel au niveau de réservoir [m].
- CTN2: Côte du point critique (Côte du terrain naturel) [m].
- CTP : Côte de trop-plein [m].
- D : Diamètre de la conduite [mm].
- d' : Diamètre de la veine contractée [mm].
- De : diamètre extérieur du tube en [mm].
- DBONNIN= Diamètre de Bonin en [mm].
- DBRESSE= Diamètre de Bresse en [mm].
- D<sub>int</sub> : Diamètre intérieur de la conduite [mm].
- D<sub>max</sub> : Diamètre maximal de la conduite en [m].
- D<sub>min</sub> : Diamètre minimal de la conduite en [m].
- E : Energie consommée par la pompe en [KWh]
- e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONEGAS. (e = 4,67 DA)
- e : Epaisseur de la conduite [mm].
- F<sub>am</sub> : Frais d'amortissement en (Da).
- F<sub>exp</sub> : Frais d'exploitation en (Da).
- g : Accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>].
- H : Hauteur de réservoir en [m].
- H<sub>a</sub> : Hauteur d'aspiration [m].
- H<sub>d</sub> : Hauteur de dépression en [m].
- H<sub>g</sub> : La hauteur géométrique en [m].
- H<sub>mt</sub> : Hauteur manométrique en [m].
- H<sub>s</sub> : Hauteur de la surpression [m].
- H<sub>tch</sub> : Hauteur d'élévation en [m].
- h<sub>v</sub> : Tension de vapeur [m].
- H<sub>o</sub> : Hauteur d'eau dans le réservoir en [m].

i: Taux d'annuité annuel.

Jref : Pertes de charge au refoulement en [m].

Jl : Pertes de charge linéaire en [m].

Jasp : Pertes de charge à l'aspiration en [m].

Js : Pertes charge singulière en [m].

Jt : Pertes de charge totale en [m].

Jv : Pertes de charge crée par la vanne en [m].

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Kmax.h : Coefficient de consommation maximale horaire.

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération

Kmin.h : Coefficient de consommation minimale horaire.

Ks,: La rugosité hydraulique de la conduite en [mm].

L : Longueur du tronçon considéré [m].

LCH : La ligne de charge [m].

LP : La ligne piézométrique [m].

m : Coefficient de rognage.

N : La vitesse de rotation de la pompe [tr/min].

Ni : Nombre de consommateur.

NPSH<sub>d</sub>: Charge nette d'aspiration disponible en [mm].

NPSH<sub>r</sub> : Charge nette d'aspiration requise en [mm].

n : Nombre d'années d'amortissement.

n : Intervalle d'année séparent P et P<sub>0</sub>.

P : Population à l'horizon choisi.

P : Puissance de la pompe en [Kw].

Pa : Puissance absorbé par la pompe en [Kw].

Pr : Prix de la conduite en (DA)

P0: Population de l'année de référence

P% : Résidu maximal dans le réservoir

Q<sub>moy.j</sub> : Consommation moyenne journalière en [m<sup>3</sup>/j].

Q<sub>max.j</sub> : Débit maximum journalier [m<sup>3</sup>/j].

Q<sub>moy.j</sub> : Débit moyen journalier [m<sup>3</sup>/j].

q<sub>i</sub> : Dotation journalière pour chaque type de consommateur en [l/s].

R<sub>e</sub> : Nombre de Reynolds

$R_{\max}^+$  : Résidu maximum positif (%).

$R_{\max}^-$  : Résidu maximum négatif (%).

S : Surface de réservoir en  $[m^2]$ .

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

T : Taux d'accroissement moyen annuel de la population et de 2 %.

$t'$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en [h].

t : Nombre d'heures de pompage.

$t_f$  : Temps de fermeture de la vanne [s].

$U_0$  : Volume d'aire initial  $[m^3]$ .

V : Vitesse d'écoulement en  $[m/s]$ .

$V_f$  : Vitesse finale choisie  $[m/s]$ .

$V_{inc}$  : Volume d'incendie  $[m^3]$ .

$V_m$  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.  $[m/s]$ .

$V_{max}$  : Volume maximal de stockage  $[m^3]$ .

$V_{max}$  : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2  $[m/s]$ .

$V_{min}$  : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5  $[m/s]$ .

$V_{sr}$  : Volume de la station de reprise  $[m^3]$ .

$V_t$  : Volume total du réservoir  $[m^3]$ .

$V_0$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normale  $[m/s]$ .

$V_1$  = Vitesse dans la tuyère  $[m/s]$ .

Z : Pression dans le réservoir d'air [m].

$Z_0$  : Pression absolue dans la conduite [m].

$\alpha_{max}$  : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.1 à 1.3

$\beta_{max}$  : Coefficient dépendant du nombre d'habitant.

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge linéaire.

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau  $[m^2/s]$

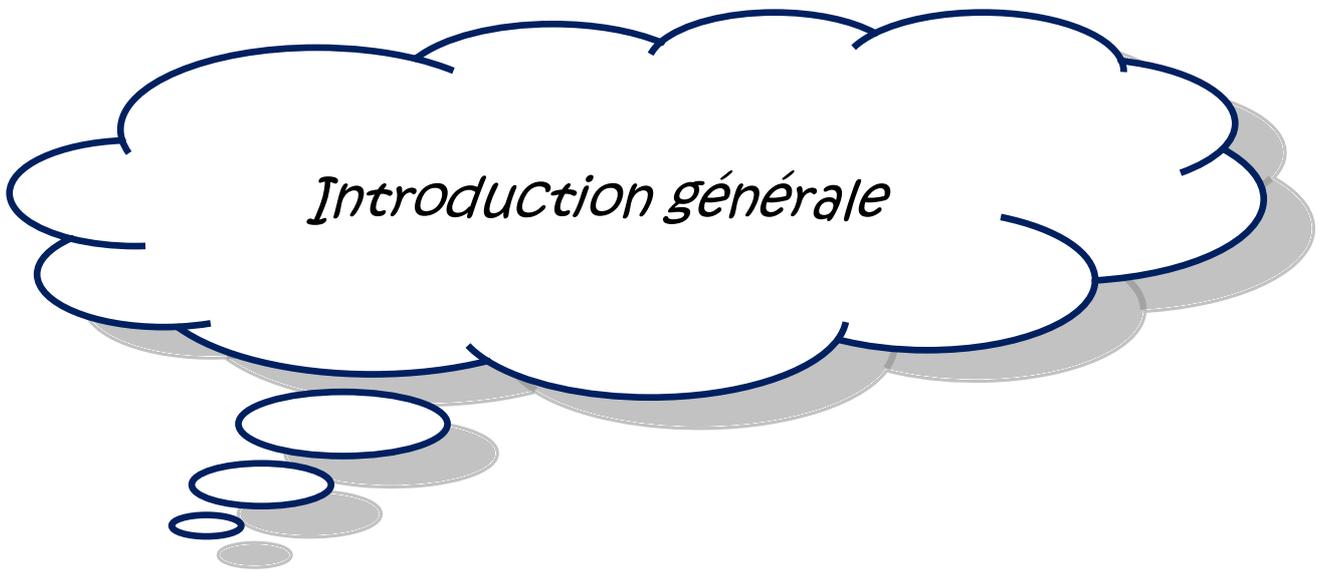
$\eta$  : Rendement de la pompe en.

$\theta$  : Angle d'ouverture de la vanne à papillon en.

$\eta$  : Rendement total de l'installation.

$\zeta$  : Coefficient d'ouverture de la vanne

$\delta$  : Altitude du plan d'aspiration en [m].



*Introduction générale*

## *Introduction générale*

Depuis la nuit des temps, l'un des principaux soucis de toute civilisation était l'approvisionnement en eau potable et l'histoire en est témoin, vu que les premières civilisations humaines ont pris naissance aux bords de grands fleuves, l'eau fut transportée en usant de moyens traditionnels et peu efficaces de la source aux consommateurs. Les activités économiques développées ces derniers temps, sont en grande partie liées à la présence de l'eau.

Vu l'évolution du mode de vie, l'accroissement démographique et le développement de l'agriculture, les ressources actuelles ne peuvent plus satisfaire les besoins de la zone d'étude.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, qui consiste à l'étude de la nouvelle chaîne d'adduction du nord de la wilaya du Bordj Bou Arreridj (zone d'étude) à partir du barrage Tichi-Haf afin de combler le déficit chronique en matière de ressources hydriques de la région.

Dans ce qui suit, nous présenterons un aperçu sur l'organisation de ce mémoire et sur la contribution de chaque chapitre aux objectifs recherchés.

En premier lieu, nous présenterons la zone d'étude et ses caractéristiques.

Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation des besoins en eau de toutes les communes, actuellement et à long terme.

Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage ou bien pour la transition, ainsi que la capacité des stations de pompage et de reprise.

Ensuite, nous dimensionnerons les conduites d'adduction en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Le quatrième chapitre sera consacré à la recherche de pompes appropriées pour chaque station de pompage et de reprise.

Avant la conclusion générale, nous vérifierons l'apparition du phénomène du coup de bélier dans les différents tronçons et proposerons des protections anti-bélier et pose des conduites, afin d'avoir un réseau fiable et durable.

Enfin, on terminera par une conclusion générale.



# ***Chapitre I :***

*Présentation du site d'étude*

## **I.1. Introduction**

Avant tout projet d'adduction 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, on trouve entre autres, les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'adduction en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie du site qui nous permet de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

## **I.2. Caractéristiques de la zone d'étude**

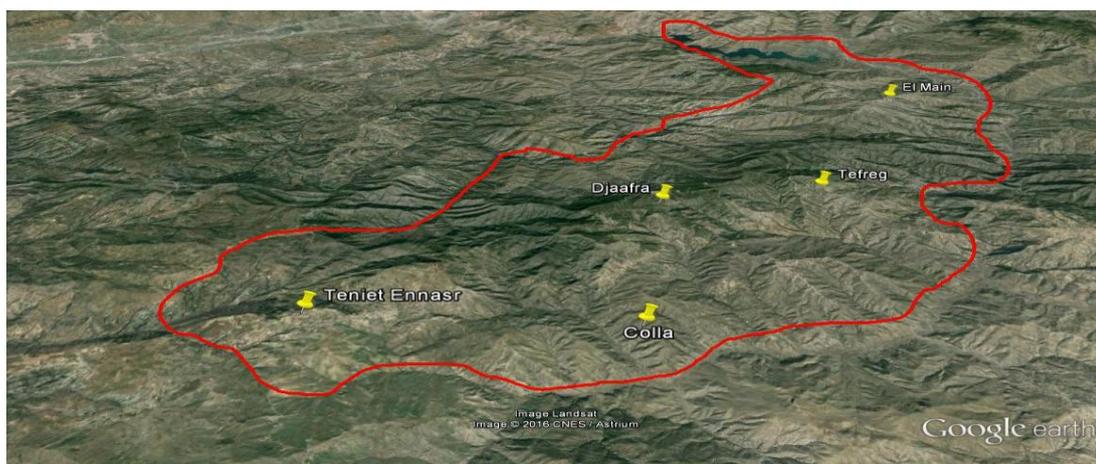
### **I.2.1. Situation géographique**

La zone d'étude, à savoir la daïra de Djaafra qui contient quatre communes (El Main, Djaafra, Tafreg et Colla), se situe dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj à environ 40 km au nord de la wilaya. Elle s'étend sur une superficie de 258.89 km<sup>2</sup>.

La ville de Djaafra est située au point géographique 36° 17' 34'' de latitude Nord et 4° 39' 49'' de longitude Est, elle est délimitée :

- Au Nord, par la wilaya de Bejaia (Beni Maouche, Akbou) ;
- A l'Est, par la wilaya de Setif (Beni Ourtilanne, Guenzet) ;
- A l'Ouest, par la wilaya de Bejaia (Ighil Ali, Tamokra) ;
- Au Sud, par la daïra de Medjana.

Ainsi que la commune de Theniet Ennasr de la daïra de Medjana qui est incluse dans la zone d'étude.



**Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude (source : Google Earth)**

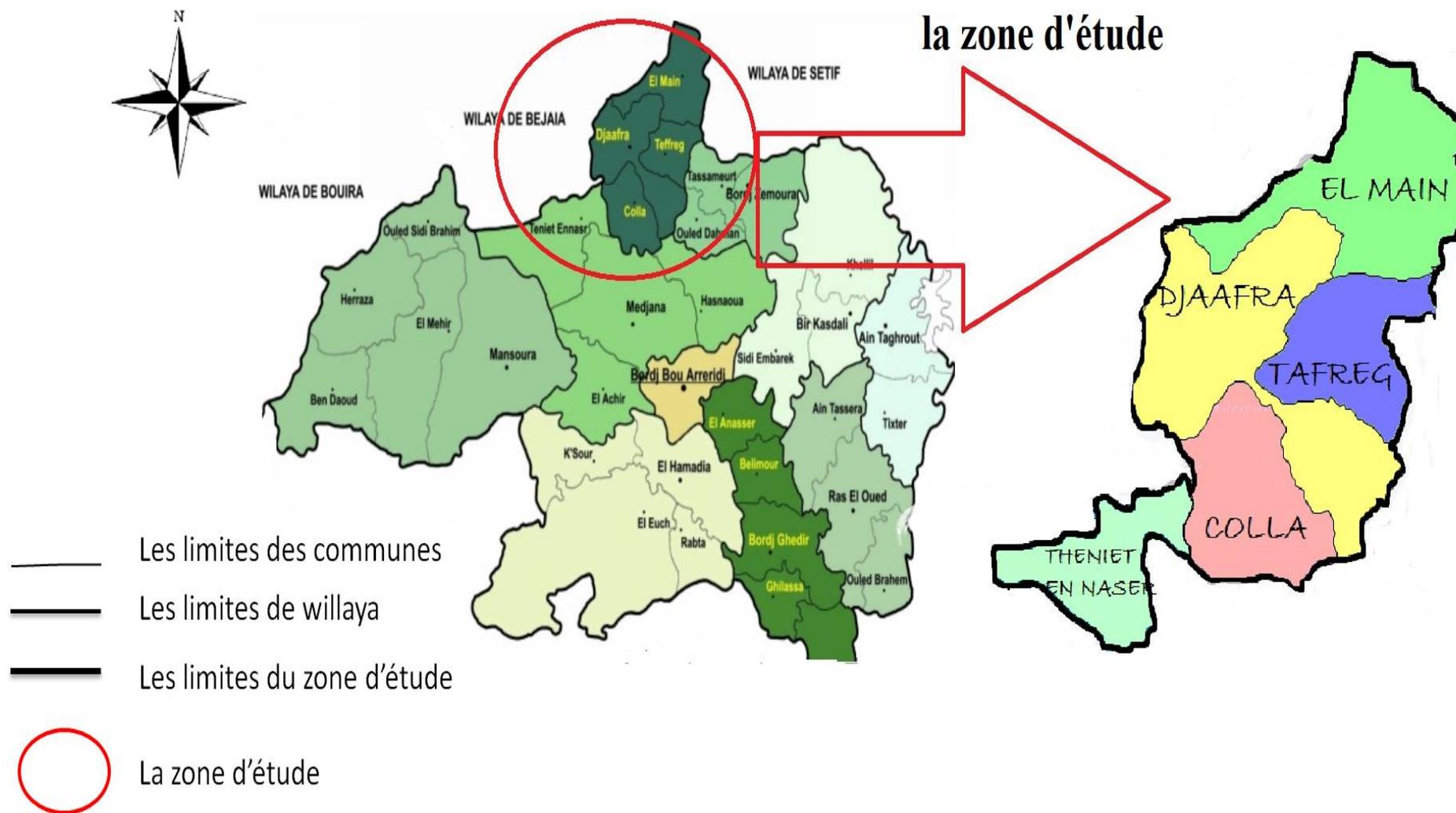


Figure (I-2) : Découpage administratif de la zone d'étude. (Echelle : 1/500)

**I.2.2. Situation topographique et sismique [1]**

La zone d'étude est connue par son relief accidenté, les chaînes de montagnes s'élèvent entre 500 m jusqu'à 1500 m.

Dans ce cadre géodynamique on doit retenir la zone de Tichi-Haf comme exposée à des risques sismiques, notre zone d'étude est incluse dans la zone II en Algérie.

**I.2.3. Végétation [1]**

Les précipitations et l'altitude conditionnent en grande partie l'importance et la variété de la végétation ; on distingue sur les monts les forêts d'Alep, le cèdre, le sapin de Numidie, le cyprès, le chêne vert et le chêne-liège. Par ailleurs, la zone montagneuse demeure une région de l'arboriculture notamment l'olivier et le figuier.

**I.2.4. Situation géologique [1]**

Certaines zones de grands massifs carbonatiques du Djbel Guergour et du Djbel Annini (à l'est de la zone du barrage de Tichi-Haf) présentent des phénomènes karstiques surfaciques et profonds, ces derniers étant probablement favorisés par la corrosion préliminaire des masses calcaires de la part d'agents fumerolliens.

La surface de la région est drainée par l'oued Boussellam, dont la plaine inondable peut atteindre 350 m de largeur.

Le cours de l'oued est flanqué localement par des terrasses, de couleur rougeâtre qui tranchent avec les sols de couverture des marnes, de teinte monotone gris-beige.

**I.2.5. Situation climatologique [1]****A. Le climat**

Dans l'ensemble, le climat de la zone d'étude est subhumide pour la partie nord de l'aire d'étude et de type semi-aride pour la partie sud-ouest (ex. : localité de Ouled Dahmane et Theniet Ennasr et Zemmoura), les étés sont chauds, secs et les hivers rigoureux, très froids.

Les pluies sont insuffisantes et irrégulières à la fois dans le temps et dans l'espace ; si les monts de Babor sont les plus arrosés en recevant 700 mm par an en moyenne, la quantité diminue sensiblement pour atteindre 400 mm en moyenne par an sur oued El Main et sur les quelques hautes plaines ; par contre la zone Sud –Ouest est la moins arrosée, les précipitations ne dépassent pas les 300 mm.

Il neige en hiver sur les l'ensemble des montagnes dont l'altitude dépasse les 800 m.

## **B. Température**

Du point de vue thermique, l'accentuation des contrastes thermiques est remarquée, les températures sont basses en hiver et élevées au cours de la période estivale.

## **C. Le vent**

Enfin, les vents sont variables avec une prépondérance des vents ouest et nord-ouest ; pendant l'hiver, le sirocco se manifeste pendant l'été avec des effets négatifs.

### **I.2.6. Présentation du barrage de Tichi-Haf [3]**

Le barrage Tichi-Haf est de type mixte (voute et poids), sis sur l'oued Bousselem, à la commune de Bouhamza (Bejaia), au sud, celle d'Amalou. Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable avec une quantité de 90 millions de m<sup>3</sup>, et à l'irrigation avec une capacité de 43 millions m<sup>3</sup>. Sa capacité est de 170 millions m<sup>3</sup>, avec une hauteur de 75 m.



**Figure (I-3) :** Photo du barrage Tichi-Haf.

## **I.3. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue géologique, topographique, climatologique, hydraulique et les ressources en eau actuelles. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration de notre projet d'adduction en eau potable pour les communes concernées par notre projet à partir du barrage de Tichi-Haf que ce soit pour l'estimation de besoin (calcul de déficit en eau), le choix du tracé du réseau ou l'emplacement des réservoirs.



## **Chapitre II:**

*Estimation des besoins en eau*

## II.1. Introduction

Les volumes et les débits d'eau de consommation varient selon les conditions locales et reflètent le niveau de vie d'une population. La consommation totale d'une agglomération comprend, l'eau distribuée pour la consommation domestique, celle qui est fournie aux commerces, aux entreprises privées ainsi que celle qui sert à des fins publiques comme le nettoyage des villes.

L'évaluation des quantités nécessaires ne peut se faire en toute certitude, car chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres dont l'évaluation dans le temps est plutôt complexe.

L'estimation de débit du renforcement de notre zone d'étude fait appel à certains critères, dont les principaux sont :

- ✓ L'accroissement démographique ;
- ✓ L'urbanisation de la ville ;
- ✓ Les ressources existantes.

## II.2. Evaluation de la population de la zone d'étude

La population totale de la zone d'étude est estimée à **28297** habitants en 2008.

Le taux de croissance de la population : **1.56%**, ce taux va nous conduire à définir notre population à divers horizons. [2]

Le Tableau II-1 représente le nombre d'habitants par communes.

*Tableau II-1 : Nombre d'habitants par commune.*

Commune	Nombre d'habitants
<i>Colla</i>	6123
<i>Djaafra</i>	7998
<i>El Main</i>	6237
<i>Tafrag</i>	2164
<i>Theniet Ennasr</i>	5775
total	<b>28297</b>

Pour avoir une idée approche sur la population future on utilise la formule suivante :

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

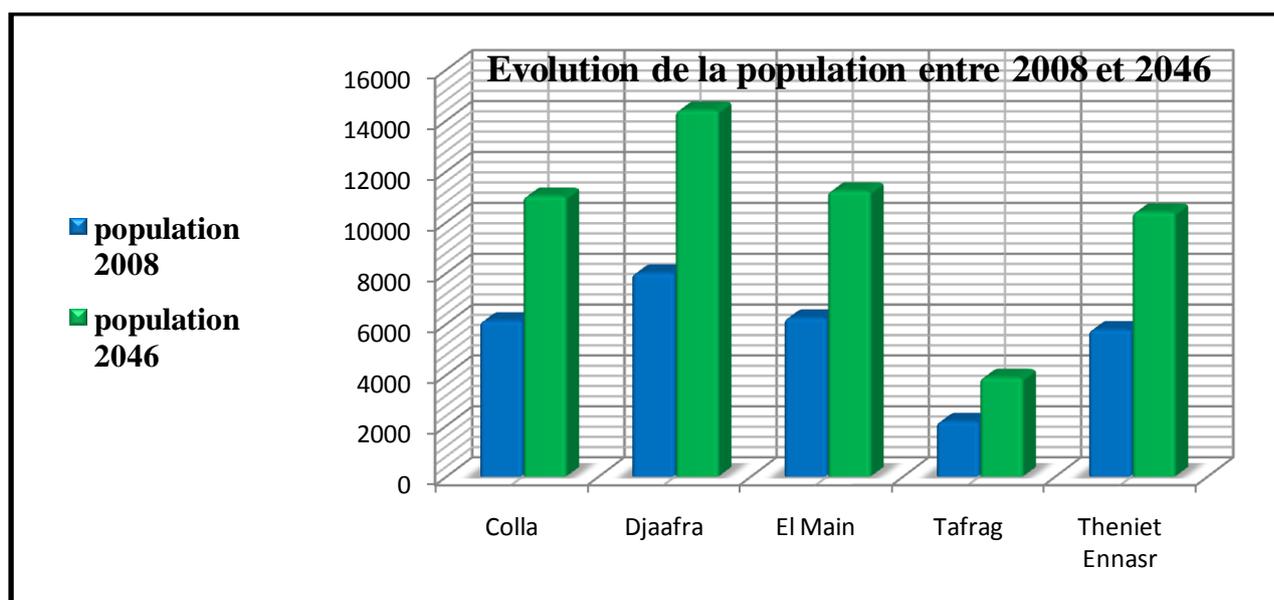
Avec :

- ❖  $P$  : population à l’horizon choisi.
- ❖  $P_0$ : population de l’année de référence.
- ❖  $T$  : taux d’accroissement moyen annuel de la population est de **1.56 %**.
- ❖  $n$  : .intervalle d’année séparent  $P$  et  $P_0$

Il est plus pratique de prendre pour notre étude des différents horizons de temps (à moyen terme et à long terme) pour l’évaluation de la population et, ainsi, l’estimation rationnelle des différents équipements à projeter.

**Tableau II-2** : Evaluation de la population aux différents horizons (2008-2046).

	N <sup>bre</sup> d’habitants 2008	N <sup>bre</sup> d’habitants 2016	N <sup>bre</sup> d’habitants 2026	N <sup>bre</sup> d’habitants 2036	N <sup>bre</sup> d’habitants 2046
Colla	6123	5930	8090	9445	11026
Djaafra	7998	9052	10568	12337	14403
El Main	6237	7059	8241	9621	11231
Tafrag	2164	2449	2859	3338	3899
Theniet Ennasr	5775	6536	7631	8908	10399
<b>total</b>	<b>28297</b>	<b>31026</b>	<b>37389</b>	<b>43649</b>	<b>50958</b>



**Figure (II-1)** : Evolution de la population à l’horizon 2046.

### II.3. Choix de la norme de consommation

#### II.3.1. Dotations unitaires domestiques [4]

L'eau de consommation domestique comprend toute l'eau utilisée dans les résidences pour des usages aussi variés que l'hygiène personnelle, la lessive et l'arrosage des pelouses.

Selon **PNE (2010) Plan National de l'Eau** : Volet eau potable et industrielle, évaluation de la demande en eau, rapport méthodologique.

Le **PNE (2010)** propose une valeur de la demande en eau domestique selon une stratification par taille de l'agglomération desservie.

**Tableau II.3** : PNE 2010- Demande en eau par strate de population (Source : PNE 2010).

Strate	Demande en eau
>50 000 habitants	180 l/j/hab
De 20 000 à 50 000 habitants	<b>160 l/j/hab</b>
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab
< 10 000 habitants	85 l/j/hab

#### II.3.2. Consommation industrielle et équipement [4]

Etant donné l'absence des données fiables sur les volumes effectivement consommés par les établissements industriels, et la capacité des équipements (étatique, privé).

Selon **PNE (2010)** : Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat/petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'utilisateurs.

**Tableau II.4** : Table de coefficient de majoration « autres usages » (Source : PNE 2010).

Unité :	Taux de majoration Autres usages			
	Taux divers %	Taux commerce %	Taux artisanat et petite industrie %	Taux total %
métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	<b>35</b>	<b>17.5</b>	<b>17.5</b>	<b>70</b>
métropoles	<b>30</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>60</b>
urbain supérieur	<b>25</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>50</b>
urbain	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>40</b>
Semi urbain	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>35</b>
Semi rural	<b>10</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>	<b>25</b>
Rural aggloméré	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>15</b>

D'après le tableau II.4 et le nombre d'habitant est **28297 habitants**, la zone d'étude est une zone **rural aggloméré** alors :

**II.4. Consommation moyenne journalière**

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule :

$$Q_{moy,j} = \Sigma (q \times N_i / 1000) \quad [m^3/j] \quad (II-2)$$

Avec :

**Q<sub>moy,j</sub>** : Consommation moyenne journalière de consommateur en (m<sup>3</sup>/j) ;

**q** : Dotation moyenne journalière (L/J.hab) ;

**N<sub>i</sub>** : Nombre de consommateur (nombre d'habitant).

**II.5. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins**

**II.5.1. Besoins domestiques**

Les besoins domestiques en eau sont détaillés dans le tableau (II-5)

*Tableau II.5 : Evaluation de la consommation domestique aux différents horizons.*

	Dotation (L/J.hab)	Consommation domestique (m <sup>3</sup> /j)			
		2016	2026	2036	2046
Colla	160	948.8	1294.4	1511.2	1764.16
Djaafra	160	1448.32	1690.88	1973.92	2304.48
El Main	160	1129.44	1318.56	1539.36	1796.96
Tafrag	160	391.84	457.44	534.08	623.84
Theniet Ennasr	160	1045.76	1220.96	1425.28	1663.84
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>/</b>	<b>4964.16</b>	<b>5982.24</b>	<b>6983.84</b>	<b>8153.28</b>

**II.5.2. Besoins artisanat et petite industrie**

Les besoins artisanat et petite industrie sont estimés à 5% des besoins domestiques, ils sont détaillés dans le tableau II.6.

*Tableau II.6 : Evaluation de la consommation artisanat et petite industrie aux différents horizons.*

	Taux artisanat et petite industrie(%)	Consommation artisanat et petite industrie (m <sup>3</sup> /j)			
		2016	2026	2036	2046
Colla	5	47.44	64.72	75.56	88.208
Djaafra	5	72.416	84.544	98.696	115.224
El Main	5	56.472	65.928	76.968	89.848
Tafrag	5	19.592	22.872	26.704	31.192
Theniet Ennasr	5	52.288	61.048	71.264	83.192
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	/	<b>248.208</b>	<b>299.112</b>	<b>349.192</b>	<b>407.664</b>

### II.5.3. Besoins administrative et commercial

Les besoins administrative et commercial sont estimés à 10% des besoins domestiques, ils sont détaillés dans le tableau II.7.

*Tableau II.7: Evaluation de la consommation administrative et commercial aux différents horizons.*

	Taux divers et commercial (%)	Consommation administrative et commercial (m <sup>3</sup> /j)			
		2016	2026	2036	2046
Colla	10	94.88	129.44	151.12	176.416
Djaafra	10	144.832	169.088	197.392	230.448
El Main	10	112.944	131.856	153.936	179.696
Tafrag	10	39.184	45.744	53.408	62.384
Theniet Ennasr	10	104.576	122.096	142.528	166.384
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	/	<b>496.416</b>	<b>598.224</b>	<b>698.384</b>	<b>815.328</b>

### II.5.4. La consommation moyenne journalière totale

Les besoins journalières en eau des différentes consommations calculées auparavant pour les différents horizons sont regroupés dans le tableau II.8.

*Tableau II.8. Récapitulatif des besoins journaliers en eau pour les différents horizons*

	besoins journaliers (m <sup>3</sup> /j)			
	2016	2026	2036	2046
Colla	1091.12	1488.56	1737.88	2028.784
Djaafra	1677.696	1944.512	2270.008	2650.152
El Main	1298.856	1516.344	1770.264	2066.504
Tafrag	450.616	526.056	614.192	717.416
Theniet Ennasr	1202.624	1404.104	1639.072	1913.416
<b>total</b>	<b>5720.912</b>	<b>6879.576</b>	<b>8031.416</b>	<b>9376.272</b>

### II.5.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on envisage une majoration de 20% des besoins totaux journalières à l'horizon de 2046; ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal)
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets)
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont dues au type de tuyaux, et à cause de vieillissement du réseau, et des différents équipements hydraulique.
- Soit à cause de la nature du terrain et de la qualité d'entretien.

*Tableau II.9 : Majoration de la consommation moyenne journalière aux différents horizons.*

	<b>Majoration de la consommation moyenne journalière</b>			
	<b>2016</b>	<b>2026</b>	<b>2036</b>	<b>2046</b>
<b>Q<sub>moy.j</sub> Totale (m<sup>3</sup>/j)</b>	5720.912	6879.576	8031.416	9376.272
<b>Q<sub>moy.j</sub> majorée (m<sup>3</sup>/j)</b>	6865.094	8255.491	9637.699	11251.526

## II.6. Variation de la consommation

### II.6.1. Variation de la consommation journalière

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{\max.j}$ ) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max.j} = Q_{\max.j} / Q_{\text{moy}} \quad (\text{II-2})$$

Avec :  $K_{\max.j} \in [1,1 - 1,3]$

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

**Remarque :** Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Coefficient d'irrégularité minimum journalier ( $K_{\min.j}$ ). Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min.j} = Q_{\min.j} / Q_{\text{moy}} \quad (\text{II-3})$$

Avec :  $K_{\min,j} \in [0,7 - 0,9]$

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

**Remarque :** Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

D'où

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \tag{II-4}$$

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \tag{II-5}$$

Avec :

$Q_{\max,j}$  : débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année en (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\min,j}$  : débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année en (m<sup>3</sup>/j).

**Tableau II.10 :** Variation de la consommation moyenne journalière aux différents horizons.

	Consommation (m <sup>3</sup> /j)			
	2016	2026	2036	2046
<b>Q<sub>moy,j</sub> majorée</b>	6865.094	8255.491	9637.699	11251.526
<b>Q<sub>max,j</sub></b>	8238.113	9906.589	11565.239	13501.831
<b>Q<sub>min,j</sub></b>	5492.075	6604.393	7710.159	9001.221

### II.6.2. Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée ; la consommation en eau potable varie, cette variation caractérisée par les coefficients  $K_{\max,h}$  et  $K_{\min,h}$ , appelés respectivement :

$K_{\max,h}$  : coefficient de consommation maximale horaire

$K_{\min,h}$  : coefficient de consommation minimale horaire

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \tag{II-6}$$

$\alpha_{\max}$  : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.1 à 1.3

On prend :  $\alpha_{\max} = 1.2$

$\beta_{\max}$  : Coefficient dépendant du nombre d'habitant, donnée par le tableau II.9 ci-dessous :

Tableau II.11 : Les valeurs de coefficient  $\beta$  en fonction du nombre d'habitant

N <sup>bre</sup> d'hab	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1.0

On calcule la valeur de  $\beta_{max}$  par la méthode d'interpolation

On a pour 30000 habitants ----->  $\beta_{max} = 1,15$   
 Pour **50958** habitants ----->  $\beta_{max} = ?$   
 Pour 100000 habitants ----->  $\beta_{max} = 1,1$

Donc :  $\beta_{max} = 1.135$

Alors :  $K_{max,h} = 1,2 \times 1,135 = 1,392$                        $K_{max,h} = 1,362$

De même manière on calcule  $K_{max,h}$  de chaque commune avec  $\alpha_{max} = 1.2$

Tableau II.12 : valeurs de coefficient  $K_{max}$  pour chaque commune en fonction du nombre d'habitants.

Commune	Nombre d'habitant	$\beta_{max}$	$K_{max,h}$
Colla	11026	1.29	1.55
Djaafra	14403	1.26	1.51
El Main	11231	1.288	1.54
Tafreg	3899	1.51	1.81
Theniet Ennasr	10399	1.296	1.55
Total	<b>50958</b>	<b>1.135</b>	<b>1.362</b>

Les résultats de la variation de la consommation horaire aux différents horizons sont détaillés dans le tableau II.10 suivant :

Tableau II.13 : Variation de la consommation horaire aux différents horizons.

	Consommation (m <sup>3</sup> /j)			
	2016	2026	2036	2046
<b>Qmoy.j (m<sup>3</sup>/j)</b>	6865.094	8255.491	9637.699	11251.526
<b>Qmoy.h (m<sup>3</sup>/h)</b>	286.0456	343.979	401.571	468.814
<b>Qmax.j (m<sup>3</sup>/j)</b>	8238.113	9906.589	11565.239	13501.831
<b>Qmax.h (m<sup>3</sup>/h)</b>	343.255	412.775	481.885	562.576
<b>Qmin.j (m<sup>3</sup>/j)</b>	5492.075	6604.393	7710.159	9001.221
<b>Qmin.h (m<sup>3</sup>/h)</b>	228.365	275.183	321.257	375.051

**II.7. Conclusion**

Dans cette étude, on considère que les besoins en eau de la zone en question ( $13501.831 \text{ m}^3/\text{j}$ ) sont largement comblés par la source d'alimentation, en l'occurrence, barrage Tichi-Haf.

Ces données nous serviront au dimensionnement des différents réservoirs.



# ***Chapitre III :***

*Les réservoirs*



### **III.1. Généralités**

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Le principe est de stocker l'eau pendant les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente. Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- préserver la qualité de l'eau stockée ;
- faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

Dans la zone d'étude, nous avons des réservoirs alimentés par une conduite d'adduction à partir d'un point de piquage du barrage Tichy-Haf ; le premier distribue pour l'agglomération d'El Main, le second, pour Tefreg, le troisième, pour le chef-lieu de la commune de Djaafra ,le quatrième, pour la commune de Colla et le dernier réservoir alimente la commune de Theniet Ennasr.

### **III.2. Rôle des réservoirs**

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir [5] :

- ❖ Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autre) ;
- ❖ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension de réseau....) ;
- ❖ Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- ❖ Régularité dans le fonctionnement du pompage (les pompes refoulent à un débit constant) ;
- ❖ Simplification de l'exploitation ;
- ❖ Régularité des pressions dans le réseau ;
- ❖ Réserve incendie garantie (une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie).

**III.3. Classification des réservoirs**

Ils peuvent être classés suivant le tableau ci-dessous [7] :

*Tableau III.1 : Classification des réservoirs.*

N°	Nature de classification	Type de réservoirs
1	- Leur position par rapport au sol	- Réservoirs enterrés - Réservoirs semi enterrés - Réservoirs surélevés
2	- Leur forme	- Réservoirs circulaires, sphériques - Réservoirs carrés et rectangle - Réservoirs parallélépipédiques
3	- Leur mode de fonction	- Réservoirs de stockage - Réservoirs de reprise -réservoirs brise- charge
4	- Leur matériau de construction	- Réservoirs métalliques - Réservoirs en béton armé

**III.4. Choix du type de réservoir et son emplacement**

Notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les raisons suivantes [6] :

- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- L'étude architecturale simplifiée ;
- Nécessaire lorsque la capacité devient importante ;
- Economie sur les frais de construction.

Par ailleurs, l'emplacement des réservoirs tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales, des frais d'investissement et d'exploitation. Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter ;
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment) ;
- Les pertes de charge à partir des réservoirs jusqu'au point le plus défavorable de la zone en question ;

- L'état du relief de la zone qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol, seulement en tenant compte des propriétés technico-économiques suivantes :
  - Simplicité de réalisation du coffrage ;
  - Etanchéité plus facile à réaliser.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés, la pression doit être suffisante.

### III.5. Fontaineries d'équipements des réservoirs

#### III.5.1. Conduite d'adduction

L'arrivée dans le réservoir d'une conduite d'adduction peut se faire par le bas en passant par le radier et peut aussi s'effectuer par surverse. La conduite d'adduction qui alimente le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve, le niveau maximal. Cette obturation est assurée par un robinet flotteur (figure (III.1.a)) si l'adduction est gravitaire ou par un dispositif automatisé permettant l'arrêt du moteur si l'adduction se fait par refoulement.

Pour les eaux souterraines et les eaux des forages, il est préférable que l'arrivée soit en chute libre (figure (III.1.b)), ce qui permet une oxygénation de l'eau.

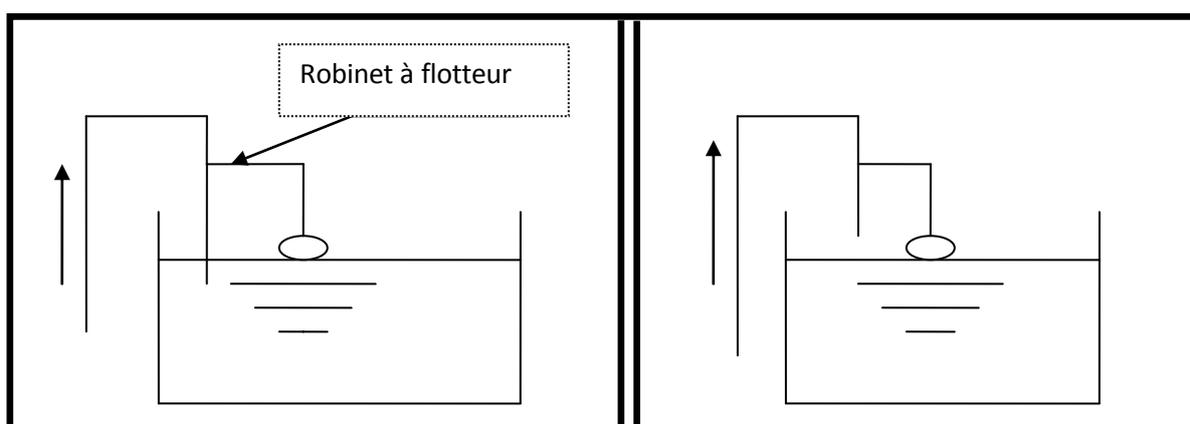


Figure (III.1.a) : Adduction noyée.

Figure (III.1.b): Adduction avec chute libre.

**III.5.2. Conduite de trop plein**

C'est une conduite qui se termine par un bout en forme d'entonnoir, destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal (Figure (III.2)) en assurant l'évacuation du débit d'adduction dans le cas où la pompe d'alimentation ne serait pas arrêtée.

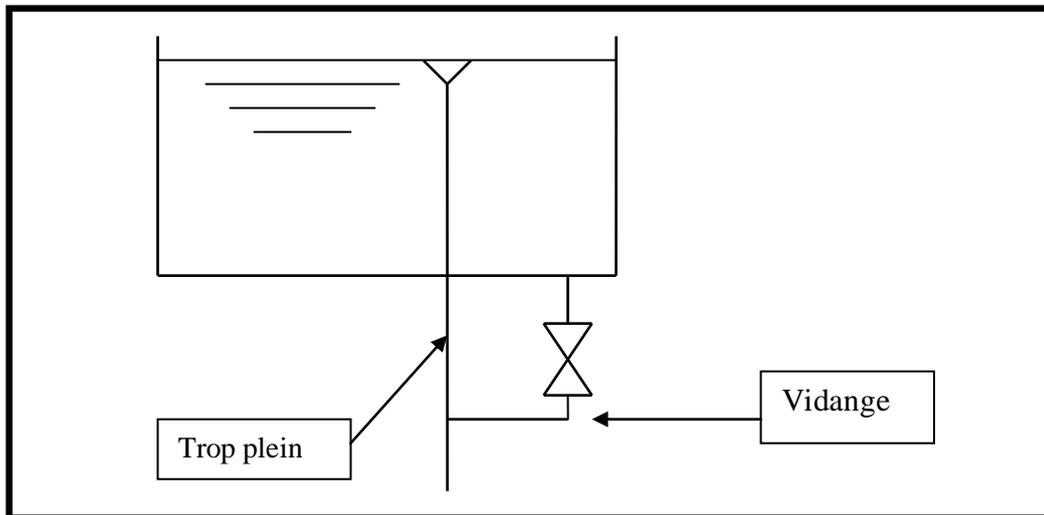


Figure (III.2): Trop-plein et vidange.

**III.5.3. Conduite de vidange**

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle comporte un robinet- vanne. La vidange nous permet l'inspection et le nettoyage du réservoir et aussi d'éventuelles réparations.

**III.5.4. Conduite de distribution**

La conduite de distribution se fait à partir d'une canalisation placée à 15 ou 20 cm au-dessous de la base de la cuve (radier), afin d'éviter l'introduction des boues ou des sables qui pourrait se décanter au fond du réservoir.

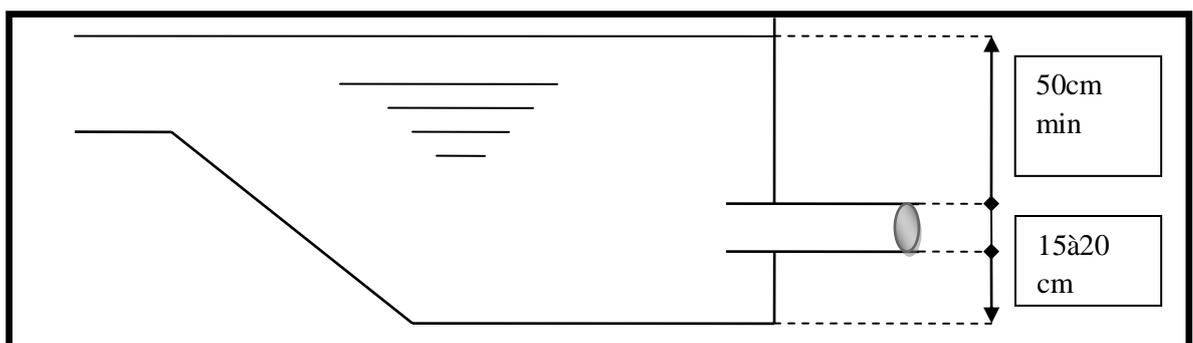


Figure (III.3) : Emplacement de la conduite de distribution.

### III.5.5. Dispositions spéciales

#### III.5.5.1. By-pass entre l'adduction et la distribution

C'est une façon de relier la conduite d'adduction directement à la conduite de distribution sans passer par le réservoir (Figure (III.4)), elle trouve son efficacité lors d'indisponibilité ou de travaux de réparation et de nettoyage dans le réservoir.

- ❖ En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
- ❖ En By-pass : on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

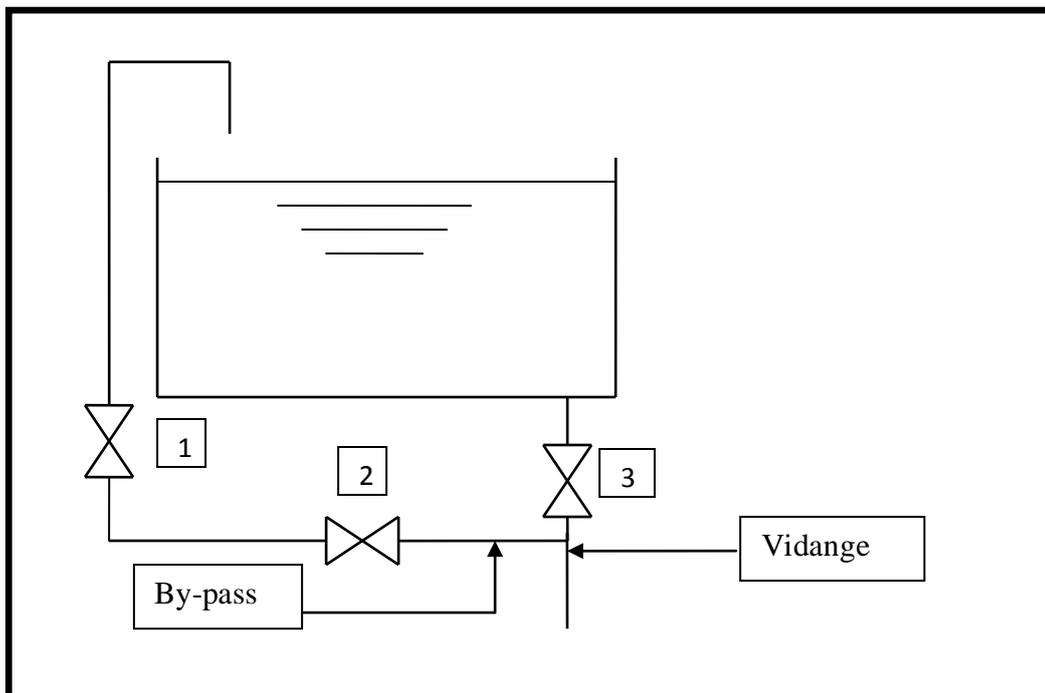


Figure (III.4): Système de by-pass.

#### III.5.5.2. Matérialisation de la réserve d'incendie

Dans la distribution, on distingue deux types de procédés [6,7] :

##### A. Le système à deux prises

Le principe de ce système consiste à séparer la conduite (Figure (III.5)).

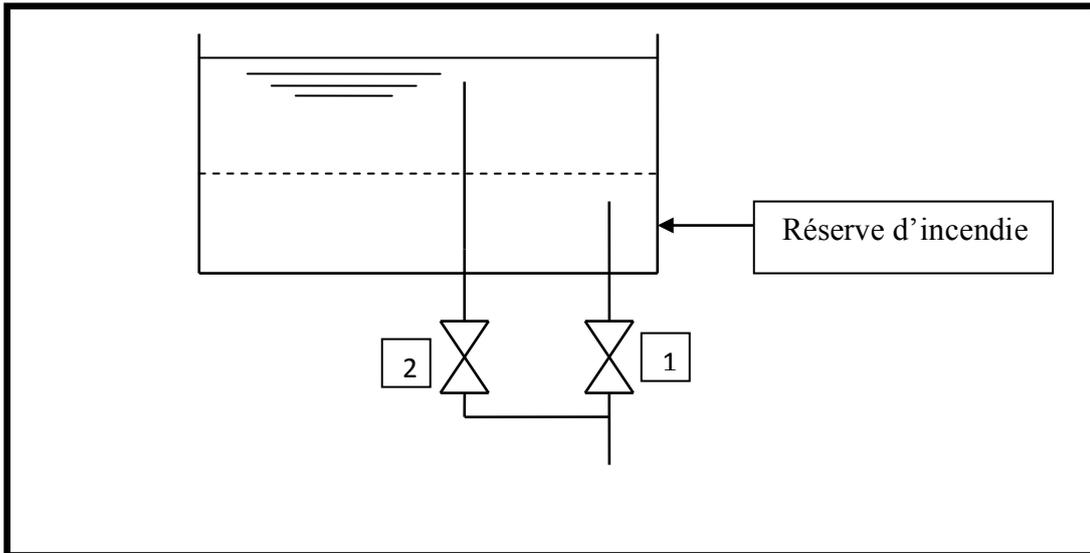


Figure (III.5) : Système à deux prises.

- ❖ En régime normal : 1 est fermé et 2 est ouverte.
- ❖ En cas d'incendie : la vanne 1 est ouverte.

### B. Le système à siphon

Le principe de ce système [8] est comme suit (Figure (III.6)) :

- ❖ En régime normal : Les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée.
- ❖ En cas d'incendie : La vanne 1 est fermée et 2 est ouverte.

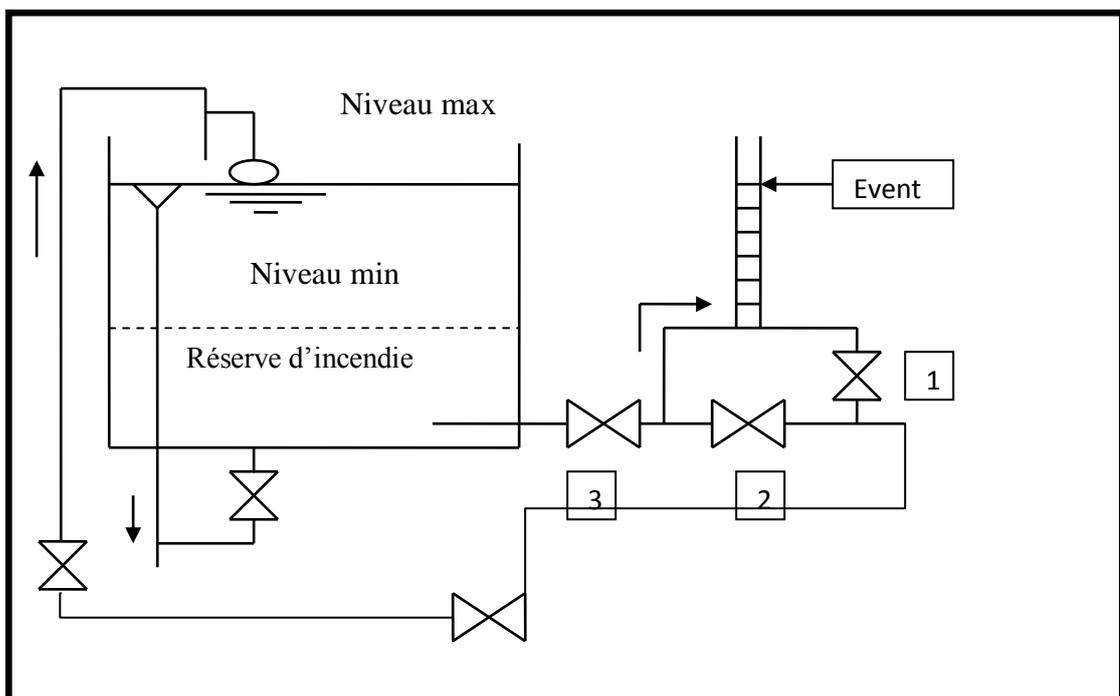


Figure (III.6): Système à siphon

### III.6. Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations de débit entrant et sortant ; en d'autres termes, du mode d'adduction (apports) et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

#### III.6.1. Méthode analytique

Afin de dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu. Si l'apport est supérieur à la distribution, pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit. Ainsi, on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale, (P%).

Le volume de régularisation du réservoir est déterminé comme suit :

$$V_r = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Où :

- $V_r$  : Volume de régularisation du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $P_{\max}$  : Résidu maximum (%) ;
- $Q_{\max j}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

Avec :

$$P_{\max} (\%) = |\Delta V^-| + |\Delta V^+| \quad (\text{III.2})$$

Où :

- $\Delta V^-$  : Résidu minimal dans le réservoir en (%) ;
- $\Delta V^+$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

### III.6.2. Méthode graphique

Dans cette méthode, on portera sur un graphique les résultats de la variation de la consommation, en portant sur l'axe des abscisses les heures et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé.

### III.6.3. Détermination du volume total d'un réservoir

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du coefficient de variation horaire ( $K_{\max h}$ ). Le débit de pompage est réparti sur 20 h le long de la journée, on détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, par suite on aura un déficit ou bien un surplus, ainsi on déterminera le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvées sera le volume maximal de stockage. Le volume total du réservoir est déterminé par la formule ci-dessous [5]

$$V_T = V_r + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- $V_T$  : Volume total du réservoir ;
- $V_r$  : Volume maximal de stockage ;
- $V_{\text{incendie}}$  : Volume d'incendie.

Où :

$$V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$$

Il représente le volume nécessaire pour l'extinction d'un incendie en un temps de 2 heures ( $60 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

### III.6.4. Dimensionnement du réservoir El -Main

Ce réservoir assure la distribution en eau de la commune El- Main, dont le nombre d'habitants s'élève à 11231 donnant lieu à  $K_{\max h} = 1,54$ .

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés l'annexe (03).

D'après les résultats l'annexe (03), on a :

- $\Delta V^- = -2.841 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 14.348 \%$  ;
- $P_{\max} = 17.189 \%$  ;
- $V_r = 0.17189 \times 13501.831 = 2320.83 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 2320.83 + 120 = 2440.83 \text{ m}^3$ .

Le réservoir d'El- Main aura selon les normes une capacité de  $2500 \text{ m}^3$ .

➤ **Diamètre du réservoir El Main :**

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

La hauteur du réservoir est comprise généralement entre 4 et 6 m, on prend  **$h = 4 \text{ m}$** .

D'où :

$$V = S.H = \frac{\pi.D^2}{4} h \rightarrow D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.h}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 2500}{3.14 \times 4}} = 28.22 \text{ m.}$$

$$D = 28.30 \text{ m.}$$

Avec :

- $S$  : surface du fond du réservoir [ $\text{m}^2$ ] ;
- $h$  : hauteur du réservoir [m] ;
- $V$  : volume du réservoir [ $\text{m}^3$ ] ;
- $D$  : diamètre du réservoir [m].

➤ **Calcul de la hauteur d'incendie :**

On a:

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

$$H_{\text{inc}} = \frac{4.V_{\text{inc}}}{\pi.D^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times 28.22^2} = 0.19 \text{ m.}$$

$$H_{\text{inc}} = 0.19 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de la hauteur d'eau disponible :**

$$H_d = H - H_{\text{inc}} = 4 - 0.19 = 3.81 \text{ m.}$$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (III.7) :

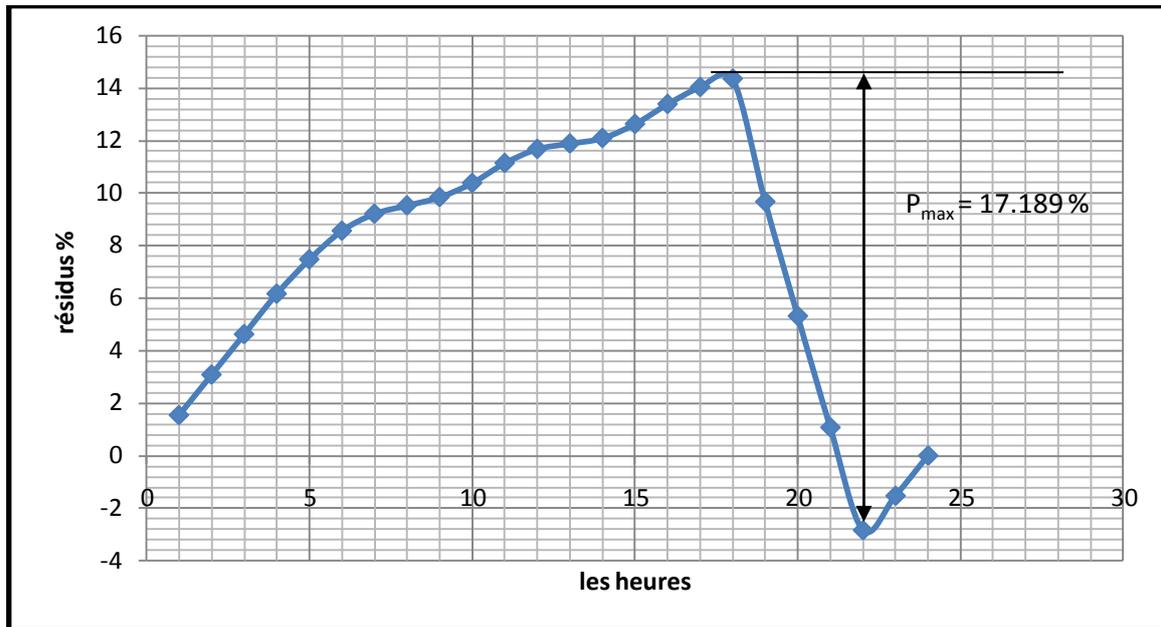


Figure (III.7) : La capacité du réservoir ELMAIN par la méthode graphique.

### III.6.5. Dimensionnement du réservoir Tafreg :

Le réservoir alimente la commune de Tafreg dont le nombre d'habitants est 3899. La valeur  $K_{\max.h}$  ( $K_{\max.h} = 1.81$ ) nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc on se référant à l'annexe 1, on choisit la colonne qui convient.

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés l'annexe (04).

D'après les résultats du l'annexe (04), on a :

- $\Delta V^- = -6.51 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 16.06 \%$  ;
- $P_{\max} = 22.57 \%$  ;
- $V_r = 0.2257 \times 1033.08 = 233.17 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 233.17 + 120 = 353.17 \text{ m}^3$ .

Le réservoir de Tafreg aura selon les normes une capacité de  $400 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :

$$D = 11.30 \text{ m} \quad , \quad H_d = 2.8 \text{ m}$$

$$V_T = 400 \text{ m}^3 \quad , \quad H_{inc} = 1.20 \text{ m}$$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (III.8) :

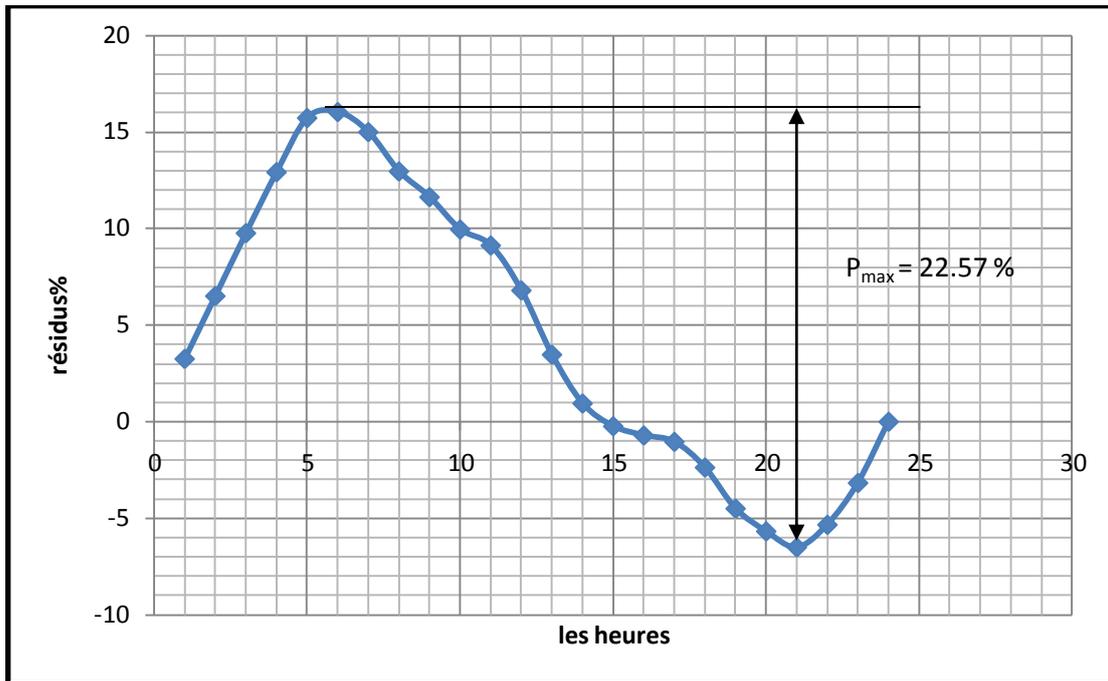


Figure (III.8) : La capacité du réservoir TAFERG par la méthode graphique.

### III.6.6. Dimensionnement du réservoir Djaafra :

Ce réservoir assure la distribution en eau de la ville de Djaafra, dont le nombre d'habitant est de 14403 donnant lieu à  $K_{\max h} = 1,51$ .

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés l'annexe (05).

D'après les résultats de l'annexe (05), on a :

- $\Delta V^- = -3.615\%$  ;
- $\Delta V^+ = 12.978\%$  ;
- $P_{\max} = 16.593\%$  ;
- $V_r = 0.16593 \times 9492.981 = 1575.17 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 1575.17 + 120 = 1695.17 \text{ m}^3$ .

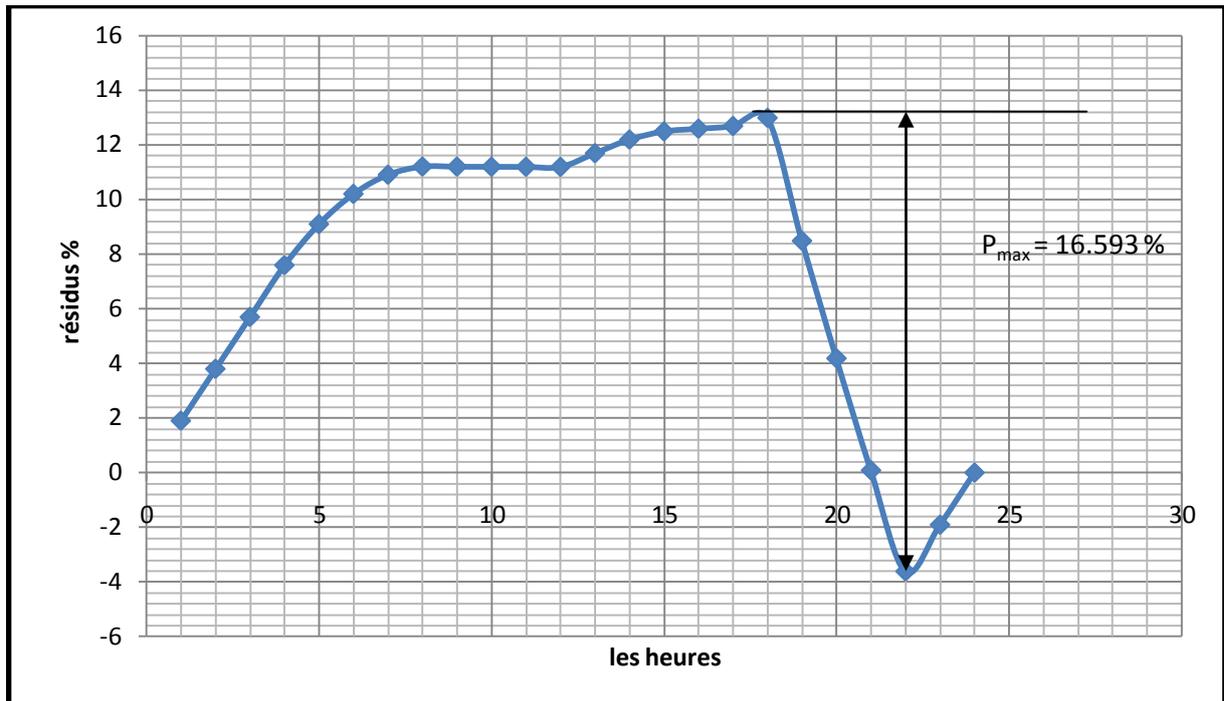
Le réservoir de Djaafra aura selon les normes une capacité de  $1700 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :

$$D = 23.30 \text{ m} \quad , \quad H_d = 3.72 \text{ m}$$

$$V_T = 1700 \text{ m}^3 \quad , \quad H_{inc} = 0.28 \text{ m}$$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (III.9) :



**Figure (III.9) :** La capacité du réservoir DJAAFRA par la méthode graphique.

### III.6.7. Dimensionnement du réservoir Colla :

Ce réservoir alimente la commune Colla dont le nombre d'habitants est 11026, la valeur de  $K_{\max,h}$  est 1.55.

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés l'annexe (06).

D'après les résultats de l'annexe (06), on a :

- $\Delta V^- = -3.382 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 8.162 \%$  ;
- $P_{\max} = 11.544 \%$  ;
- $V_T = 0.11544 \times 5676.761 = 655.33 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 655.33 + 120 = 775.33 \text{ m}^3$ .

Le réservoir de Colla aura selon les normes une capacité de  $800 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :

$$\begin{aligned} D &= 16 \text{ m} & , & & H_d &= 3.4 \text{ m} \\ V_T &= 800 \text{ m}^3 & , & & H_{inc} &= 0.60 \text{ m} \end{aligned}$$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (III.10) :

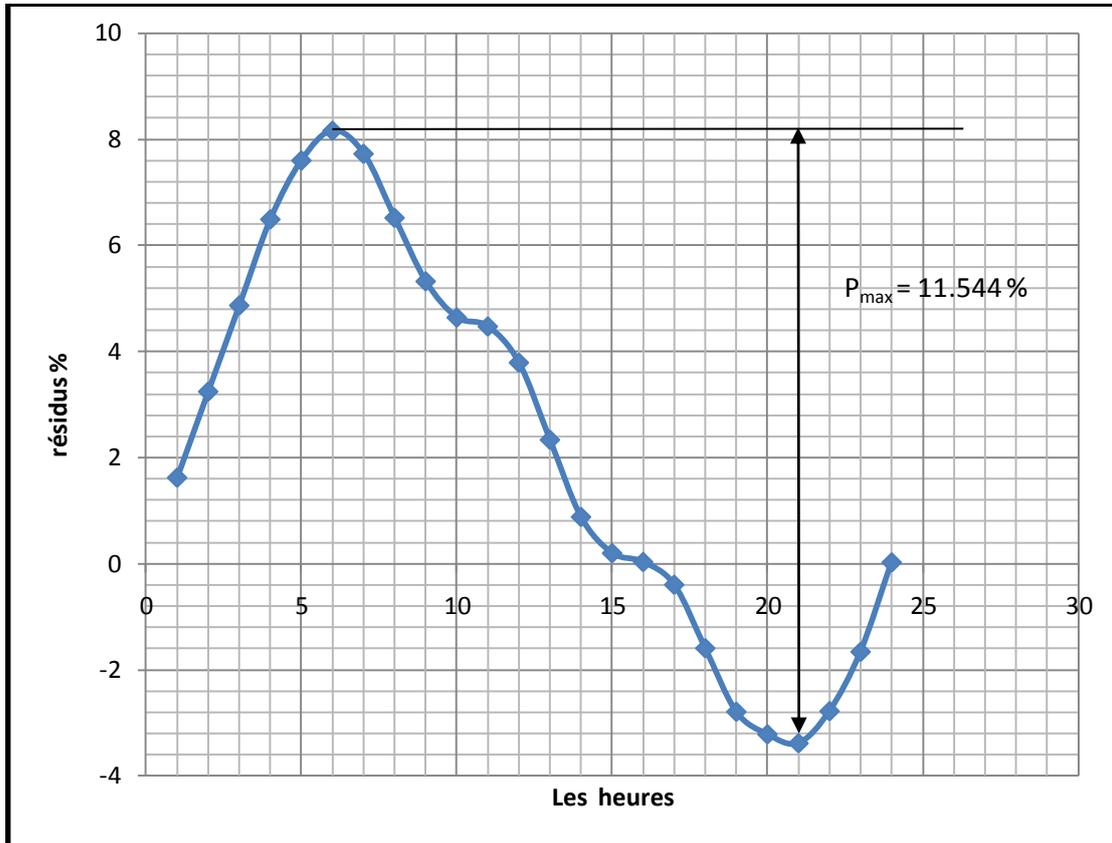


Figure (III.10) : La capacité du réservoir COLLA par la méthode graphique.

### III.6.7. Dimensionnement du réservoir Theniet Ennasr :

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés l'annexe (07).

D'après les résultats l'annexe (07), on a :

- $\Delta V^- = -6.51 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 15.96 \%$  ;
- $P_{max} = 22.47 \%$  ;
- $V_r = 0.2247 \times 2755.31 = 619.12 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 619.12 + 120 = 739.12 \text{ m}^3$ .

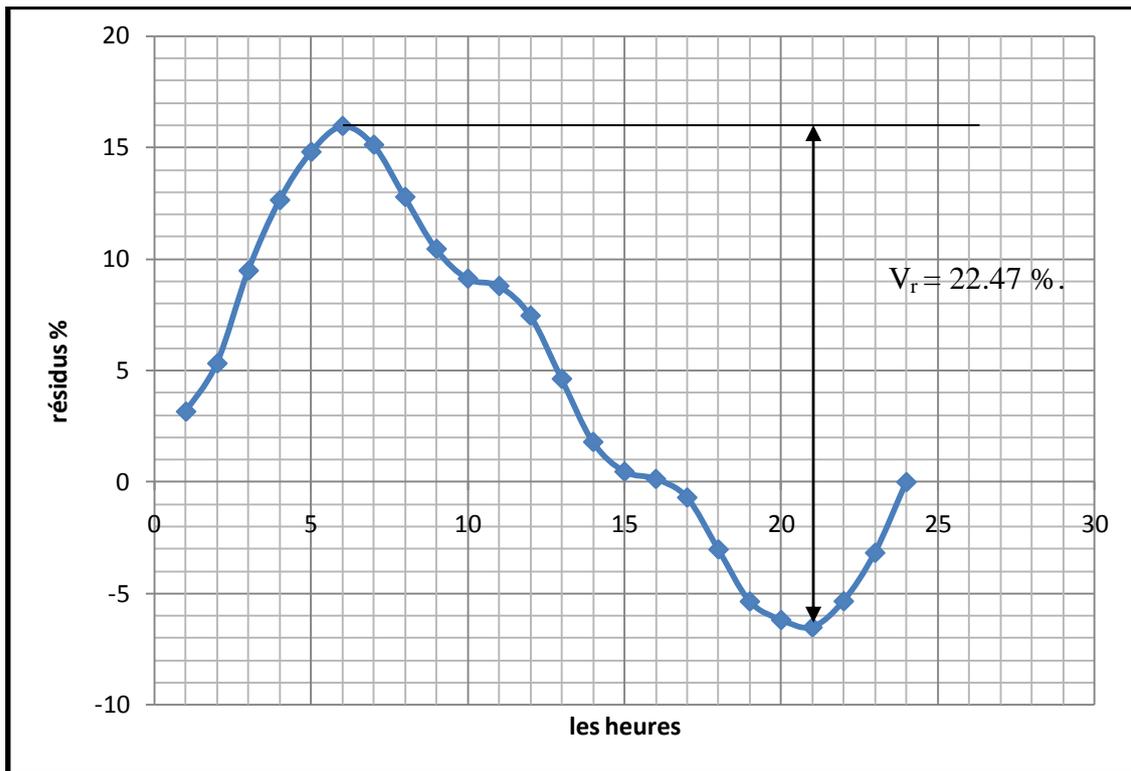
Le réservoir de Theniet Ennasr aura selon les normes une capacité de  $800 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :

$$D = 16 \text{ m} \quad , \quad H_d = 3.4 \text{ m}$$

$$V_T = 800 \text{ m}^3 \quad , \quad H_{inc} = 0.6 \text{ m}$$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (III.11) :



**Figure (III.11) :** La capacité du réservoir Theniet Ennasr par la méthode graphique.

### III.7. Dimensionnement des stations de pompage et les stations de reprise

#### III.7.1. Dimensionnement du réservoir de la première station de pompage SP1

Le réservoir de la station de pompage est alimenté à partir de la station du traitement. Elle assure un refoulement vers toute la zone d'étude pendant 20 heures par jour.

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés dans l'annexe (08):

D'après les résultats de l'annexe (08), on a :

- $\Delta V^- = -15.02 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 1.66 \%$  ;

- $P_{\max} = 16.68 \%$  ;
- $V_r = 0.1668 \times 13501.831 = 2252.11 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 2252.11 + 120 = 2372.11 \text{ m}^3$ .

Le réservoir de la station de pompage SP1 aura selon les normes une capacité de  $2500 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :  $D = 28.20 \text{ m}$  ;  $H_d = 3.04 \text{ m}$  ;  $V_T = 2500 \text{ m}^3$  ;  $H_{\text{inc}} = 0.96 \text{ m}$

### **III.7.2. Dimensionnement du réservoir de la deuxième station de pompage SP2 :**

Elle assure un refoulement vers la station de pompage SP3 pendant 20 heures par jour

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés dans l'annexe (09):

D'après les résultats du l'annexe (09), on a :

- $\Delta V^- = -15.02 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 1.66 \%$  ;
- $P_{\max} = 16.68 \%$  ;
- $V_r = 0.1668 \times 10526.061 = 1755.75 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 1755.75 + 120 = 1875.75 \text{ m}^3$ .

Le réservoir de la station de pompage SP2 aura selon les normes une capacité de  $2000 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :  $D = 25.25 \text{ m}$  ;  $H_d = 3.76 \text{ m}$  ;  $V_T = 2000 \text{ m}^3$  ;  $H_{\text{inc}} = 0.24 \text{ m}$

### **III.7.3. Dimensionnement du réservoir de la troisième station de pompage SP3 :**

Elle assure un refoulement vers les quatre communes suivantes : Taferg, Djaafra, Colla et Theniet Ennasr pendant 20 heures par jour.

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés dans l'annexe (10):

D'après les résultats du l'annexe (10), on a :

- $\Delta V^- = -0.16 \%$  ;
- $\Delta V^+ = 1.48 \%$  ;
- $P_{\max} = 1.64 \%$  ;
- $V_r = 0.0164 \times 10526.061 = 172.63 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 172.63 + 120 = 292.63 \text{ m}^3$ .

Le réservoir de la station de pompage SP3 aura selon les normes une capacité de 300 m<sup>3</sup>.

Donc on aura : D = 9.8 m ; H<sub>d</sub> = 2.4 m ; V<sub>T</sub> = 300 m<sup>3</sup> ; H<sub>inc</sub> = 1.6 m.

#### III.7.4. Dimensionnement des stations de reprise

La station de reprise est un complexe équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, elle permet le refoulement intermédiaire. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. Ce temps, généralement, est d'un quart d'heure (1/4 h).

Pour procéder à la détermination du volume de la station de reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{sr} = \frac{Q_{maxj} * T'}{20} \quad (III.4)$$

Avec :

**V<sub>sr</sub>** : Volume de la station de reprise [m<sup>3</sup>] ;

**Q<sub>maxj</sub>** : Débit entrant dans la station [m<sup>3</sup>/j] ;

**T'** : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (T' = 0.25h).

**Tableau III.10** : Capacité du réservoir de la station de reprise SR.

Les stations de reprise	Débit a refoule (m <sup>3</sup> /j)	Capacité de la SR (m <sup>3</sup> )	Capacité de la SR à projeté (m <sup>3</sup> )
SR1	13501.831	168.773	200
SR2	13501.831	168.773	200
SR3	13501.831	168.773	200

#### III.8. Dimensionnement la chambre de mise en charge

La chambre de mise en charge est un réservoir qui assure une adduction à notre zone d'étude, afin de briser la charge qui entre par refoulement à partir de la station de traitement et sort gravitairement. Elle assure aussi une alimentation d'eau pendant les heures de panne.

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés l'annexe (11).

D'après les résultats du l'annexe (11), on a :

- $\Delta V^- = -1.66\%$  ;
- $\Delta V^+ = 15.02\%$  ;
- $P_{\max} = 16.68\%$  ;
- $V_r = 0.1668 \times 13501.831 = 2252.11 \text{ m}^3$  ;
- $V_T = 2252.11 + 120 = 2372.11 \text{ m}^3$ .

Le réservoir de Colla aura selon les normes une capacité de  $2500 \text{ m}^3$ .

Donc on aura :

$$D = 28.30 \text{ m} \quad , \quad H_d = 3.81 \text{ m}$$

$$V_T = 2500 \text{ m}^3 \quad , \quad H_{inc} = 0.19 \text{ m}$$

### III.9. Conclusion

Après avoir effectués tous les calculs de dimensionnement et les capacités des réservoirs, les résultats sont présentés dans le tableau (III-11) suivant :

Ouvrage de stockage	Région d'alimentation	Capacité (m <sup>3</sup> )
Station de reprise SR1	Adduction vers CMC	200
La chambre de mise en charge	Adduction vers la zone d'étude	2500
Station de pompage 1	Refouler vers SR2	2500
Station de reprise SR2	Refouler vers SR3	200
Station de reprise SR3	Refouler vers Réservoir d'El Main	200
Réservoir d'El Main	Adduction vers station de pompage 2 et distribution vers El Main	2500
Station de pompage 2	Refouler vers station de pompage 3	2000
Station de pompage 3	Refouler vers réservoir du Djaafra, et gravitaire vers réservoir du Taferg	300
Réservoir du Taferg	distribution vers Taferg	400
Réservoir du Djaafra	Adduction vers réservoir du Colla et distribution vers Djaafra	1700
Réservoir du Colla	Adduction vers Réservoir du Theniet Ennasr et distribution vers Colla	800
Réservoir du Theniet Ennasr	distribution vers Theniet Ennasr	800



***Chapitre IV :***

*Adduction*

## **IV.1. Généralités**

Le transfert d'eau inter-bassin ou entre réservoir a été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable et irrigation.

L'adduction est un moyen de transfert d'eau qui consiste à utiliser une technique appropriée pour transporter l'eau entre la région réceptrice et celle d'origine à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages.

Selon le relief de la région à alimenter, on distingue deux modes d'adduction [5] :

### **IV.1.1. Adduction par refoulement**

L'écoulement s'effectue à pleine section en utilisant un système de pompage fournissant l'énergie nécessaire à l'élévation de l'eau et vaincre les pertes de charge. L'écoulement en charge entraîne des pertes de charge non négligeables.

### **IV.1.2. Adduction gravitaire**

La ressource présente une charge supérieure au point d'arrivée, l'écoulement peut se faire soit à surface libre dans les canaux ou aqueducs (le tracé doit présenter des faibles pentes, convient surtout pour des grands débits à transporter tout en minimisant les pertes de charge), soit en charge dans des conduites forcées.

## **IV.2. Critères de tracé de la conduite de transfert**

La faisabilité et la rentabilité d'un projet de transfert dépend essentiellement de l'étude technico-économique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

Afin de définir les variantes les plus technico-économiques, il est essentiel d'appuyer nos choix et méthodes de tracé sur des critères définissant la bonne conduite à avoir lors de la conception et la projection du tracé [5,9].

### **IV.2.1. Critères techniques**

Les critères techniques sont comme suit :

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne. Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son

impact environnemental. Une pose enterrée de la conduite devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche.

- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboisement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- Eviter l'entrée des polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de telle sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier).
- Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main d'œuvre.

#### **IV.2.2. Critères économiques**

Les critères économiques sont comme suit :

- ❖ Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.
- ❖ Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.
- ❖ Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités.
- ❖ Minimiser les ouvrages conduisant à des surcoûts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changement brusques de direction.
- ❖ Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimale (purges, ventouses, Protection anti-bélier ...).
- ❖ Eviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

#### **IV.3. Choix du type de conduite**

Le choix du type des conduites sera établi sur des critères d'ordre techniques et économiques, tels que :

- Prix d'achat.
- Frais de réalisation et d'exploitation.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.

- La nature du terrain.
- Les pertes de charge.

#### IV.4. Dimensionnement des conduites

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, et par suite plus l'énergie dépensée sera importante. Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'une comparaison entre les deux tendances suivantes [5] :

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent 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.

##### IV.4.1. Cas gravitaire

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont [5,10] :

- Le débit.
- La vitesse.
- La perte de charge unitaire.

Le calcul se fait en résolvant un système de deux équations :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{\pi D^2}{4} V \\ J = 1.1 \left[ \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \right] L \leq H_d \end{array} \right. \quad (IV.1)$$

Les étapes de dimensionnement sont les suivants :

On dispose d'une charge disponible définie par la différence d'altitude entre le point de départ et le point d'arrivé :

$$H_d = 1.1 \times j \times L \quad \rightarrow \quad j = \frac{H_d}{1.1 \times L} \quad (IV.2)$$

Pour obtenir le débit projeté, on détermine par calcul itératifs le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible :

$$H_d = 1.1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D^5} L \rightarrow D = \sqrt[5]{1.1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 H_d} L} \quad (\text{IV.3})$$

On évalue par la suite le débit provoqué par le diamètre commercial proche du diamètre optimal. Par conséquent, il y aura une variation de débit.

$$V = \sqrt{\frac{2 g D H_d}{\lambda L 1.1}} \rightarrow Q = \frac{\pi D^2}{4} V \quad (\text{IV.4})$$

L'ajustement du débit s'effectuera à l'aide de pertes de charge singulières (vanne de régulation) :

$$\Delta H = H_d - H_n$$

Avec :

$$H_n = 1.1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D^5} L \quad (\text{IV.5})$$

- $H_n$  : Hauteur nécessaire (total).
- $Q$  : Débit de projet.
- $D$  : Diamètre choisi de la conduite.

On veillera à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables.

#### IV.4.2. Cas de refoulement

##### IV.4.1.1. Calcul de diamètre

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites, on utilise les deux formules approchées suivantes :

**Formule de BRESS :**

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

**Formule de BONNIN :**

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

$Q$  : débit à relever en ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

On prendra tous les diamètres compris entre DN1 et DN2.

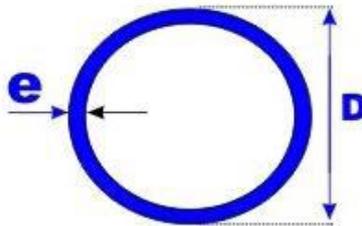
Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5m/s et 1.5 m/s

Les gammes des diamètres commerciaux pour le PEHD et la Fonte sont données dans l'annexe (12).

Les raisons d'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles [11] :

- Facilité de poser (grande flexibilité) ;
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique ;
- Disponibilité sur le marché national (produit locale) ;
- Une rugosité très faible ;
- Meilleure résistance aux contraintes (chocs, écrasement, déplacement du terrain).

**Remarque :** Dans les tuyaux d'adduction d'eau en polyéthylène (PEHD) on donne plutôt le diamètre extérieur auquel il faut retrancher deux fois l'épaisseur pour avoir le diamètre intérieur.



**Figure (IV.1) :** Coupe verticale d'une conduite en PEHD

Avec :

- **e** : épaisseur du tube en mm
- **D** : diamètre extérieur du tube en mm.

#### IV.4.2.2. Les pertes de charge

Les parois de la conduite de refoulement exercent une friction sur l'eau. Cette dernière entraîne une perte de charge, c'est-à-dire, elle réduit considérablement le rendement. La perte de charge est liée à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, tés, clapets et raccords) utilisées lors de l'installation. Elles se présentent sous deux formes [5] :

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

**A. Pertes de charge linéaires**

Elles se déterminent à partir de la formule de DARCY-WEISBACH suivant :

$$H_L = J \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- J : perte de charge par unité de longueur (m/m).
- L : longueur de la conduite (m).
- $\lambda$  : Coefficient de perte de charge de DARCY, il dépend de la rugosité relative et de la nature du régime d'écoulement.
- g : Accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ).
- D : Diamètre de la conduite (m).
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

En régime transitoire,  $\lambda$  est donnée par la formule de COLEBROOK ci-après [5] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{D \times 3.71} \right] \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue.
- Re : Nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante [7] :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.11})$$

Où,

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOKES ci-dessous.

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.00337t + 0.000221t^2)} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- t : Température de l'eau en °C.

Pour  $t = 20^\circ\text{C}$ ,  $\nu = 0.01 \text{ stokes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  (1 stokes =  $10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ ).

Pour les tubes en PEHD :

$$K_s = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm,}$$

$$K_s = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm,}$$

Pour la fonte :  $K_s = 0,15 \text{ mm}$

En régime turbulent rugueux,  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADZE suivant [10] :

$$\lambda = \left[ 1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{K}{D}\right) \right]^{-2} \quad (\text{IV.13})$$

La fonction  $f(\lambda)$  est donnée par la formule ci-dessous :

$$f(\lambda) = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} + 2 \log 10 \left[ \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{D \times 3.71} \right] \quad (\text{IV.14})$$

### B. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités et différents accessoires de la conduite (coudes, vannes, clapets, ...). Sont estimée à 10% pour les conduites en PEHD. Toutefois, l'estimation des pertes de charge singulières n'a qu'une faible influence sur le point de fonctionnement des pompes [5,12] :

$$J_s = 0.10 \times J_L \quad (\text{IV.16})$$

#### IV.4.2.3. Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des deux pertes de charge linéaires et singulières.

$$J_T = 1.10 \times J_L \quad (\text{IV.19})$$

#### IV.4.3. Critères de résistance mécanique

La conduite de transfert doit répondre aux critères de résistance mécanique conformément aux normes, liés aux facteurs suivants [10] :

- La nature des terrains traversés et les potentialités de mouvement de terrains et de tremblement de terre.
- La pression maximale de service et de fonctionnement en régimes transitoires.
- La profondeur de pose et les surcharges supportées.

En ce qui concerne les actions intérieures, les conduites doivent être conçues pour des conditions de débit maximal, de débit nul et de régimes transitoires. Pour les actions extérieures, il se doit de considérer les charges de remblai, les charges en surface, les charges mobiles ainsi que le poids propre de la conduite et de l'eau qu'elle contient.

#### IV.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle est égale à la somme de la hauteur géométrique  $H_g$  et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement [5] :

$$H_{mt} = H_g + J_a + J_r \quad (IV.20)$$

Avec,

- $H_g$  : Hauteur géométrique (m).
- $J_a$  : Pertes de charge d'aspiration (m).
- $J_r$  : Pertes de charge au refoulement (m).

#### IV.4.5. Puissance à fournir à la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, elle se calcule comme suit [5] :

$$P = \frac{9.81 \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (KW) \quad (IV.21)$$

Avec,

- $Q$  : Débit ( $m^3/s$ ).
- $\eta$  : Rendement de la pompe ( $\eta = 70\%$ ).

#### IV.4.6. Energie consommée par la pompe

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

$$E = P \times T_P \times 365 \quad (KWh) \quad (IV.22)$$

Avec,

- $P$  : Puissance de pompage (KWh).
- $T_P$  : Nombre d'heures de pompage par jour ( $T_P = 20$  h)

#### IV.4.7. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e \quad (IV.23)$$

Avec,

**e**: prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ. ( **$e = 4,67$  DA**)

#### IV.4.8. Frais d'amortissement

Ils sont obtenus en multipliant le prix de revient de la conduite par l'amortissement annuel.

$$F_{am} = C_u \times L \times A \quad (DA) \quad (IV.24)$$

Avec,

- $C_u$  : Prix unitaire de la conduite en (DA/m).
- $L$  : Longueur de la conduite (m).
- $A$  : amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (IV.25)$$

Avec,

- $i$  : Taux d'annuité (dans notre cas, 8%)
- $n$  : Nombre d'année d'amortissement (dans notre cas, il est de 30 ans)

#### IV.4.9. Bilan général

Le bilan général est la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement.

$$B_L = F_{am} + F_{exp} \quad (DA) \quad (IV.26)$$

### IV.5. Equipements de l'adduction [13]

#### IV.5.1. Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale permettant l'isolement d'une partie d'adduction en cas de travaux de répartition ou autres.

##### A) Robinets-vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm.

##### B) Vanne papillons

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

**C) Robinet de vidange**

Ce sont des robinets placés aux points le plus bas de la canalisation pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoin. Ces robinets doit être facilement accessibles.

**IV.5.2. Ventouse**

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air contenu dans les conduites. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les venteuses.

**IV.5.3. Les clapets anti-retour**

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide à un certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

**IV.5.4. Les crépines**

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.

**IV.6. Dimensionnement des différents tronçons d'adduction****IV.6.1. Partie refoulement****IV.6.1.1. Tronçon (Station de Traitement) → (CMC)****➤ Caractéristique du tronçon**

- Débit  $Q = 0.187 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 1567 \text{ m}$
- Cote du radier de la STR :  $CR = 325.2 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de la CMC :  $CTP = 463.79 \text{ m}$  (Arrivée)

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR$

$$H_g = 463.79 - 325.2 = 138.59 \text{ m}$$

➤ Calcul du diamètre

- BONNIN D= 0.432 m
- BRESS D= 0.649 m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN30) sont : 450 mm, 500 mm, 600 mm.

**Tableau IV.1 :** Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR→CMC.

D(m)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	J <sub>T</sub> (m)	Hmt (m)
0.450	1,176	1567	529370,134	0,029511899	7,973356087	146,5633561
0.500	0,953	1567	476433,121	0,028649589	4,570618289	143,1606183
0.600	0,662	1567	397027,601	0,0272791	1,748961934	140,3389619

**Tableau IV.2 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR→CMC.

D (m)	Q (m³/s)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0.450	0.187	384,0943998	2803889,118	13094162,18
0.500	0.187	375,176942	2738791,677	12790157,13
0.600	0.187	367,7823079	2684810,847	12538066,66

**Tableau IV.3 :** Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR→CMC.

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,45	12380	1567	1723204,241
0,5	14122	1567	1965677,729
0,6	18289	1567	2545693,244

**Tableau IV-4 :** Calcul de bilan du tronçon STR→CMC.

	0,450	0,500	0,600
Frais exp (Da)	13094162,18	12790157,13	12538066,66
Frais amts (Da)	1723204,241	1965677,729	2545693,244
Bilan (Da)	14817366,42	14755834,86	15083759,9

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.500$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 0,953$  m/s.

**IV.6.1.2. Tronçon (SP1) → (SR2)**

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit  $Q = 0.187$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 1712$  m
- Cote du radier de la SP1 : CR = 446 m (Départ)
- Cote du trop plein de la SR2 : CTP = 645.95 m (Arrivée)

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR$

$H_g = 645.95 - 446 = 199.95$  m

➤ **Calcul du diamètre**

- BONNIN  $D = 0.432$  m
- BRESS  $D = 0.649$  m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN 30) sont : 450 mm, 500 mm, 600 mm,

**Tableau IV.5 :** Calcul de la hauteur manométrique total  $H_{mt}$  du tronçon (SP1) → (SR2).

D (mm)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	$J_T$ (m)	Hmt (m)
0,45	1,176	1712	529370,134	0,029512381	8,711300937	208,6813009
0,5	0,953	1712	476433,121	0,028653397	4,994217358	204,9642174
0,6	0,662	1712	397027,601	0,027281108	1,910940172	201,8809402

**Tableau IV.6 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1) → (SR2).

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,45	0.187	546,885123	3992261,398	18643860,73
0,5	0.187	537,1438683	3921150,239	18311771,61
0,6	0.187	529,0636119	3862164,367	18036307,59

Tableau IV.7 : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SP1) → (SR2).

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,45	12380	1712	1882658,367
0,5	14122	1712	2147568,776
0,6	18289	1712	2781255,159

Tableau IV.8 : Calcul de bilan du tronçon (SP1) → (SR2).

	0,450	0,500	0,600
Frais exp,(Da)	18643860,73	18311771,61	18036307,59
Frais amts,(Da)	1882658,367	2147568,776	2781255,159
Bilan (Da)	20526519,1	20459340,39	20817562,75

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.500$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 0,953$  m/s.

#### IV.6.1.3. Tronçon (SR2) → (SR3)

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit  $Q = 0.187$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 2140$ m
- Cote du radier de la SR2 : CR = 641.95 m (Départ)
- Cote du trop plein de la SR3 : CTP = 878.96 m (Arrivée)

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR$

$$H_g = 878.96 - 641.95 = 237.01 \text{ m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

- BONNIN  $D = 0.432$  m
- BRESS  $D = 0.649$  m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN 30) sont : 450mm, 500mm, 600mm.

Tableau IV.9 : Calcul de la hauteur manométrique total  $H_{mt}$  du tronçon (SR2) → (SR3).

D (mm)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	$J_T$ (m)	Hmt (m)
0,450	1,176	2140	529370,134	0,029512381	10,88912617	247,9891262
0,500	0,953	2140	476433,121	0,028653397	6,242771698	243,3427717
0,600	0,662	2140	397027,601	0,027281108	2,388675216	239,4886752

Tableau IV.10 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2) → (SR3).

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,450	0.187	649,8980176	4744255,528	22155673,32
0,500	0.187	637,7214491	4655366,579	21740561,92
0,600	0.187	627,6211286	4581634,239	21396231,9

Tableau IV.11 : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SR2) → (SR3).

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,450	12380	2140	2353322,958
0,500	14122	2140	2684460,971
0,600	18289	2140	3476568,949

Tableau IV.12 : Calcul de bilan du tronçon (SR2) → (SR3).

	0,450	0,500	0,600
Frais exp,(Da)	22155673,32	21740561,92	21396231,9
Frais amts,(Da)	2353322,958	2684460,971	3476568,949
Bilan (Da)	24508996,27	24425022,89	24872800,84

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.500$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 0,953$  m/s.

#### IV.6.1.4. Tronçon (SR3) → (Réservoir El Main)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.187$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 953$  m
- Cote du radier de la SR3 : CR = 874.96 m (Départ)
- Cote du trop plein du réservoir El Main : CTP = 1070.70 m (Arrivée)

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR$

$$H_g = 1070.70 - 874.96 = 195.74 \text{ m}$$

➤ Calcul du diamètre

- BONNIN D= 0.432 m
- BRESS D= 0.649 m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN30) sont : 450mm, 500mm, 600mm,

**Tableau IV.13 :** Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SR3)- (Res El Main).

D (mm)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	J <sub>T</sub> (m)	Hmt (m)
0,450	1,176	953	529370,134	0,029512381	4,84922301	200,589223
0,500	0,953	953	476433,121	0,028653397	2,780075434	198,5200754
0,600	0,662	953	397027,601	0,027281108	1,063741813	196,8037418

**Tableau IV.14 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR3)- (Res El Main).

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,450	0.187	525,6784456	3837452,653	17920903,89
0,500	0.187	520,2558897	3797867,995	17736043,54
0,600	0.187	515,7579432	3765032,985	17582704,04

**Tableau IV.15 :** Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SR3)- (Res El Main).

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,450	12380	953	1047998,495
0,500	14122	953	1195463,227
0,600	18289	953	1548210,378

**Tableau IV.16 :** Calcul de bilan du tronçon (SR3)- (Res El Main).

	0,450	0,500	0,600
Frais exp,(Da)	17920903,89	<b>17736043,54</b>	17582704,04
Frais amts,(Da)	1047998,495	<b>1195463,227</b>	1548210,378
<b>Bilan (Da)</b>	18968902,38	<b>18931506,76</b>	19130914,42

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est D = 0.500 m, avec une vitesse acceptable V = 0.953 m/s.

IV.6.1.5. Tronçon (SP2) → (SP3)

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit  $Q = 0.146 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 5633 \text{ m}$
- Cote du radier de la SP2 :  $CR = 997.95 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de la SP3 :  $CTP = 1210.60 \text{ m}$  (Arrivée)

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR$

$$H_g = 1210.60 - 997.95 = 212.65 \text{ m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

- BONNIN  $D = 0.382 \text{ m}$
- BRESS  $D = 0.573 \text{ m}$

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN 30) sont : 400 mm, 450 mm, 500 mm,

**Tableau IV.17** : Calcul de la hauteur manométrique total  $H_{mt}$  du tronçon (SP2)- (SP3).

D (m)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	$J_T$ (m)	Hmt (m)
0,400	1,162	5633	464968,153	0,030576792	32,62058814	245,2705881
0,450	0,918	5633	413305,025	0,029567584	17,50463678	230,1546368
0,500	0,744	5633	371974,522	0,02871911	10,03970112	222,6897011

**Tableau IV.18** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP2)- (SP3).

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,400	0.146	501,8446465	3663465,92	17108385,84
0,450	0.146	470,9161144	3437687,635	16054001,26
0,500	0.146	455,6422162	3326188,178	15533298,79

**Tableau IV.19** : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SP2)- (SP3).

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,400	10353	5633	5180278,144
0,450	12380	5633	6194517,862
0,500	14122	5633	7066153,574

**Tableau IV.20** : Calcul du bilan du tronçon (SP2)- (SP3).

	0,400	0,450	0,500
<b>Frais exp,(Da)</b>	17108385,84	<b>16054001,26</b>	15533298,79
<b>Frais amts,(Da)</b>	5180278,144	<b>6194517,862</b>	7066153,574
<b>Bilan (Da)</b>	22288663,99	<b>22248519,12</b>	22599452,37

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.450$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 0.918$  m/s.

#### IV.6.1.6. Tronçon (SP3) → (réservoir Djaafra)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.132$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 4739$  m
- Cote du radier de la SP3 : CR = 1206.60 m (Départ)
- Cote du trop plein du réservoir Djaafra : CTP = 1378.60 m (Arrivée)

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR$

$$H_g = 1378.60 - 1206.60 = 172 \text{ m}$$

##### ➤ Calcul du diamètre

- BONNIN  $D = 0.363$  m
- BRESS  $D = 0.545$  m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN 30) sont : 400 mm, 450 mm, 500 mm,

Tableau IV.21 : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (SP3)-(Res Djaafra).

D (m)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	J <sub>T</sub> (m)	Hmt (m)
0,400	1,051	4739	420382,166	0,030598255	22,44841304	193,098413
0,450	0,830	4739	373673,036	0,029594056	12,04844131	182,6984413
0,500	0,673	4739	336305,732	0,028750782	6,91175886	177,5617589

Tableau IV.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP3)-(Rés Djaafra).

D (m)	Q (m³/s)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.400	0.132	357,2099957	2607632,969	12177645,96
0.450	0.132	337,9712366	2467190,027	11521777,43
0.500	0.132	328,4689611	2397823,416	11197835,35

Tableau IV.23 : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (SP3)-(Rés Djaafra).

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0.400	10353	4739	4358128,55
0.450	12380	4739	5211400,7
0.500	14122	4739	5944701,187

Tableau IV.24 : Calcul du bilan du tronçon (SP3)-(Rés Djaafra).

	0.400	0.450	0.500
Frais exp,(Da)	12177645,96	11521777,43	11197835,35
Frais amts,(Da)	4358128,55	5211400,7	5944701,187
Bilan (Da)	16535774,51	16733178,13	17142536,54

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est D = 0.400 m, avec une vitesse acceptable V = 1.051 m/s.

IV.6.2. Partie gravitaire

IV.6.2.1. Tronçon CMC → SP1

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit  $Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 11286 \text{ m}$
- Cote du radier de CMC :  $CR = 459.79 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de SP1 :  $CTP = 450 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur disponible  $H_d = CR - CTP$

$$H_d = 459.79 - 450 = 9.79 \text{ m}$$

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{min} = 0.315 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.630 \text{ m}$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN6) est: 369.4 mm, 461.8 mm, 519.8 mm

**Tableau IV.25** : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon CMC → SP1.

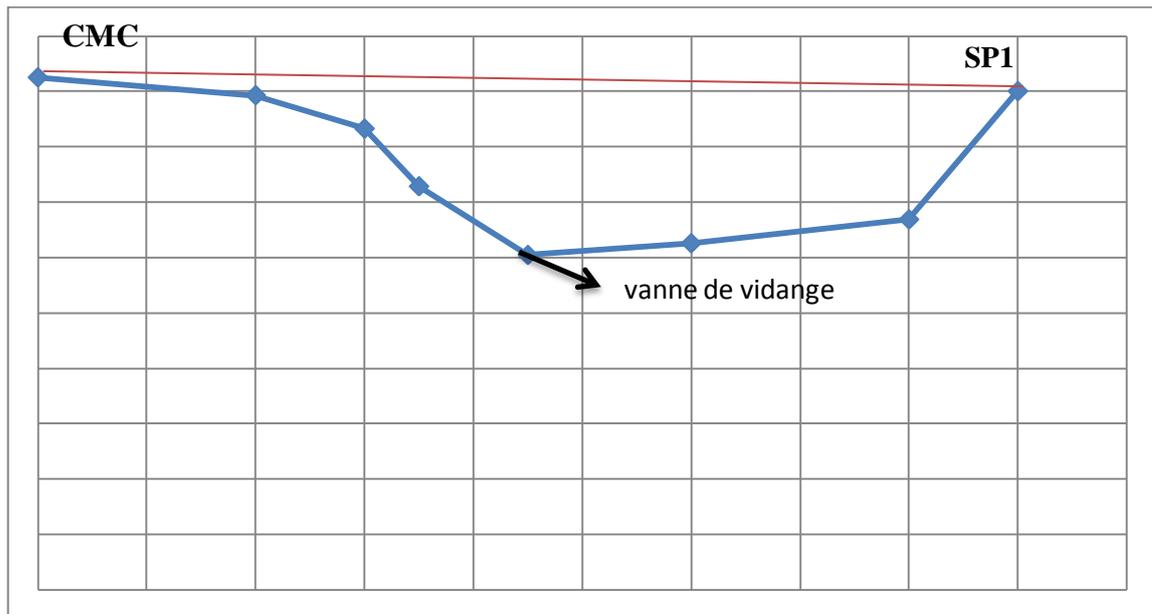
$D_{int}(mm)$	$V (m/s)$	$R_e$	$L (m)$	$\lambda$	$J_t (m)$	$h_d (m)$	$J_v (m)$
0.3694	1.456	537969.91	11286	0.0137476	49.944	9.79	-40.154
0.4618	0.931	430329.35	11286	0.0140651	16.734	9.79	-6.944
<b>0.5918</b>	<b>0.567</b>	<b>335799.45</b>	<b>11286</b>	<b>0.0145306</b>	<b>5.002</b>	<b>9.79</b>	<b>4.788</b>

On optera pour un diamètre de **0.5918 m (630 mm)** et  $J_t = 5.002 \text{ m}$  est inférieure à  $H_d = 9.79 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **0.567 m/s**.

Sachant que :  $J_v = H_d - J_t$

Pour que l'eau arrive à la station SP1, il faut que :  $J_t \leq H_d \rightarrow H_d - J_t \geq 0 \rightarrow J_v \geq 0$

Le cas le plus favorable est lorsque  $J_t = H_d$ ,  $J_v = 0$  : veut dire que les pertes de charges dans la conduite seront égale à la hauteur disponible produite par la hauteur géométrique.



**Figure (IV.2) :** Ligne piézométrique pour le tronçon CMC → SP1.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 0.5918 mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge créée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t$$

$$J_v = 9.79 - 5.002 = 4.788 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\zeta$  :

$$J_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g} \quad (\text{IV.27})$$

Avec :

- $J_v$  : Pertes de charge créées par la vanne (m)
- $\zeta$  : Coefficient d'ouverture de la vanne
- $v$  : Vitesse d'écoulement (m/s)
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ).

Donc :

$$\zeta = 450.39$$

A partir de l'annexe (13) on trouve l'angle d'ouverture de la vanne est  $65.25^\circ$ .

## IV.6.2.2. Tronçon réservoir El Main → SP2

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit  $Q = 0.122 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 7775 \text{ m}$
- Cote du radier de Res El Main :  $CR = 1066.70 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de SP2 :  $CTP = 1001.95 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur disponible  $H_d = CR - CTP$   
 $H_d = 1066.70 - 1001.95 = 64.75 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.279 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.558 \text{ m}$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) est: 277.6 mm, 352.6 mm, 440.6 mm.

**Tableau IV.26** : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon du Res El Main → SP2.

$D_{\text{int}}(\text{mm})$	$V(\text{m/s})$	$R_e$	$L \text{ (m)}$	$\lambda$	$J_t \text{ (m)}$	$h_d \text{ (m)}$	$J_v \text{ (m)}$
0.2776	2.016	559848.749	7775	0.013903571	88.798	64.75	-24.048
<b>0.3526</b>	<b>1.25</b>	<b>440765.776</b>	<b>7775</b>	<b>0.014175496</b>	<b>27.384</b>	<b>64.75</b>	<b>37.366</b>
0.4406	0.80	352732.666	7775	0.014537028	9.218	64.75	55.532

On optera pour un diamètre de **352.6 mm** (400 mm) et  $J_t = 27.384 \text{ m}$  est inférieure à  $H_d$ , avec une vitesse acceptable de **1.25 m/s**.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 327.4 mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = 37.366 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\zeta$  :

$$\zeta = 449.11$$

A partir de l'annexe (13) on trouve l'angle d'ouverture de la vanne est  $65.23^\circ$ .

IV.6.2.3. Tronçon SP3 → réservoir Tafreg

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit  $Q = 0.0119 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 2167 \text{ m}$
- Cote du radier de SP3 :  $CR = 1206.60 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein du Res Tafreg :  $CTP = 1153.00 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur disponible  $H_d = CR - CTP$   
 $H_d = 1206.10 - 1153.00 = 53.6 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.087 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.174 \text{ m}$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) est: 96.8 mm, 110.2 mm, 141 mm.

**Tableau IV.27** : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon SP3 → réservoir Tafreg.

$D_{\text{int}}(\text{mm})$	$V(\text{m/s})$	$R_e$	$L \text{ (m)}$	$\lambda$	$J_t \text{ (m)}$	$h_d \text{ (m)}$	$J_v \text{ (m)}$
0.0968	1.617	156603.674	2167	0.017108818	56.201	53.6	-2.601
<b>0.1102</b>	<b>1.25</b>	<b>137561.122</b>	<b>2167</b>	<b>0.017418951</b>	<b>29.924</b>	<b>53.6</b>	<b>23.676</b>
0.141	0.762	107512.31	2167	0.018111645	9.073	53.6	44.527

On optera pour un diamètre de **110.2 mm (125 mm)** et  $J_t = 29.924 \text{ m}$  est inférieure à  $H_d$ , avec une vitesse acceptable de **1.25 m/s**.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 102.2 mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = 23.676 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\zeta$  :

$$\zeta = 314.25$$

A partir de l'annexe (13) on trouve l'angle d'ouverture de la vanne est  $63.10^\circ$ .

## IV.6.2.4. Tronçon réservoir Djaafra → réservoir Colla

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit  $Q = 0.0657 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 5106 \text{ m}$
- Cote du radier de Res Djaafra :  $CR = 1374.60 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein du Res Colla :  $CTP = 1327.00 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur disponible  $H_d = CR - CTP$   
 $H_d = 1374.60 - 1327 = 47.6 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.204 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.409 \text{ m}$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) est: 227.6 mm, 352.6 mm, 440.6mm.

**Tableau IV.28** : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon Res Djaafra → Res Colla.

$D_{\text{int}}(\text{mm})$	$V(\text{m/s})$	$R_e$	$L \text{ (m)}$	$\lambda$	$J_t \text{ (m)}$	$h_d \text{ (m)}$	$J_v \text{ (m)}$
<b>0.2776</b>	<b>1.086</b>	<b>301492.318</b>	<b>5106</b>	<b>0.015165801</b>	<b>18.45</b>	<b>47.6</b>	<b>29.15</b>
0.3526	0.673	237363.209	5106	0.015622758	5.75	47.6	41.85
0.4406	0.431	189955.215	5106	0.016151006	1.95	47.6	45.65

On optera pour un diamètre de **277.6 (315mm) mm** et  $J_t = 18.45 \text{ m}$  est inférieure à  $H_d = 45 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **1.086 m/s**.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 292.8 mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge créée par la vanne

$$J_v = 29.15 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\zeta$  :

$$\zeta = 440.18$$

A partir de l'annexe (13) on trouve l'angle d'ouverture de la vanne est  $65^\circ$ .

IV.6.2.5. Tronçon réservoir Colla → réservoir Theniet Ennasr

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit  $Q = 0.0319 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 5670 \text{ m}$
- Cote du radier de Res Colla :  $CR = 1323.00 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein du Res Theniet Ennasr :  $CTP = 1240.60 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur disponible  $H_d = CR - CTP$   
 $H_d = 1323.00 - 1240.60 = 82.4 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.143 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.285 \text{ m}$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) est: 141 mm, 188.1 mm, 220.4 mm.

**Tableau IV.29** : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon Res Colla → Res Theniet Ennasr.

$D_{\text{int}}(\text{mm})$	$V(\text{m/s})$	$R_e$	$L \text{ (m)}$	$\lambda$	$J_t \text{ (m)}$	$h_d \text{ (m)}$	$J_v \text{ (m)}$
0.141	2.044	288205.267	5670	0.015261628	143.76	82.4	-61.36
<b>0.1881</b>	<b>1.15</b>	<b>216039.036</b>	<b>5670</b>	<b>0.015845504</b>	<b>36.24</b>	<b>82.4</b>	<b>46.16</b>
0.2204	0.84	184378.143	5670	0.016235742	16.39	82.4	66.01

On optera pour un diamètre de **188.1 mm** (200 mm) et  $J_t = 36.24 \text{ m}$  est inférieure à  $H_d$ , avec une vitesse acceptable de **1.15 m/s**.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 163.6 mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = 46.16 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\zeta$  :

$$\zeta = 744.1$$

A partir de l'annexe (13) on trouve l'angle d'ouverture de la vanne est  $69.8^\circ$ .

### IV.7. Conclusion

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.

Sur la base de l'étude géophysique effectuée par le bureau d'étude « **AMENHYD SPA** », on a opté pour le PEHD el fonte ductile comme matériaux de canalisation étant donné qu'ils résistent à la corrosion et aux pressions très élevées.

L'étude de ce chapitre nous a permis de déterminer les diamètres par une étude technico-économique de l'adduction, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

*Tableau IV.30 : Tableau récapitulatif des résultats.*

Type d'adduction	Tronçons	Débit véhiculé (l/s)	Longueur (m)	Diamètre DN (mm)	V(m/s)	Type des Conduite
<b>par refoulement</b>	SR1 → CMC	187	1567	500	0.953	Fonte ductile PN 30
	SP1 → SR2	187	1712	500	0.953	Fonte ductile PN 30
	SR2 →SR3	187	2140	500	0.953	Fonte ductile PN 30
	SR3 → El Main	187	953	500	0.953	Fonte ductile PN 30
	SP2 → SP3	146	5633	450	0.918	Fonte ductile PN 30
	SP3 → Djaafra	132	4739	400	1.051	Fonte ductile PN 30
<b>Gravitaire</b>	CMC → SP1	156	11286	630	0.567	PEHD PN6
	El Main → SP2	122	7775	400	1.25	PEHD PN10
	SP3 → Taferg	11.9	2167	125	1.25	PEHD PN10
	Djaafra → Colla	65.7	5106	315	1.086	PEHD PN10
	Colla→Theniet Ennasr	31.9	5670	200	1.15	PEHD PN10
	<b>TOTAL</b>	/	/	<b>48748</b>	/	/

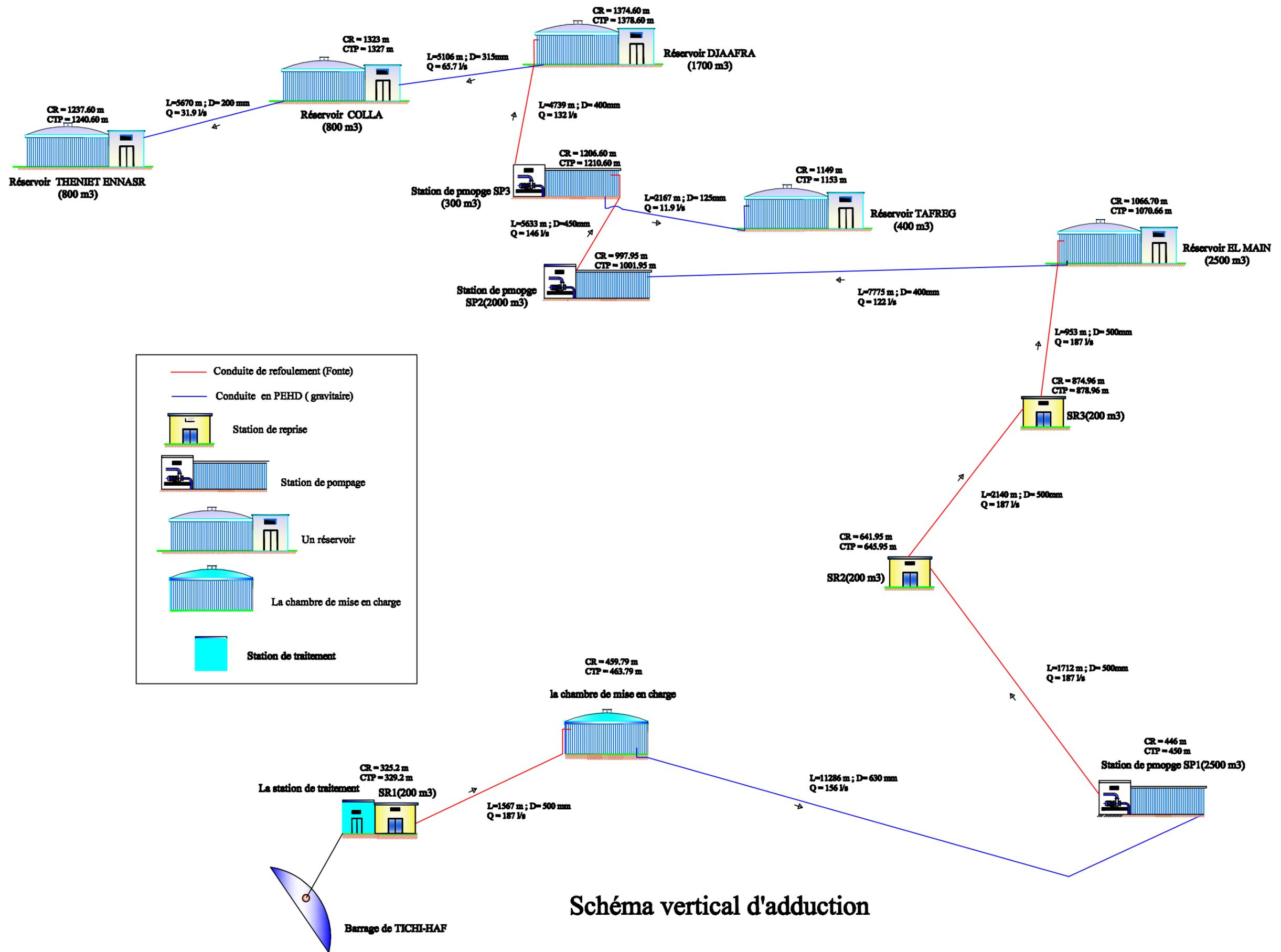


Schéma vertical d'adduction



## **Chapitre V:**

*Pompes et station de pompage*

## **V.1. Introduction**

On appelle pompe, une machine hydraulique qui permet de transformer l'énergie mécanique en énergie de pression. Autrement dit, c'est un appareil qui aspire un fluide d'une région de haute pression pour le refoulera à une région de basse pression.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir :

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité, compressibilité.
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités...etc.
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression...etc.

Dans notre cas, on s'intéresse à la catégorie des turbopompes, qui sont actuellement les plus utilisées dans le monde. Notre choix s'est porté sur les 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, peu encombrantes.

## **V.2. Règles d'établissement des stations de pompages**

Les règles de leur établissement sont dominées par quatre principes essentiels [9] :

### **V.2.1. Sécurité de fonctionnement**

Elle consiste en un large dimensionnement des installations principales et auxiliaires. Ceci implique aussi bien des taux de contrainte relativement modérés pour les différentes parties de constructions et des installations, qu'un excès de puissance pour les groupes motopompes et tous les auxiliaires qui en dépendent.

### **V.2.2. Protection des eaux refoulées**

Cette protection doit être totale lorsqu'il s'agit d'eau potable. L'eau transportée doit être isolée de tout corps ou matières susceptibles de porter atteinte à sa potabilité. Il est impératif d'éviter toute introduction d'eau extérieure (eau de lavage des salles, de refroidissement des moteurs, de la nappe locale ...) dans le circuit d'aspiration et de refoulement.

### **V.2.3. Rendement de l'installation**

La conception d'une station de pompage technico-économique passe par l'optimisation des rendements de ses différents constituants :

- Le rendement des moteurs proprement dit et de leurs auxiliaires ;
- Le rendement des pompes ;
- Le rendement des circuits hydrauliques.

### **V.2.4. Facilité de l'exploitation ultérieure**

Elle consiste en un choix judicieux des installations et un aménagement optimal de la station : des groupes motopompes bien dégagés, d'accès facile et des couloirs suffisamment larges. Certains types de pompes présentent des facilités d'exploitation plus intéressantes grâce notamment à leur faible encombrement et à leur entretien plus simple (plan de joint axial, positionnement vertical ...).

## **V.3. Types de pompes**

On distingue deux catégories principales de pompes [10] :

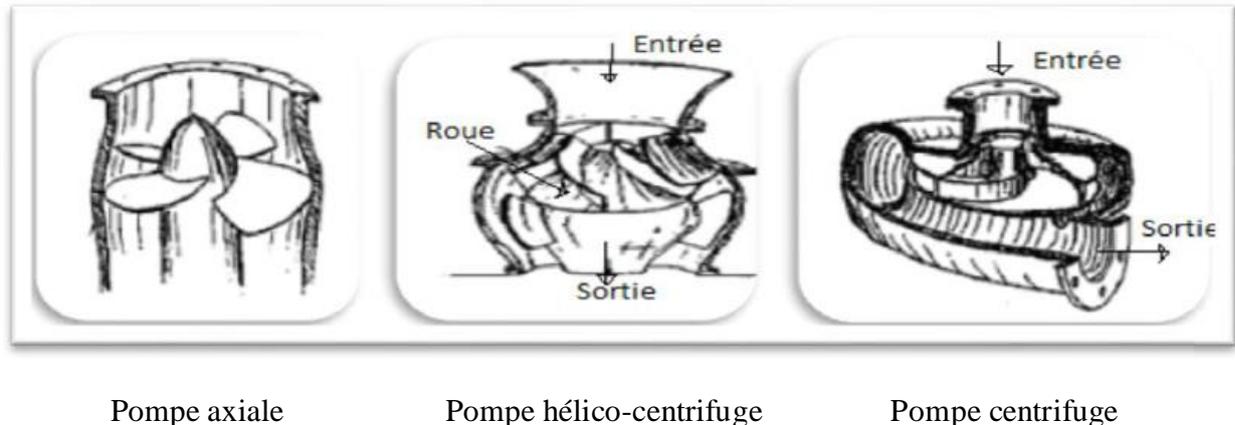
- Les pompes volumétriques : basées sur le transfert régulier de volumes liquides, le débit engendré est indépendant de la pression de travail. Elles sont utilisées essentiellement pour des liquides de fortes viscosités.
- Les turbopompes : constituent un système ouvert et en équilibre ou le fluide n'est jamais enfermé dans un volume totalement clos. La pression est générée soit par l'action de forces centrifuges, soit par la conversion en pression de l'énergie cinétique communiquée au fluide.

Suite aux progrès réalisés dans l'élaboration des moteurs électriques, les turbopompes ont vu un développement très rapide et constituent des groupes peu encombrants, légers, économiques et d'un excellent rendement.

On s'intéressera par la suite aux turbopompes, plus adaptées à notre projet. Suivant le type de roue, on distingue trois catégories de turbopompes :

- Pompes axiales (hélices) : employées pour des hauteurs et grands débits ;
- Pompes centrifuges : couvrant un domaine d'utilisation beaucoup plus important que les autres pompes. Elles peuvent atteindre des hauteurs manométriques d'environ 100 fois supérieures à celles réalisables par des pompes à hélices ;
- Pompes hélico-centrifuges.

En résumé, l'eau entre par le centre de la roue et en sort radialement dans le cas d'une pompe centrifuge, ou parallèlement à l'axe pour les pompes à hélices figure (V.1).



**Figure (V.1) :** Types de turbo-pompes

#### V.4. Ossature d'une turbo-pompe

Les principales parties entrant dans la composition d'une turbopompe sont :

- **Le distributeur** : constitué par une tubulure profilée, le fluide entrant est conduit vers l'œillard de la roue avec une vitesse et une direction appropriées. Généralement, il se présente sous-forme de convergeant ce qui permet de disposer d'une meilleure répartition du filet liquide à l'entrée de la roue ;
- **La roue (ou turbine)** : constitue la partie mobile de la pompe. Les aubes disposées symétriquement autour de l'axe transmettent au fluide l'énergie cinétique nécessaire en vue de son déplacement ;
- **Le diffuseur** : l'énergie cinétique acquise au niveau de la roue est transformée en énergie potentielle (pression) par ralentissement progressif de la veine liquide dans une pièce constituée soit :
  - D'un diffuseur lisse ;
  - D'un diffuseur à ailettes ;
  - D'une volute.

#### V.5. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur les critères suivants [3] :

- Le débit appelé à être refouler ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;

- Le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum d'exploitation.

## V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

### V.6.1. Hauteur manométrique

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

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.1)$$

Avec :

- $H_{mt}$  : Hauteur manométrique (m) ;
- $H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;
- $J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $J_{ref}$  : Pertes de charge au refoulement (m).

### V.6.2. La puissance

On distingue deux types de puissance :

#### V.6.2.1. La puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (V.2)$$

- $P_a$  : Puissance totale consommée (KW) ;
- $Q$  : Débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ) ;
- $H_{mt}$  : Hauteur manométrique (m) ;
- $\eta$  : Rendement total de l'installation.

#### V.6.2.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile

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

$$P_u = P_h = g \cdot H_{mt} \cdot Q \quad (V.3)$$

### V.6.3. Le rendement

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

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

### V.7. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances (figure V.2) sont les suivantes [14] :

- La courbe débit-hauteur (Q-H) qui exprime la variation des différentes hauteurs d'élevation en fonction des débits  $H = f(Q)$  ;
- La courbe débit-puissance (Q-P) qui exprime la variation des différentes puissances absorbées en fonction des débits  $P = f(Q)$  ;
- La courbe débit-rendement (Q- $\eta$ ) qui exprime la variation des différents rendements de la pompe en fonction des débits  $\eta = f(Q)$ .

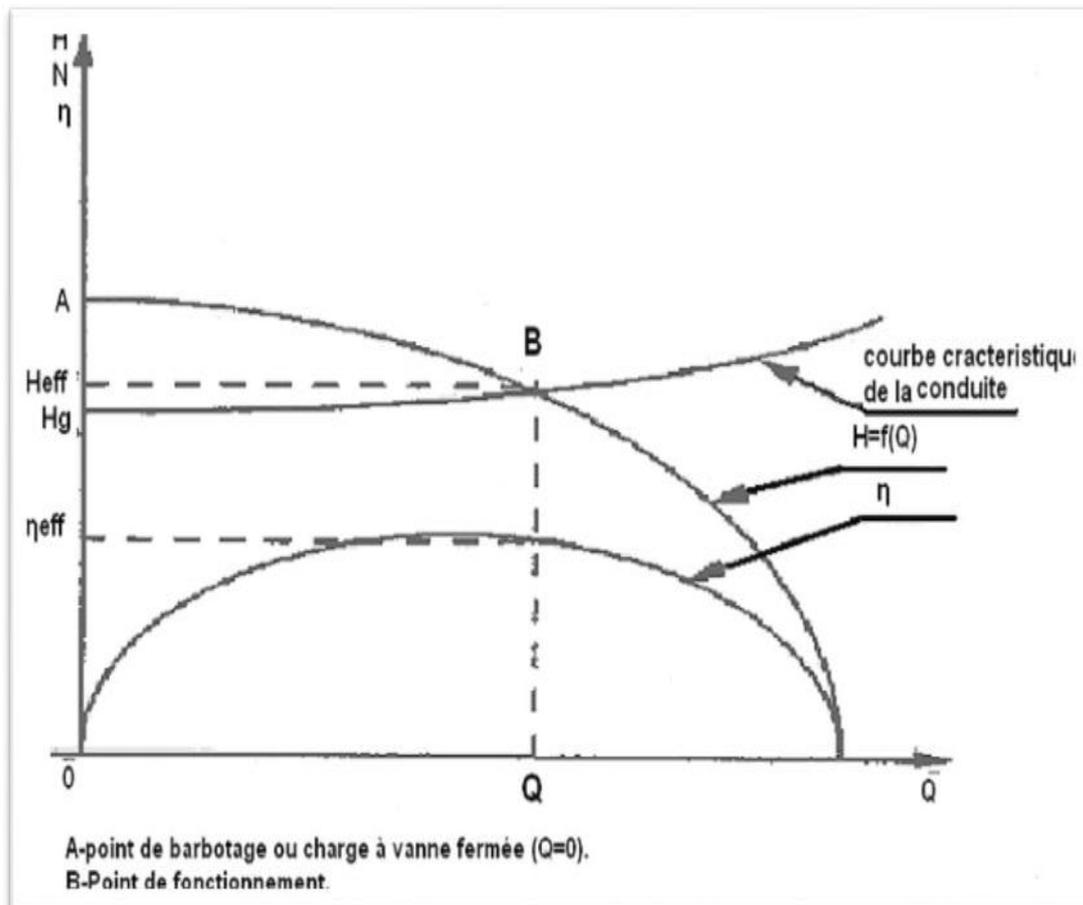


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe.

### V.8. Le point de fonctionnement

Après avoir tracé sur le même graphique la courbe caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  et celle de la conduite  $H_c = f(Q)$ , on détermine alors le point d'intersection de ces deux courbes  $P(Q,H)$ , qui représente le point de fonctionnement de la pompe (figure V.3).

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur, mais celle de la conduite peut être déterminée comme suit [14] :

$$H_c = H_g + 1.1 \times R \times Q^2 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique (m).
- $R \times Q^2$  : Perte de charge au point considéré (m).
- $R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
- La valeur 1.1 est prise en compte pour prendre en considération les pertes de charge singulières des conduites, qui sont estimés à 10% des pertes de charge linéaires.

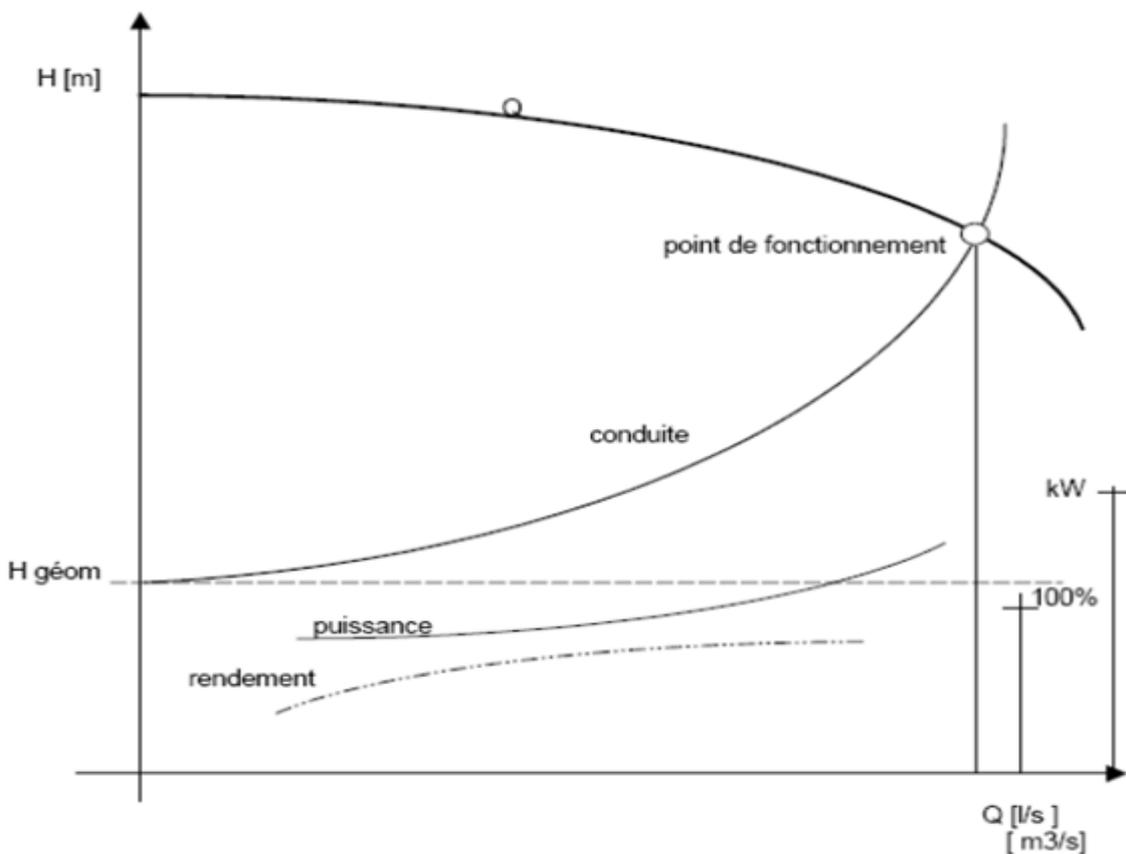


Figure (V.3) : Point de fonctionnement de la pompe.

En général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ; alors, des modifications seront nécessaires pour arriver aux conditions de travail désirées.

## V.9. Les modifications à effectuer pour atteindre le point désiré

### V.9.1. Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré [14].

Dans notre cas, le temps de pompage est  $T_1 = 20$  h, le volume entrant au réservoir est donnée par :

$$V = 20 \cdot Q_1 \quad (\text{V.6})$$

Dans cette variante, on cherche le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit ( $Q_2$ ) donné par la pompe.

Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2 \quad (\text{V.7})$$

Donc le nouveau temps de pompage (t) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{V.8})$$

### V.9.2. Vannage ou création des pertes de charge

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{V.10})$$

Où :

- $h$  : La perte de charge engendrée par vannage en (m) ;
- $H'$  : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré  $Q_1$  ;
- $\eta$  : Le rendement correspond au point désiré.

### V.9.3. Rognage

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P<sub>1</sub>). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q<sub>D</sub>, H<sub>D</sub>).

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_D}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_D}\right)^{0.5} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D<sub>1</sub> : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D<sub>2</sub> : Diamètre de la roue après rognage.

Donc le nouveau diamètre (D<sub>2</sub>) sera :

$$D_2 = m.D_1 \quad (\text{V.12})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%) \quad (\text{V.13})$$

### V.9.4. Variation de la vitesse de rotation

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  passe par le point désiré ; à cet effet, nous tracerons la parabole  $H = a.Q^2$  qui passe par l'origine du graphe.

La valeur du facteur (a) est donnée par la formule suivant :

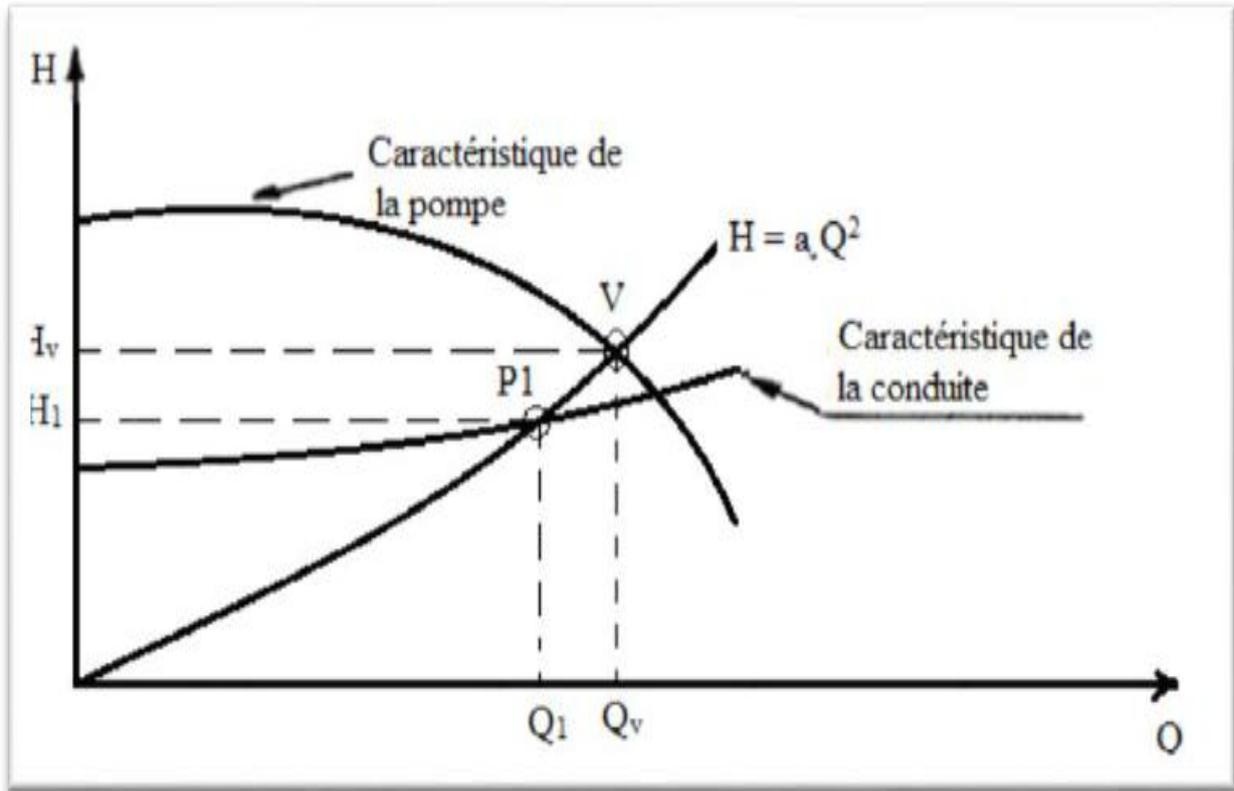
$$a = H_1 / (Q_1)^2 \quad (\text{V.14})$$

La parabole tracée passe par le point désiré P<sub>1</sub> (H<sub>1</sub>,Q<sub>1</sub>) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V (Q<sub>v</sub>, H<sub>v</sub>) de P<sub>1</sub>, voir figure (V.4), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N_1}{N_v} = \frac{Q_1}{Q_v} \quad (\text{V.15})$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation ( $N_1$ ) est :

$$N_1 = N_v \times \frac{Q_1}{Q_v} \quad (\text{V.16})$$



**Figure (V.4) :** Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

## V.10. Couplage des pompes

### V.10.1. Couplage en série

La deuxième pompe aspire le débit refoulé par la première. Les hauteurs d'élévations produites par chaque pompe s'ajoutent, tout ça pour un même débit traversant les deux pompes.

En réalité dans tous les cas, la hauteur résultante du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

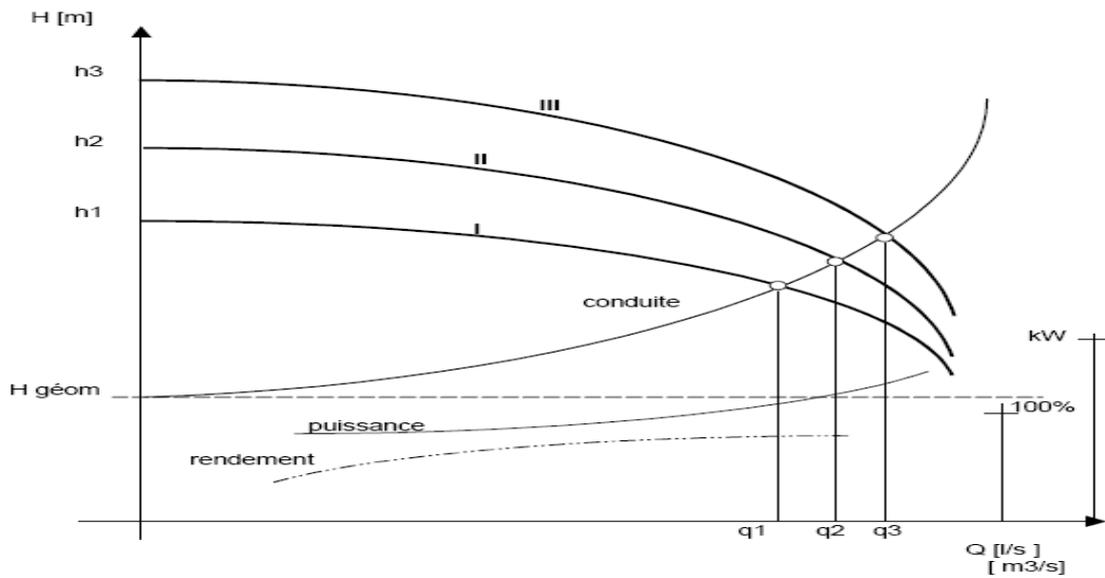


Figure (V.5) : Couplage en série.

### V.10.2. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée  $H$  les débits abscisses de chaque groupe.

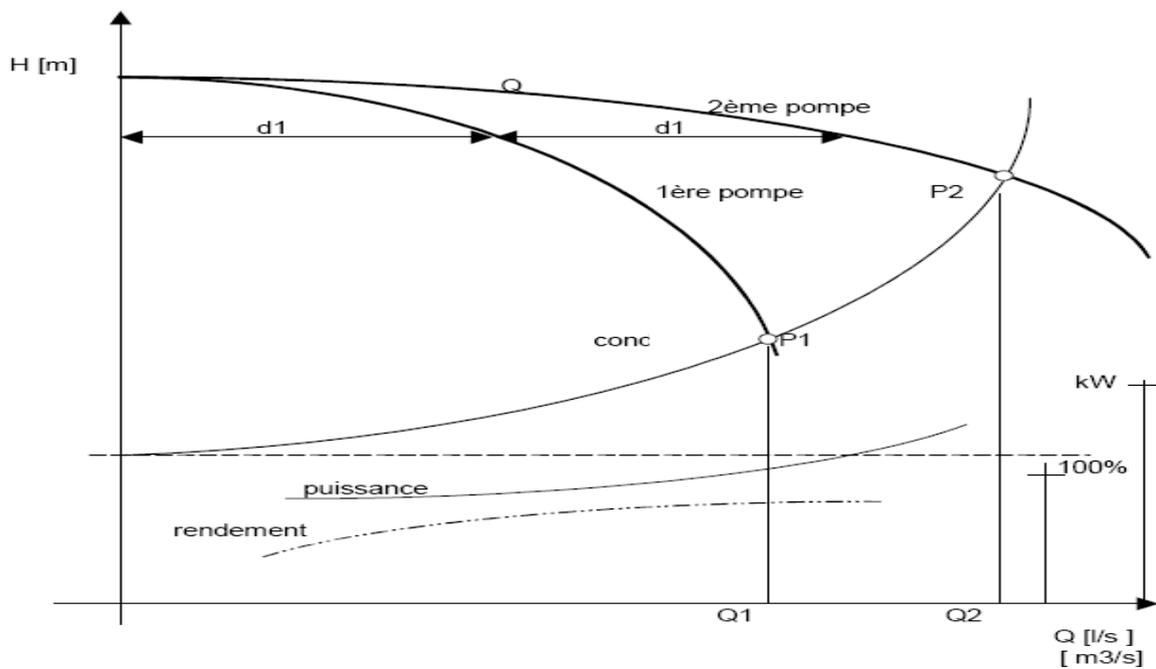


Figure (V.6) : Couplage en parallèle.

**V.11. Etude de la cavitation**

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l’orifice d’aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation.

Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu’à des centaines de bars) [15].

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

- Érosions du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentations du bruit et des vibrations générés par la pompe ;
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée [4]:

$$NPSH_d > NPSH_r \tag{V.17}$$

Avec :

NPSH<sub>d</sub>: Charge nette d'aspiration disponible ;

NPSH<sub>r</sub>: Charge nette d'aspiration requise.

**a) Pour l’aspiration en charge**

$$NPSH_d = \frac{P}{\rho g} + (H_a - J_a - J_v) \tag{V.18}$$

Le schéma suivant représente une installation d’une pompe en charge, c’est-dire le plan d’aspiration situé en bas du plan d’eau.

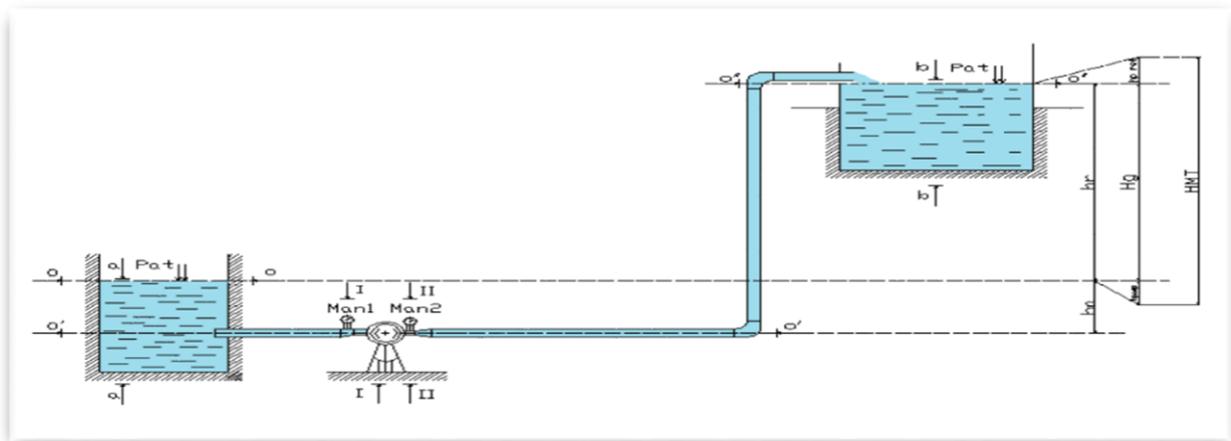


Figure (V.7) : Cas d’aspiration en charge

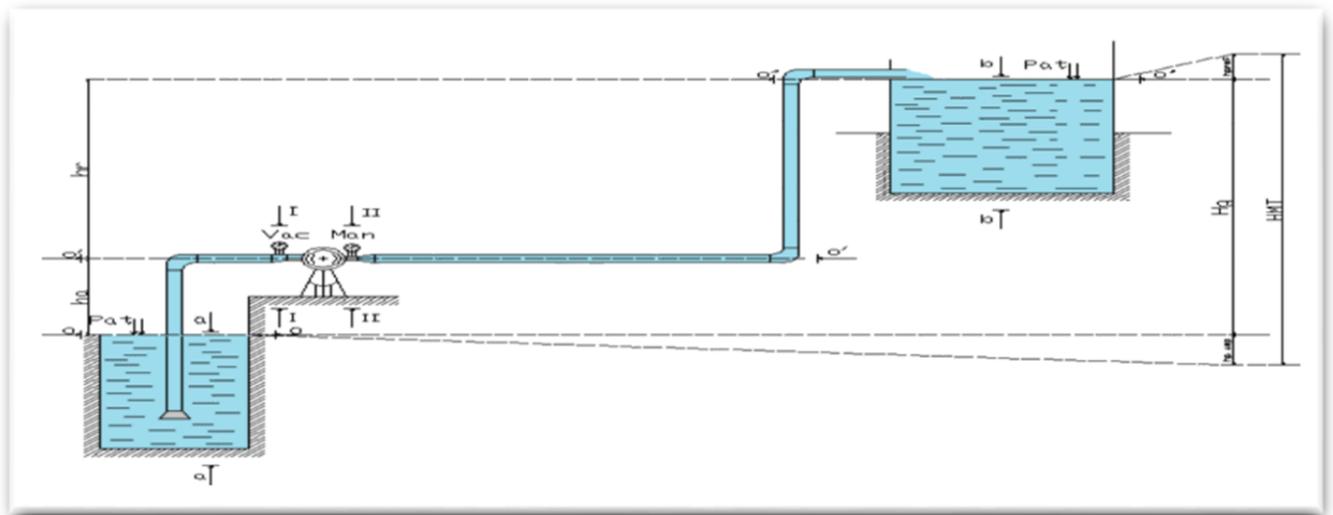
**b) Pour l'aspiration en dépression**

$$NPSH_d = \frac{P}{\omega} - (H_a + J_a + J_v) \tag{V.19}$$

Où :

- $\frac{P}{\omega}$  : pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration =  $(10.33 - 0.0012 \times Ca)$  ;
- $H_a$  : hauteur d'aspiration (m) ;
- $J_a$  : pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $J_v$  : tension de vapeur est égale 0,24 m pour une température 20°C ;
- $Ca$  : la côte du plan d'aspiration.

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau.



**Figure (V.8) :** Cas d'aspiration en dépression

**V.12.Choix des pompes du projet**

**V.12.1. Station de traitement (tronçon SR1-CMC)**

Cette station est située à une altitude de 325,2 m, sur la rive droite du barrage de Tichi-Haf, sa capacité horaire de production est de 562,58 m<sup>3</sup>/h soit un débit de 156 l/s.

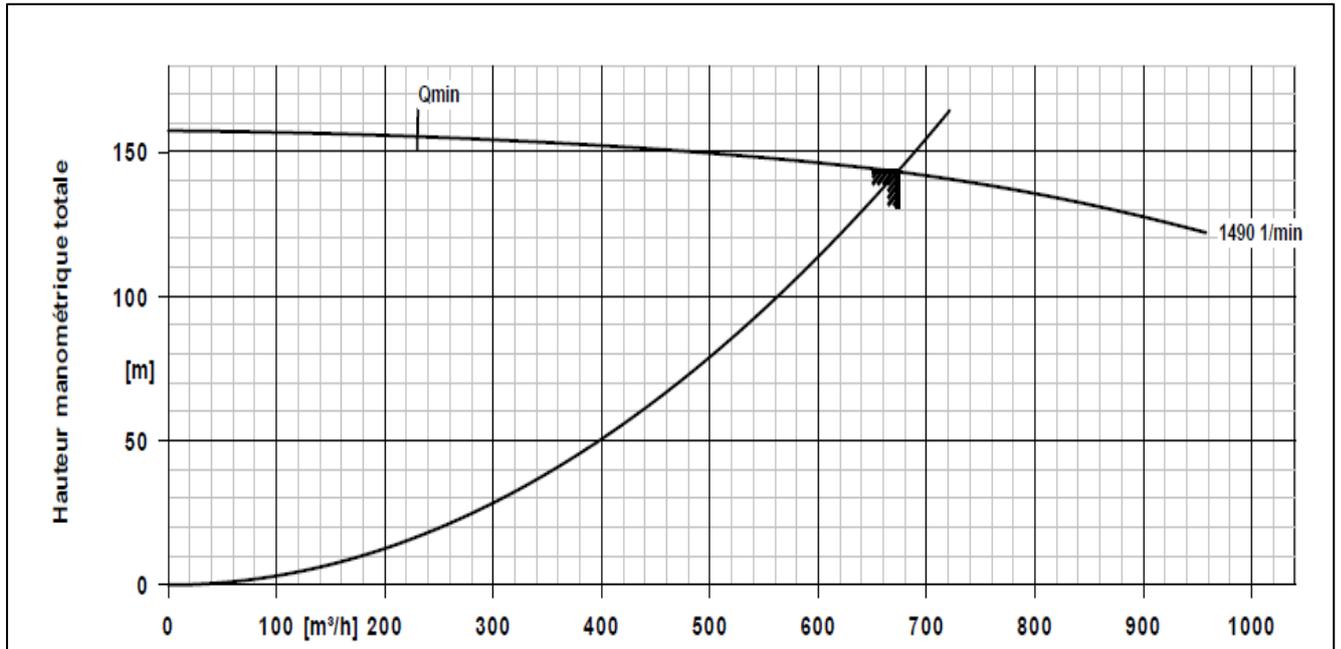
Les Caractéristiques du tronçon (SR1- CMC) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V.1) :** Les caractéristiques du tronçon SR1- CMC.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	J <sub>t</sub> (m)	Hmt (m)
SR1- CMC	187	138.59	4.571	143.161

D'après le catalogue des pompes KSB, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (**Omega 200-670 A GB P F**) dont les caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 14) :

- $N = 1490 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 80.7 \%$  ;
- $P_a = 324,35 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 3.27 \text{ m}$ .



**Figure (V.9) :** Courbe caractéristiques de la pompe (SR1 - CMC).

Le point de fonctionnement est  $P_F(187 \text{ l/s}, 143.161 \text{ m})$ .

#### Vérification de la cavitation :

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 326.4 \text{ m}$  ;
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 325.2 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 325.2 - 326.4 = -1.2 \text{ m}$ ,

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$\frac{P}{\rho} = 10.33 - 0.0012 \times 326.4 = 9.94 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.94 + (1.2 - 0 - 0.24) = 10.9 \text{ m}$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$  donc la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

### V.12.2. Station de pompage 1 (tronçon SP1-SR2)

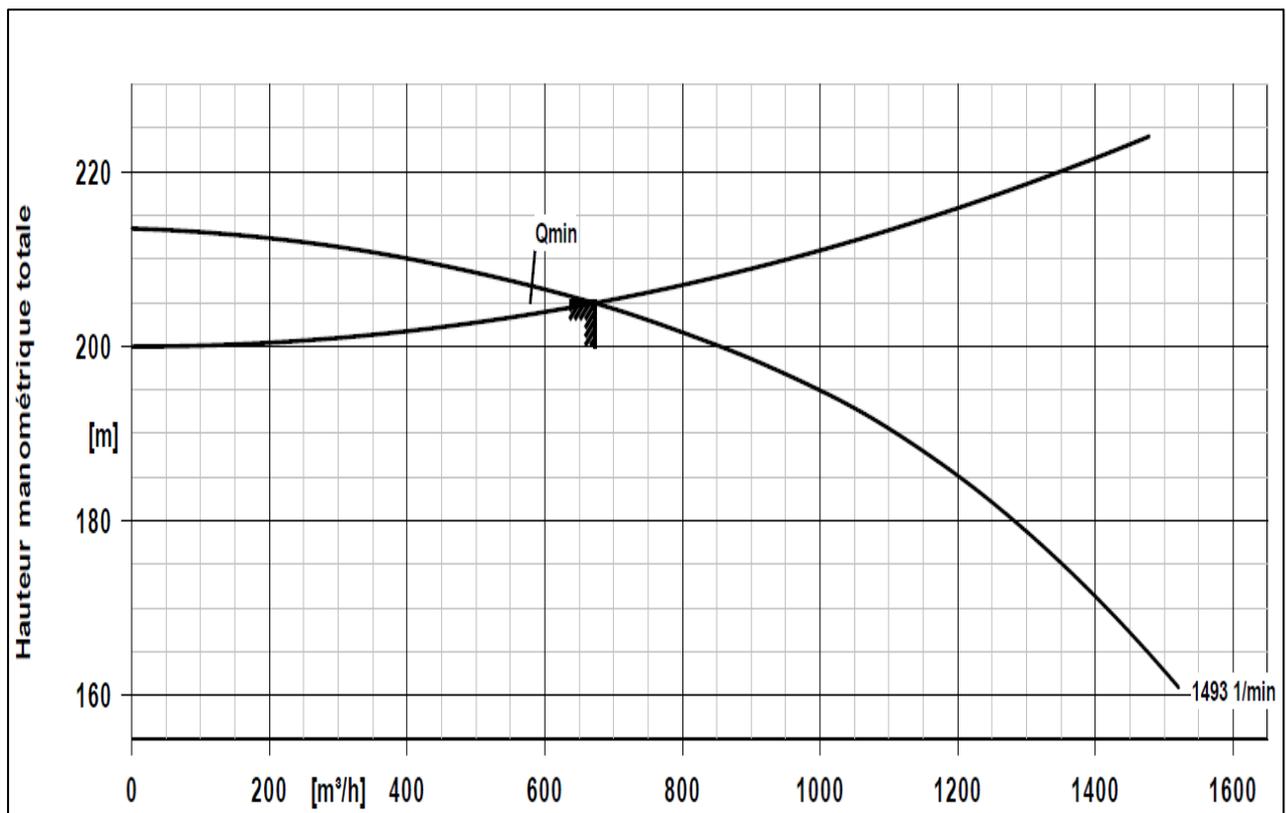
Les Caractéristique du tronçon (SP1- SR2) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon SP1- SR2.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	J <sub>t</sub> (m)	Hmt (m)
SP1- SR2	187	199.97	4.994	204.964

D'après le catalogue des pompes KSB, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (**Omega 250-800 A GB G F**) dont les caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 15) :

- $N = 1493 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 72 \%$  ;
- $P_a = 520.27 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 5.25 \text{ m}$ .



**Figure (V.10) : Courbes caractéristiques de la pompe (SP1- SR2).**

Le point de fonctionnement est  $P_F(187 \text{ l/s}, 204.964 \text{ m})$ .

**Vérification de la cavitation :**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 446.98$  m ;
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 445.98$  m ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 445.98 - 446.98 = -1$  m,

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$\frac{P}{\rho} = 10.33 - 0.0012 \times 446.98 = 9.79 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.97 + (1 - 0.24) = 10.73 \text{ m}$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$  donc la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

**V.12.3. Station de reprise 2 (tronçon SR2-SR3)**

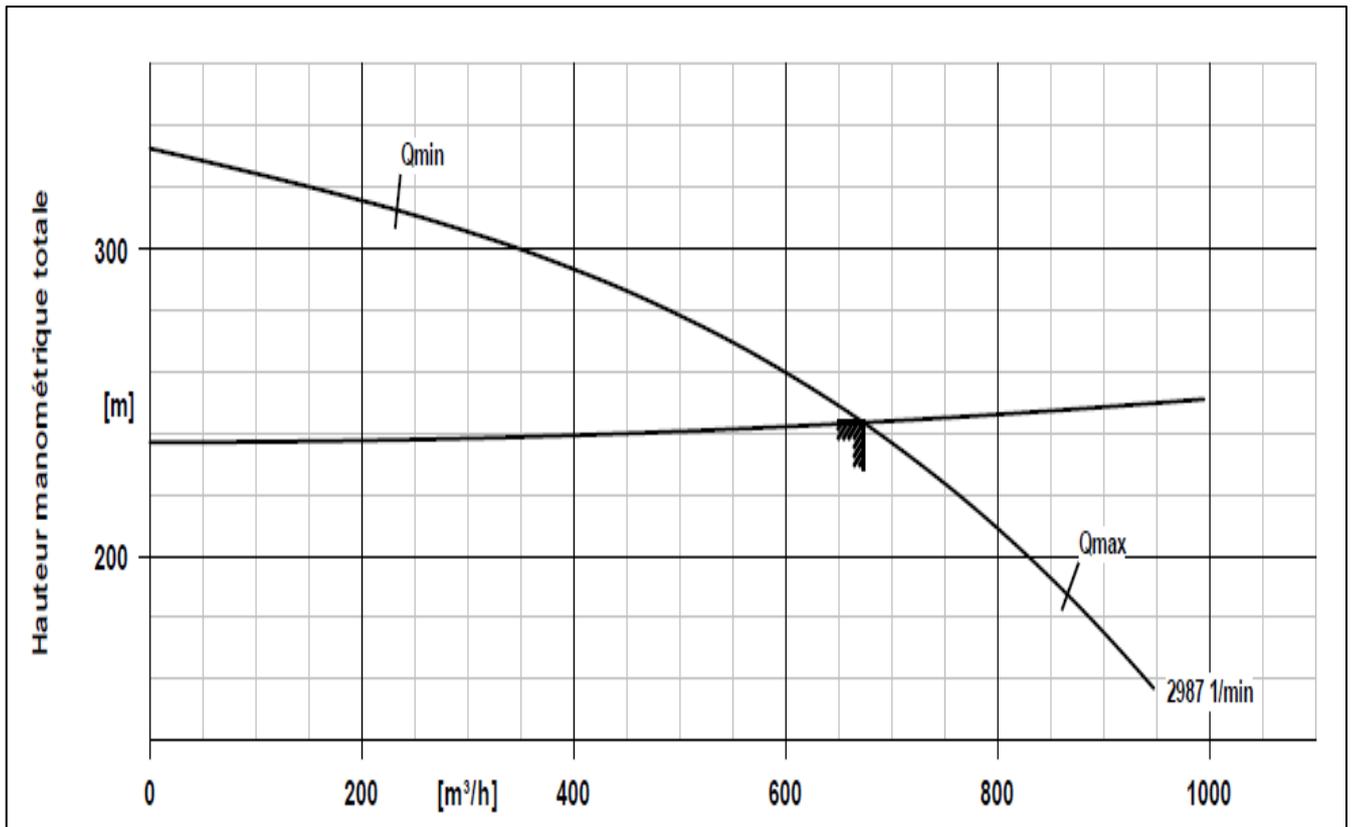
Les Caractéristique du tronçon (SR2 - SR3) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon SR2 - SR3.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	$J_t$ (m)	Hmt (m)
SR2 - SR3	187	237.01	6.243	243.343

D'après le catalogue des pompes KSB, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : **(Multitec A 150/ 2-12.2 11.67)** dont les caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 16) :

- $N = 2987$  tr/min ;
- $\eta = 81,0$  % ;
- $P_a = 550,00$  Kw ;
- $NPSH_r = 9,30$  m.



**Figure (V.11) :** Courbe caractéristiques de la pompe (SR2 - SR3).

Le point de fonctionnement est  $P_F(187 \text{ l/s}, 243.343 \text{ m})$ .

#### Vérification de la cavitation :

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 642.95 \text{ m}$  ;
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 641.95 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 641.95 - 642.95 = -1 \text{ m}$ .

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$\frac{P}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 \times 642.95 = 9.56 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9.56 + (1 - 0 - 0.24) = 10.32 \text{ m.}$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$  donc la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

#### V.12.4. Station de reprise 3 (tronçon SR3 - Rés El Main)

Les Caractéristiques du tronçon (SR3-Rés El Main) sont représentées dans le tableau suivant

Tableau (V.4) : Les caractéristiques du tronçon SR3 - Rés El Main.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	J <sub>t</sub> (m)	Hmt (m)
SR3 - Rés El Main	187	195.74	2.780	198.520

D’après le catalogue des pompes KSB, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type :(Omega 250-800 A GB G F) dont les caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 17) :

- N = 1493 tr/min ;
- $\eta = 72,3\%$  ;
- $P_a = 503,35Kw$  ;
- $NPSH_r = 3,05m$ .

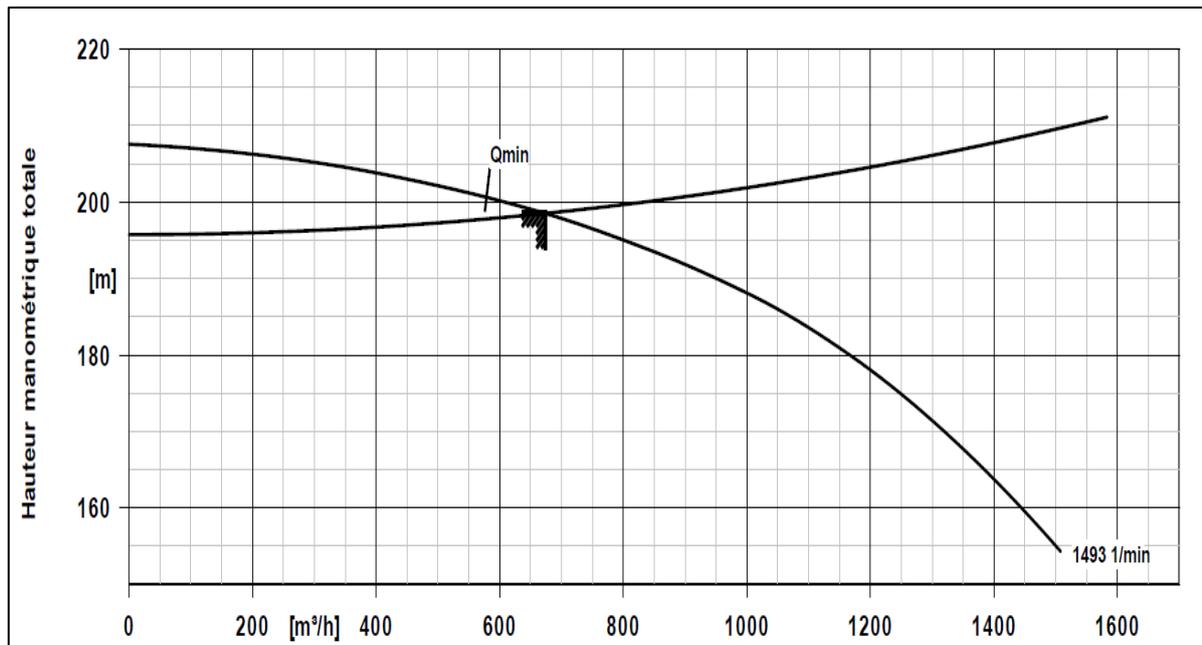


Figure (V.12) : Courbe caractéristiques de la pompe (SR3 - Rés El Main).

Le point de fonctionnement est  $P_F$  (187 l/s, 198.520m).

**Vérification de la cavitation :**

- La côte du plan d’aspiration :  $C_a = 875.96$  m ;
- Côte de l’axe de la pompe :  $C_p = 874.96$  m ;
- Hauteur d’aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 874.96 - 875.96 = -1$  m.

$H_a < 0$ , d’où : la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d’aspiration :

$$\frac{P}{\omega} = 10.33 - 0.0012 \times 875.96 = 9.28 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9.28 + (1 - 0 - 0.24) = 10.04 \text{ m.}$$

On a:

$NPSH_d > NPSH_r$  donc la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

**V.12.5. Station de pompage 2 (tronçon SP2 – SP3)**

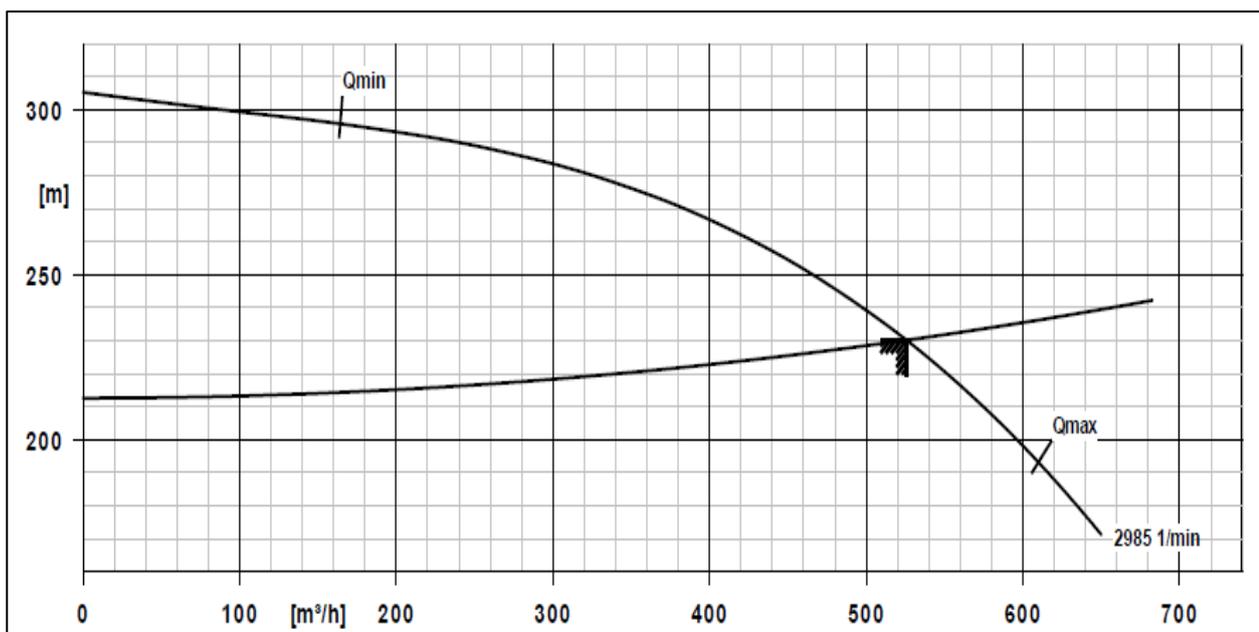
Les Caractéristique du tronçon (SP2 – SP3) sont représentées dans le tableau suivant :

*Tableau (V.5) : Les caractéristiques du tronçon SP2 – SP3.*

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	J <sub>t</sub> (m)	Hmt (m)
SP2 – SP3	146	212.65	17.505	230.155

D’après le catalogue des pompes KSB, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type :(Multitec A 150/ 2-11.2 11.63) dont les caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 18) :

- N = 2985 tr/min ;
- $\eta = 79,0\%$  ;
- $P_a = 416,47Kw$  ;
- $NPSH_r = 9,25m$ .



**Figure (V.13) : Courbe caractéristiques de la pompe (SP2 – SP3).**

Le point de fonctionnement est  $P_F$  (146 l/s, 230.155m).

**Vérification de la cavitation :**

- La côte du plan d’aspiration :  $C_a = 999.15\text{m}$  ;
- Côte de l’axe de la pompe :  $C_p = 997.95\text{ m}$  ;
- Hauteur d’aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 997.95 - 999.15 = -1.2\text{ m}$ .

$H_a < 0$ , d’où : la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d’aspiration :

$$\frac{P}{\rho} = 10.33 - 0.0012 \times 999.15 = 9.13\text{ m}.$$

$$NPSH_d = 9.13 + (1 - 0 - 0.24) = 9.89\text{ m}.$$

On a:

$NPSH_d > NPSH_r$  donc la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

**V.12.6. Station de pompage 3 (tronçon SP3 – Rés Djaafra)**

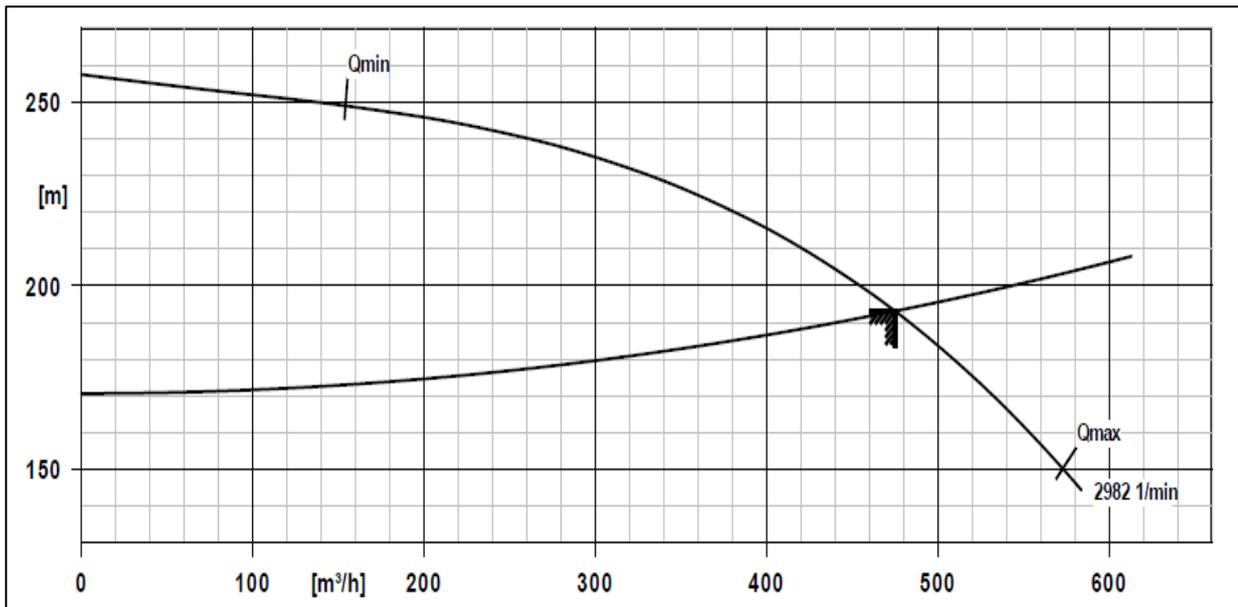
Les Caractéristique du tronçon (SP3 – Rés Djaafra) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V.6) : Les caractéristiques du tronçon SP3 – Rés Djaafra.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	$J_t$ (m)	Hmt (m)
SP3 – RésDjaafra	132	170.65	22.45	193.098

D’après le catalogue des pompes KSB, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : **(Multitec A 150/ 2-11.2 11.63)** dont Les caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 19) :

- $N = 2982\text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 78,4\%$  ;
- $P_a = 317,91\text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 9,28\text{m}$ .



**Figure (V.14) :** Courbe caractéristiques de la pompe (SP3 – Rés Djaafra).

Le point de fonctionnement est  $P_F$  (132 l/s, 193.098 m).

#### Vérification de la cavitation :

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 1209.15 \text{ m}$  ;
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 1207.95 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 1207.95 - 1209.15 = -1.2 \text{ m}$ .

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$\frac{P}{\rho} = 10.33 - 0.0012 \times 1209.15 = 8.89 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 8.89 + (1 - 0.24) = 9.63 \text{ m.}$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$  donc la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

#### Remarque :

Dans toutes les stations de pompage et de reprise, il est utile de prévoir une pompe de secours (+1) en cas de panne, pour assurer la continuité d'approvisionnement.

### V.13. Conclusion

Après avoir choisi les types de pompes pour les différentes stations de pompages, on remarque que ces pompes correspondent tous aux conditions de fonctionnement du réseau.

Le tableau suivant représente nos choix des pompes pour assurer l'eau d'adduction dans les réservoirs dans notre région d'étude.

Tableau (V.7) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques.

Caractéristiques	Les stations de pompage et de reprise					
	SR1	SP1	SR2	SR3	SP2	SP3
Groupe de pompe	Pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire					
Vitesse de rotation (tr/ min)	1490	1493	2987	1493	2985	2982
Puissance (Kw)	324.35	520.27	550	503.35	416.47	317.91
Rendement (%)	80.7	72	81	72.3	79	78.4
Nombre de pompe	1+1	1+1	1+1	1+1	1+1	1+1
Emplacement de la pompe	En charge					
	-1.2 m	-1 m	-1 m	-1 m	-1.2 m	-1.2 m



## ***Chapitre VI :***

*Protection et pose des conduites*

## **VI.1. Protection contre le coup de bélier**

### **VI.1.1. Introduction [5]**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Ce phénomène est engendré par :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure.

### **VI.1.2. Moyens de protection contre le coup de bélier [5]**

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

- ✓ Volant d'inertie ;
- ✓ Soupapes de décharges ;
- ✓ Les ventouses ;
- ✓ Clapet by-pass ;
- ✓ Cheminée d'équilibre ;
- ✓ Les réservoirs d'air ;
- ✓ Vanne à fermeture lente.

#### **VI.1.2.1. Volant d'inertie**

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation, et ce, malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche

normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peu utilisable, car :

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

#### **VI.1.2.2. Soupapes de décharge [5]**

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point de protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

#### **VI.1.2.3. Les ventouses**

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

#### **VI.1.2.4. Soupapes d'admission et de purge d'air**

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

### VI.1.2.5. Cheminée d'équilibre

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

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

Elle présente certains avantages, à savoir:

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

### VI.1.2.6. Réservoir d'air comprimé

Un réservoir à air comprimé (Figure (VI-1)) est appelé aussi ballon d'air, cloche à air, accumulateur, réservoir anti-bélier,... etc. En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers la conduite de refoulement. Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir jouera cette fois-ci le rôle inverse : l'eau se trouvant dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important alors que l'air occupe un volume minimal (Figure (VI-2)).

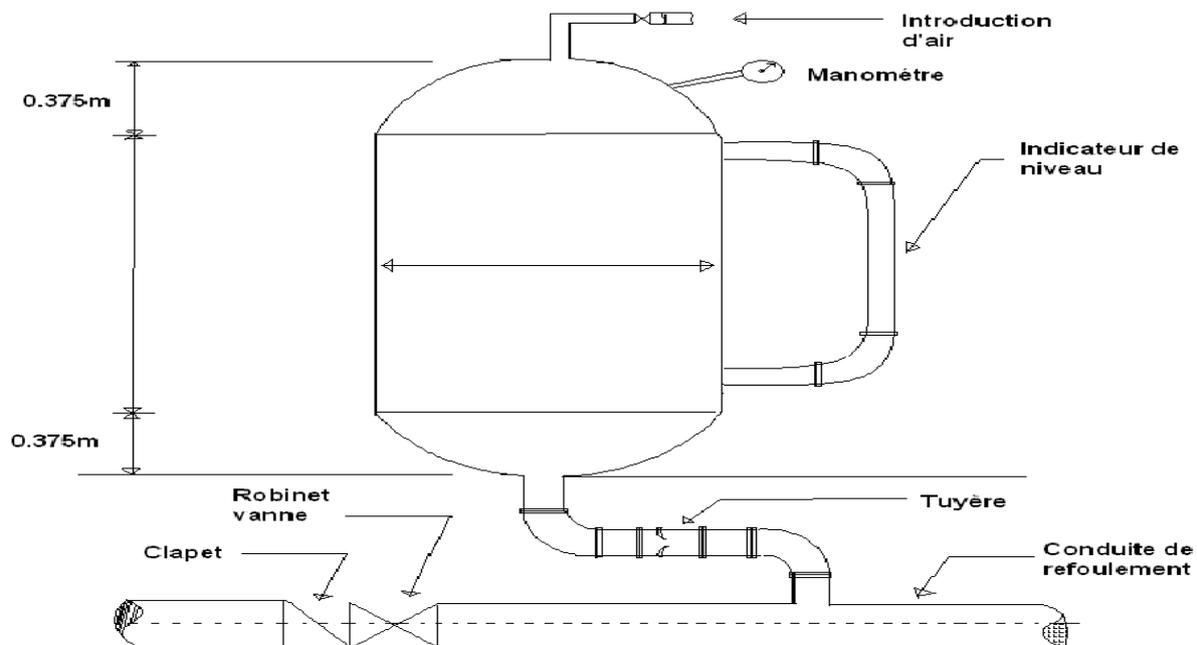


Figure (VI.1) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).

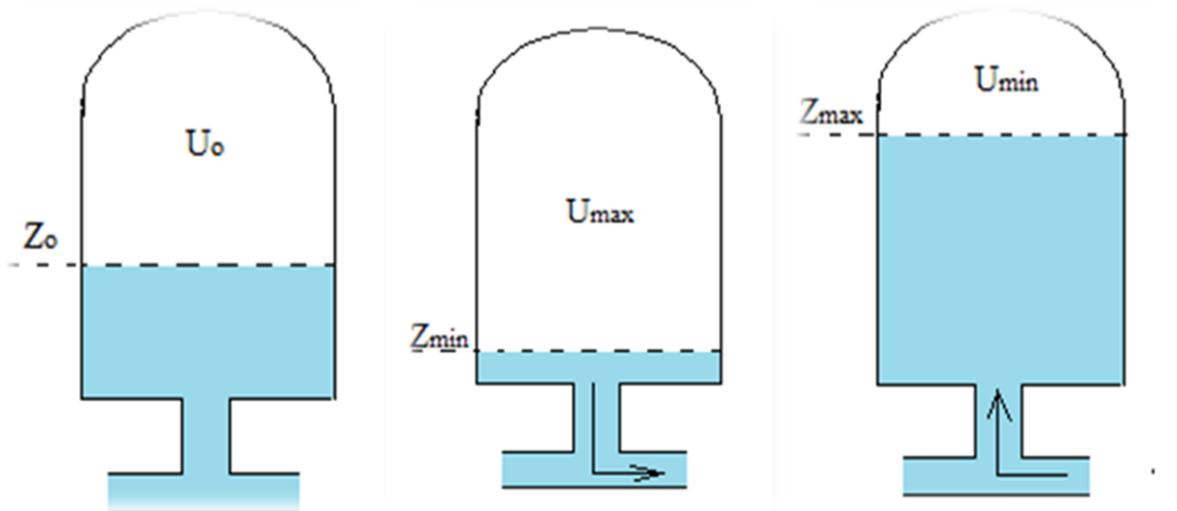


Figure (VI.2) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.

### VI.1.3. Etude du coup de bélier [5]

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

#### VI.1.3.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (VI.1)$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 0.59 pour la fonte.
- K = 83 pour le PEHD.

#### ➤ Cas d'une fermeture brusque

Un arrêt brusque est caractérisé par un temps :  $t \leq \frac{2.L}{a}$ . Dans ce cas, la valeur du coup de

bélier devient plus importante, et a pour valeur :

$$b = \frac{a.V_0}{g} \quad (VI.2)$$

➤ **Cas d'une fermeture lente**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture :  $t \geq \frac{2.L}{a}$ . Le coup de bélier atteint dans ce cas la valeur de :

$$b = \frac{2.L.V_0}{g.t_f} \tag{VI.3}$$

Avec :

- $V_0$  : vitesse de l'eau en régime permanent (m/s) ;
- $t_f$  : temps de fermeture de la vanne(s) ;
- $L$  : longueur de la conduite ;
- $b$  : valeur de coup de bélier(m).

La valeur de la surpression maximale en (m.c.e) dans la conduite est donnée par :

$$H_s = H_0 + b \tag{VI.4}$$

Et la valeur de la dépression maximale est donnée par :

$$H_d = H_0 - b \tag{VI.5}$$

Tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \tag{VI.6}$$

**VI.1.3.2. La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons**

**A) Partie refoulement :**

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le Tableau (VI-1) suivant :

**Tableau (VI.1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement.**

tronçons	L(m)	D(mm)	e(mm)	$V_0$ (m/s)	$H_0$ (m)	a (m/s)	b (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)
SR1-CMC	1567	500	7.8	0.953	148.59	1062.85	103.23	252.08	45.36
SP1-SR2	1712	500	7.8	0.953	209.97	1062.85	103.23	313.2	106.74
SR2-SR3	2140	500	7.8	0.953	247.01	1062.85	103.23	350.24	144.62
SR3-Rés El main	953	500	7.8	0.953	205.74	1062.85	103.23	308.97	102.51
SP2-SP3	5633	450	7.8	0.918	222.65	1087.22	101.79	324.44	120.86
SP3-Rés Djaafra	4739	400	7	1.051	180.65	1089.39	116.70	297.35	63.95

La conduite est de type **PN30**, le coup de bélier est une charge ponctuelle, dans la pratique on majore de 10 à 30% la résistance de la conduite. On opte pour une majoration minimale de 10%, on obtient une résistance de **33 bars** qu'on compare avec la valeur de la surpression ( $H_s$ ).

D'après les résultats de tableau, on remarque que les valeurs de surpression pour tous les tronçons ne dépassant pas la pression de service admissible sauf dans le tronçon (**SR2-SR3**), avec des valeurs de dépressions trouvées positives.

**B) Partie gravitaire :**

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le Tableau (VI.2) suivant :

**Tableau (VI.2):** Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire.

tronçons	L(m)	D(mm)	e(mm)	$V_0$ (m/s)	$H_0$ (m)	a (m/s)	b (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)
CMC-SP1	11286	591.8	19.1	0.567	22.4	193.41	11.18	33.58	10.6
R.Elmain-SP2	7775	352.6	23.7	1.25	73.15	276.37	35.21	108.36	37.94
SP3-R.Taferg	2167	110.2	7.4	1.25	64.95	276.25	35.15	100.1	29.8
R.Djaafra-R.Colla	5106	277.6	18.7	1.086	55	276.66	30.63	85.63	24.37
R.Colla-R.T Ennasr	5670	188.1	11.9	1.15	79.4	268.42	31.42	110.82	14.42

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent le phénomène du coup bélier ne se manifeste pas dans les tronçons

**VI.1.3.3. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier**

Pour la conduite de refoulement (**SR2-SR3**) on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air, vu les avantages qu'il présente, à savoir :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression ;
- Intervient dans l'alimentation de la veine liquide après l'arrêt de la pompe ;
- Valable pour les moyennes et les grandes hauteurs de refoulement ;
- Valable pour les moyennes et les grandes longueurs des tronçons ;
- Simple à installer et facilement contrôlable.

**VI.1.3.4. Méthode de calcul d'un réservoir d'air**

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale de la conduite.

**VI.1.3.4.1. Principe de calcul [5]**

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou des deux.

Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements ; mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le principe est le suivant, une fois fixées à priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement :

- ❖ Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement. Comme la conduite est supposée présenter un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.
- ❖ Comme pour le volant d'inertie, les régimes seront considérés à rythmes entiers où

$$\Delta t = \frac{2 \times L}{a} \text{ en prenant } \frac{L}{a} \text{ comme unité de temps :}$$

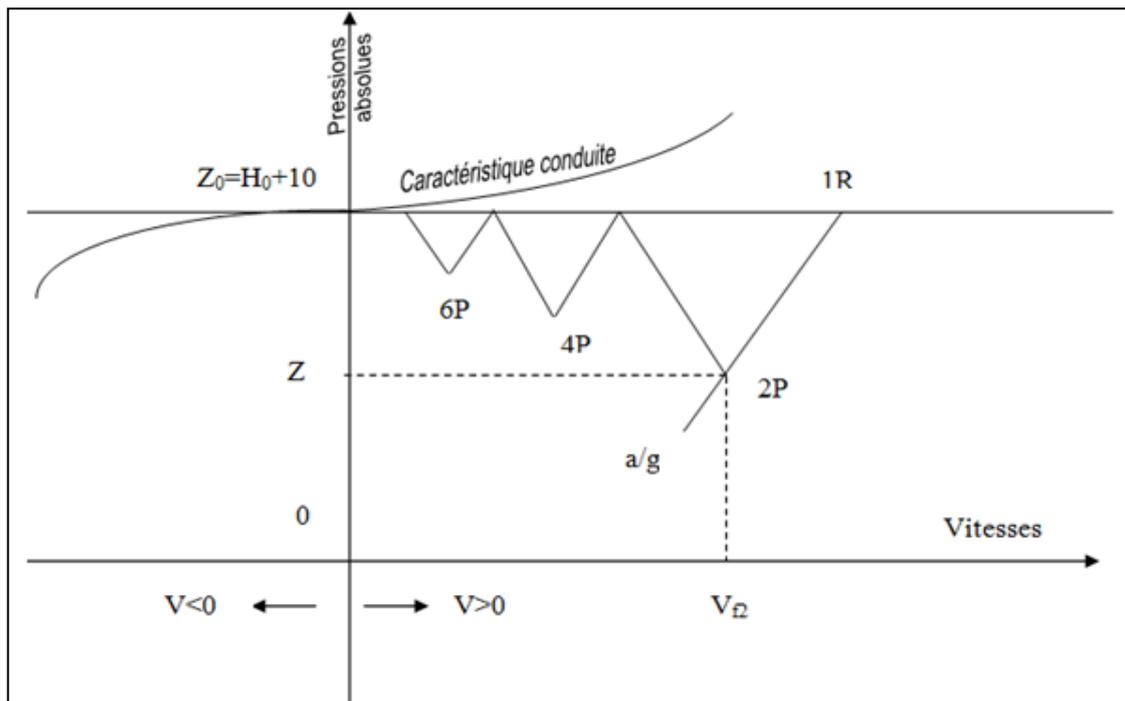


Figure (VI.3) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron

**VI.1.3.4.2. Principe de construction de l'épure de Bergeron**

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé  $U_0$ . Sur le diagramme  $H = f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de  $V_{f0}$  en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de  $Z_0$ .

$$Z_0 = H_0 + 10 \tag{VI.7}$$

Où ;

$H_g$  : hauteur géométrique ;

$Z_0$  : pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite  $(a/g)$  et  $(-a/g)$  en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse  $V_{f1}$  de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression  $Z$ .

L'intersection de  $Z$  et  $V_{f1}$  doit couper la droite  $(a/g)$  en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

**VI.1.3.4.3. Principe de calcul du réservoir d'air**

- Les temps se suivent selon les valeurs de :

$$\Delta t = \frac{2 \times L}{a} \quad T = 4.03 \text{ s.}$$

L'augmentation ou la diminution ( $\Delta U$ ) de ce volume est due à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire.

$$\Delta U = S \times T \times V_m \tag{VI.8}$$

Où

S : Section de la conduite ;

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

$V_m$ : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

D'où :  $\Delta U = 0.19625 \times V_m$

- $\Delta U$  : variation de volume d'air.
- **Calcul le volume d'air initial  $U_0$ .**

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT (annexe 21) 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 sont données par  $Z_0$ ,  $Z_{min}$  et  $Z_{max}$ .

$Z_0$  : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m) ;

$Z_{min}$  : pression absolue relative à la dépression ;

$Z_{max}$  : pression absolue relative à la surpression ;

On calcule :

**La charge statique absolue :**

$$Z_o = H_g + 10 = 247.01 \text{ m}$$

**La charge maximale absolue :**

$$Z_{max} = PN + 10 = 310 \text{ m}$$

**Le rapport :**

$$Z_{max}/Z_o = 1.255$$

**Le rapport :**

$$h_0/Z_o = 4.629 \times 10^{-2}$$

$$h_0 = V_0 \times V_0 / 2g$$

**A partir du l'Abaque de VIBERT on situe :**

$$U_0 / L \times S \text{ et } Z_{min}/Z_o. \text{ On trouve, } U_0 = 3.569 \text{ m}^3$$

- **La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :**

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \tag{VI.9}$$

Avec :

- $\delta_0$  : perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- $Z_0$  : pression absolue ;
- $U_0$  : volume d'air initial ;
- $U$  : nouveau volume d'air ;
- $Z$  : la pression dans le réservoir d'air.
- **La vitesse dans la tubulure**

**a) Cas de la montée de l'eau**

A la montée de l'eau, On a un coefficient de débit de 0.92.

$$V_1/V_f = D_2/d'^2 = K \tag{VI.10}$$

Où :

- $V_1$  = Vitesse dans la tuyère ;
- $V_f$  = Vitesse finale choisie ;
- $D$  : Diamètre de la conduite ;
- $d'$  : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d_t \tag{VI.11}$$

- $d_t$  : sera choisi de manière à avoir le rapport :

$V_1/V_f = K$  compris entre 15 et 20.

Les pertes de charge dans la tuyère sont données par la formule :

$$h_1 = C_1 \times \frac{(V_1)^2}{2g} \tag{VI.12}$$

Avec :  $C_1$  coefficient de pertes de charge.

Le diamètre de la tuyère est choisi dans la formule suivante tel que :

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 * d_t)^2} = K$$

Avec :  $15 < K < 20$

En remplaçant K par sa valeur, on aura d'après la formule qui suit :

$$15 < \frac{D^2}{(0.92*d_t)^2} < 20$$

Après calcul on aura :  $0.0184 \text{ mm} < d_t^2 < 0.0197 \text{ mm}$ .

On prend  $d_t = 0.131 \text{ mm}$ , d'où  $d' = 0.121 \text{ mm}$ .

Après substitution on aura :  $K = 17.21$ .

- **Calcul du coefficient de perte de charge ( $C_1$ ):**

On a :

$m = (d'/d_{tb})^2$ , après le calcul on aura :

$d_{tb}$  : Diamètre de la tubulaire.

$m = 0.23$ .

La valeur de « C » est lue sur l'abaque (Annexe 20):  $C_1 = 0.9$ .

Donc la perte de charge dans la tuyère sera donnée par la formule :

$$\Delta h_1 = 0.0117 \times V_1^2$$

**b) Cas d'une descente :**

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajoutage de BORDA, elle crée une perte de charge importante avec un coefficient de débit de 0.5 donné par la formule qui suit :

$$\Delta h_2 = C_2 \times \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{VI.13})$$

$C_2$  : coefficient de pertes de charge ;

- **Calcul du coefficient de perte de charge ( $C_2$ ):**

Le coefficient de perte de charge  $C_2$  se détermine à partir de l'abaque, il s'écrit en fonction du rapport  $m$ , tel que :

$$m' = \frac{1}{2} \times \left( \frac{dt}{d_{tb}} \right)^2 \quad (\text{VI.14})$$

$m' = 0.14$ .

Après l'abaque (annexe 20) :  $C_2 = 0.74$ .

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D^2}{dt^2} = K' \quad (\text{VI.15})$$

$K' = 29.14$ .

$$\Delta h_2 = 0.0377 \times (V_2)^2$$

Pertes de charge :  $\delta$  donnée par la formule de Coolebrook

Pour la fonte :

$$\delta = 1.15 \times \frac{L \times V_f^2 \times \lambda}{2 \times g \times D} \tag{VI.16}$$

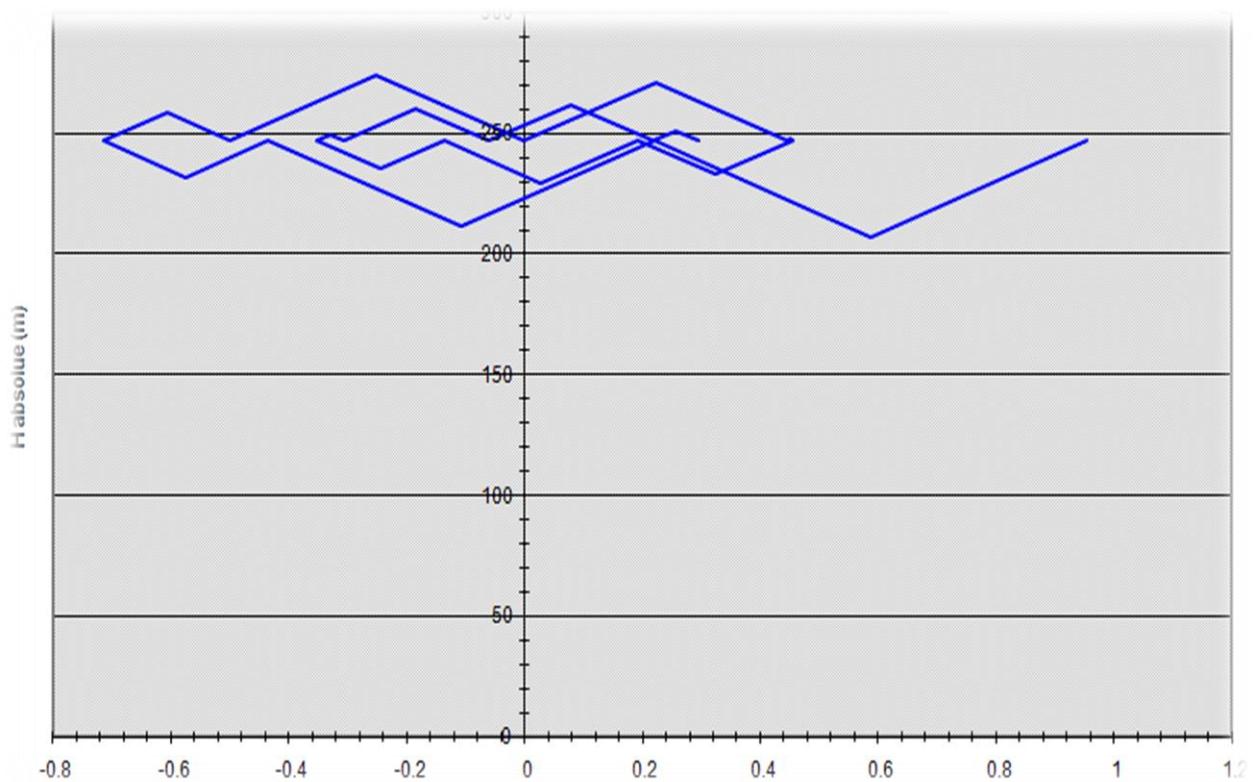
La pression dans la conduite sans pertes de charge:

➤ Cas de la montée :  $Z - \Delta h_1 - \delta$  (VI.17)

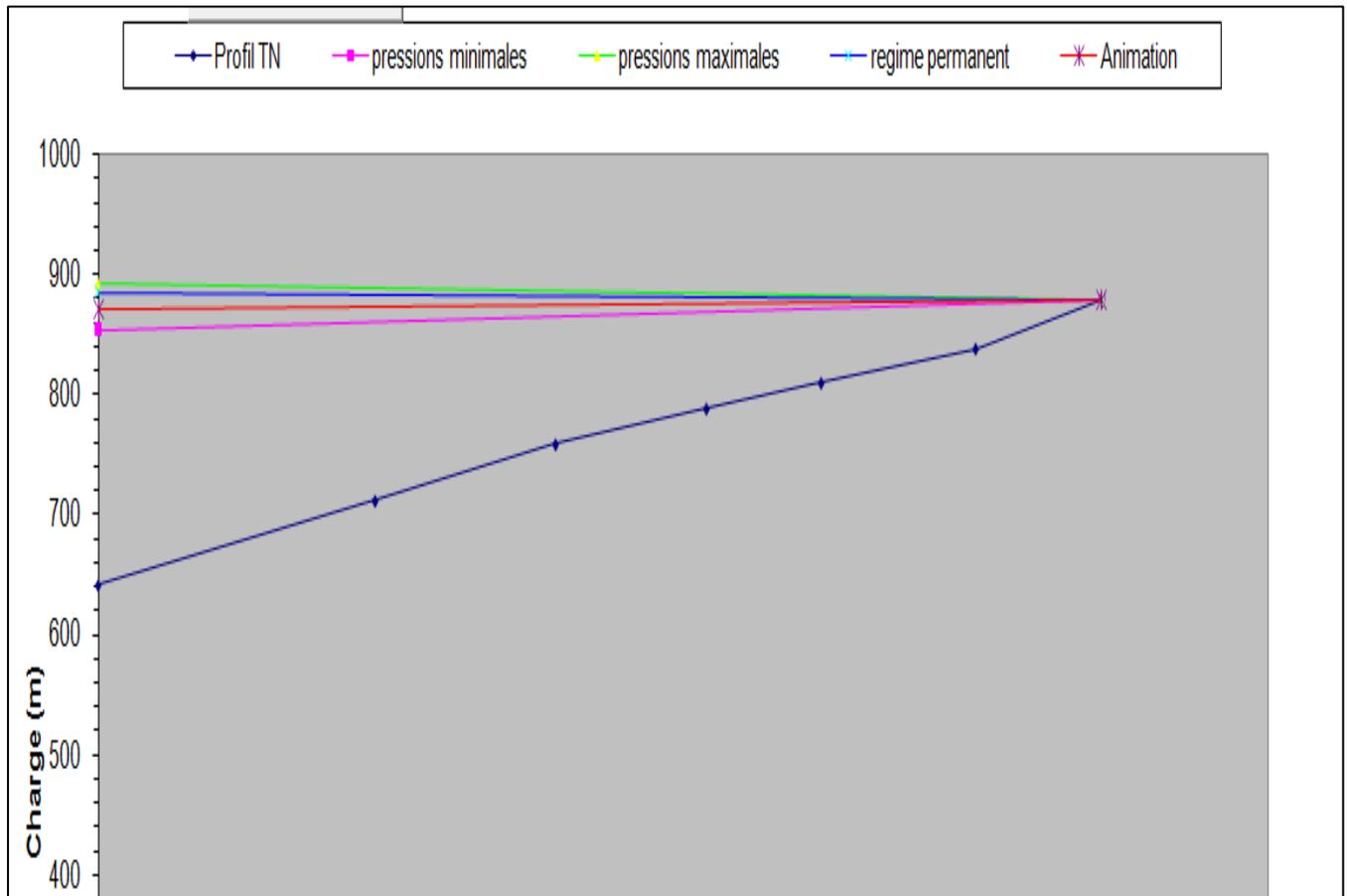
➤ Cas de la descente :  $Z' + \Delta h_2 + \delta$  (VI.18)

**VI.1.3.5. Les résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR2 – SR3) en utilisant la méthode de BERGERON, sont présentés dans le tableau (annexe 22) et l'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.4) et figure (V.5).



**Figure (VI.4) :** Epure de Bergeron pour le tronçon SR2 – SR3.



**Figure (V.5) :** Les enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire du tronçon SR2 – SR3

**VI.1.3.6. Interprétation des résultats**

Pendant la phase de dépression, on a enregistré un volume d'air à la fin de cette dépression de **4.14m<sup>3</sup>**.

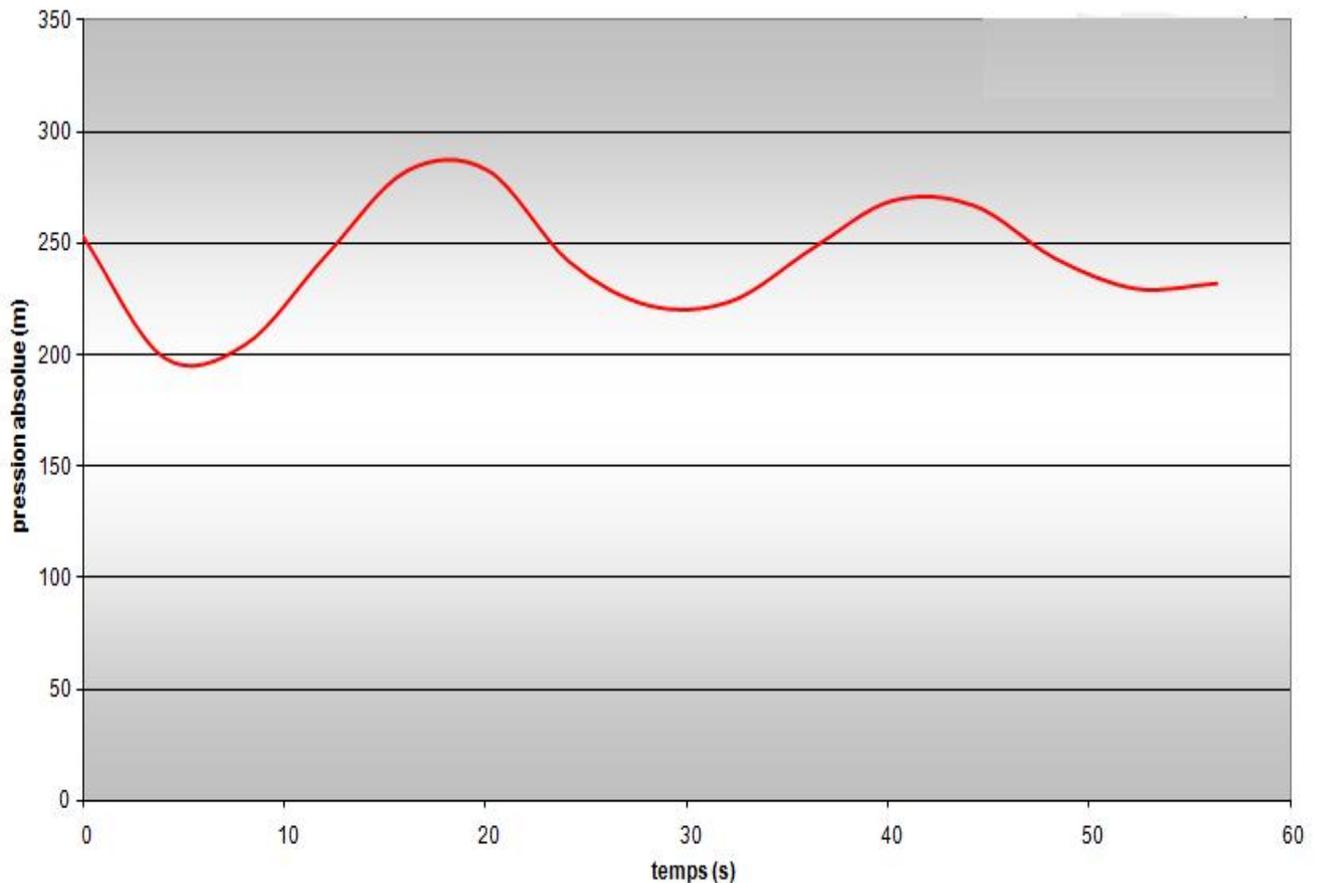
Pendant la phase de la surpression, on a noté un volume d'air à la fin de cette surpression de **3.66 m<sup>3</sup>**.

Pour qu'il reste une quantité d'eau dans le réservoir d'air à la fin de la dépression, on prendra un volume total  $U_t$ .

On a :  $U_{max} = 4.19 \text{ m}^3$  ;

$U_t = U_{max} \times 1.2$  donc  $U_t = \mathbf{5.02 \text{ m}^3}$  ;

On optera alors pour un réservoir de **5m<sup>3</sup>**



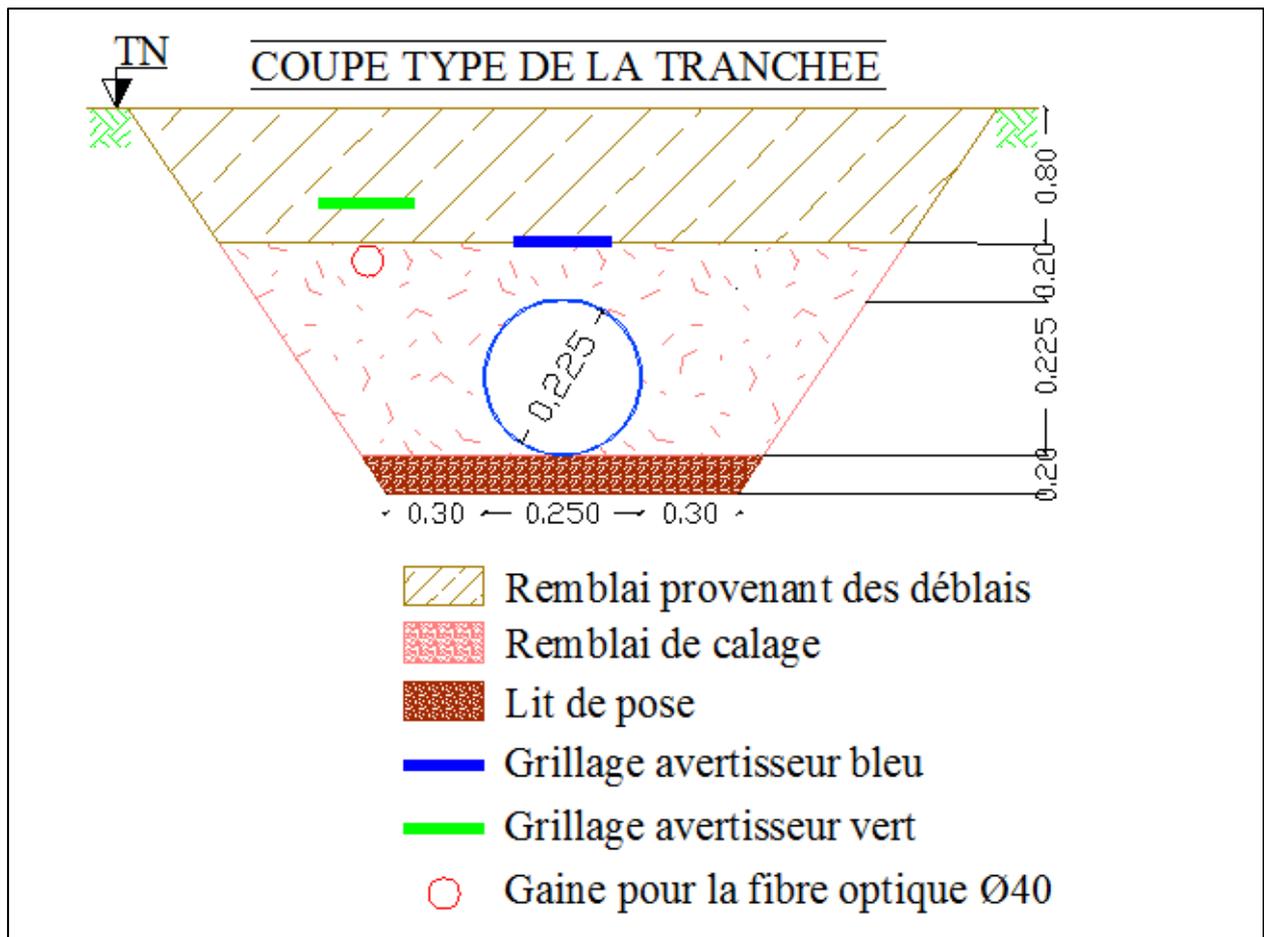
**Figure (V.6) :** Variation de la pression absolue en fonction de temps pour tronçon SR2 – SR3

## VI.2. Pose des conduites

Le rôle de l'ingénieur ou du technicien est de concevoir d'une manière précise les dimensions de la fouille que ce soit pendant la pose des conduites, pour la sécurité des ouvriers, ou après le remblais pour le bien fonctionnement du réseau.

### VI.2.1. Pose en tranchées

La pose en terre s'effectue dans des tranchées de largeur dépendante du diamètre de la conduite en respectant les dimensions présentées dans la figure (VI.7) ci-après [8] :



**Figure (VI.7) :** Coupe transversale d'une fouille.

### VI.2.2. Essai de pression

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai de pression à l'aide d'une pompe d'épreuve. Cet essai s'effectue par tronçons plus ou moins longs suivant les circonstances. La conduite est alors remplie d'eau en lui appliquant une pression de telle sorte qu'on dépasse la pression à laquelle la conduite sera soumise avec une majoration de 50%. La durée de l'épreuve est d'au moins 30 min. La variation de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars [8].

### VI.2.3. Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite. Il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance aux charges extérieures et intérieures de la conduite.

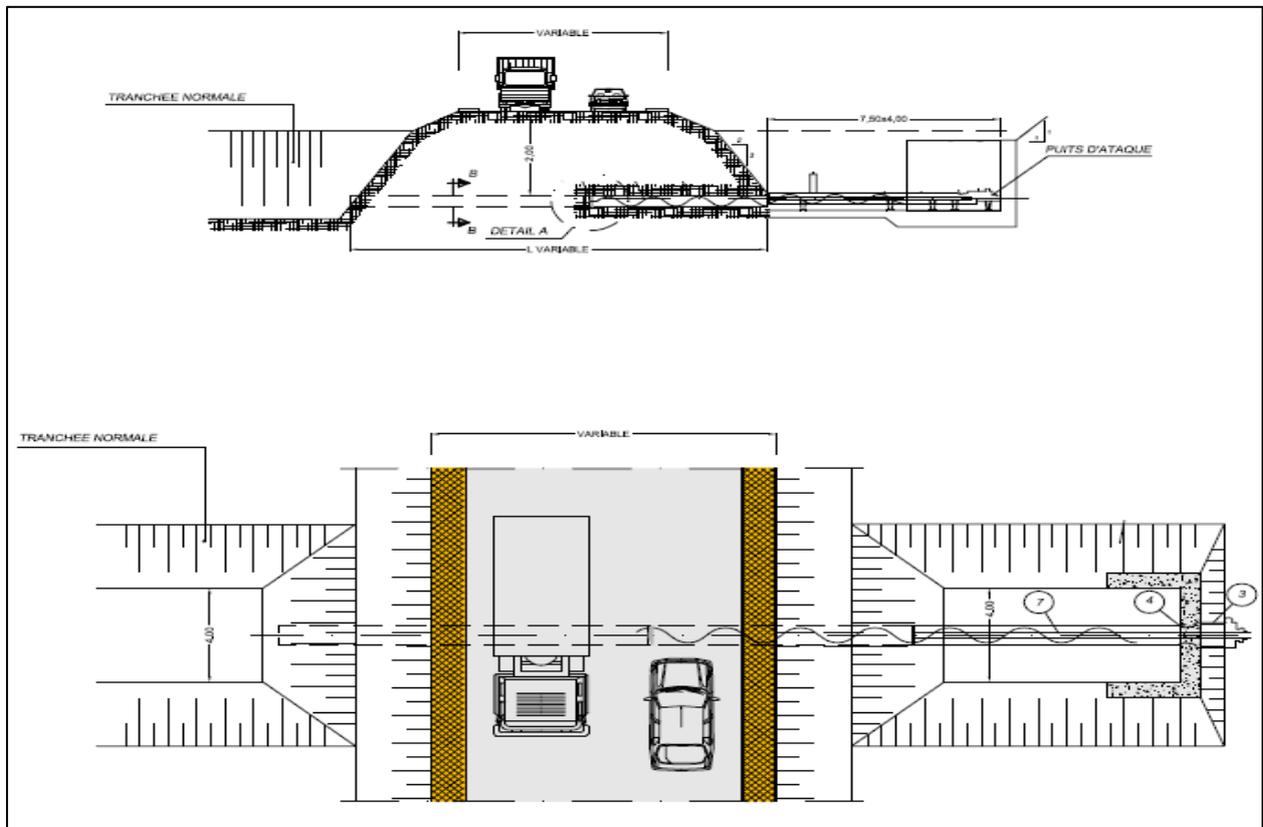
Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, bien damée pour éviter tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. Dans certains cas on se trouve exposé à des terrains agressifs, cela nous pousse à utiliser des remblais en terres chimiquement neutres.

**VI.2.4. Traversée des points spéciaux**

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on se trouve dans pas mal de cas obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

**A) Traversée d'une route**

A cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse Figure (VI-8) de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations des charges et des surcharges [8].



**Figure (VI.8) : Traversée d'une route**

**B) Traversée d'une rivière ou d'un oued**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple) [5].

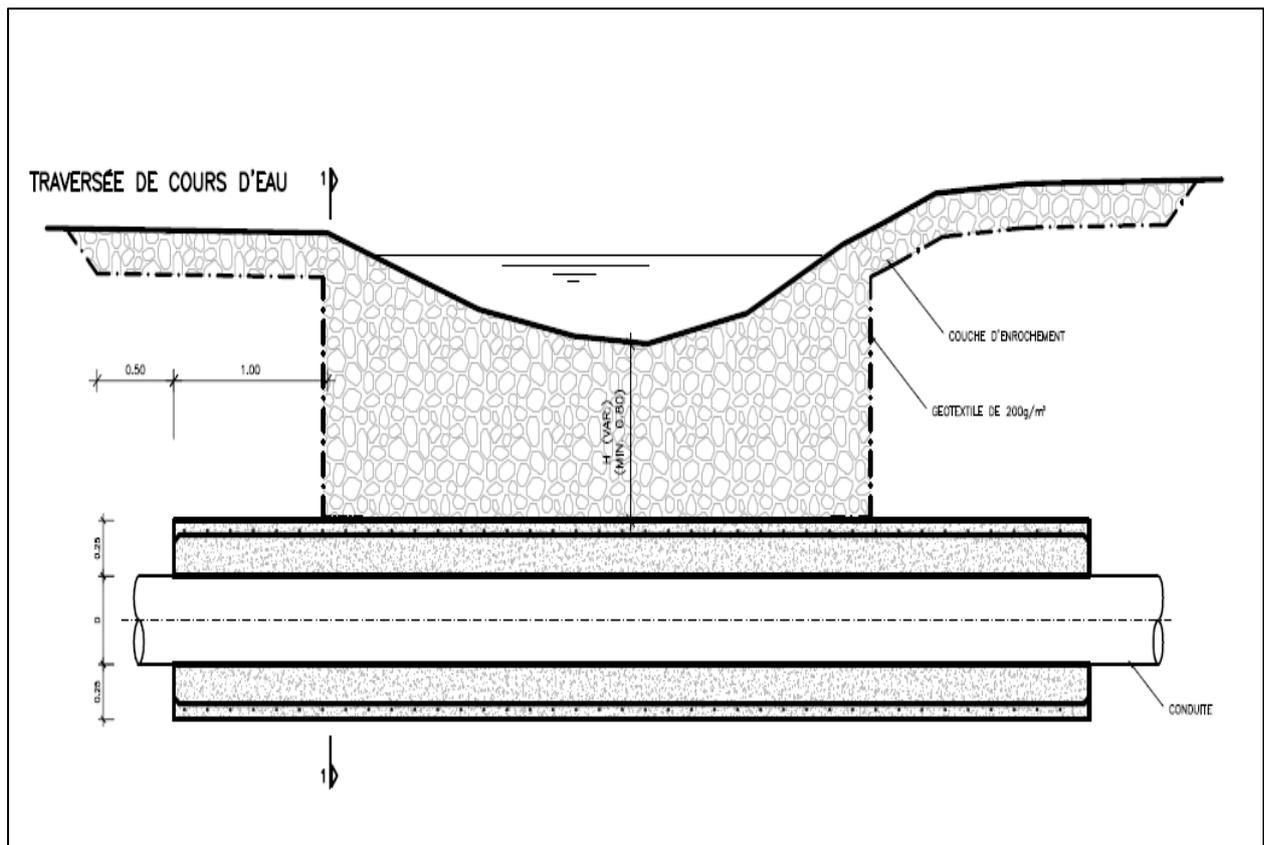


Figure (VI.9) : Pose de canalisation traversée une rivière.

### VI.2.5. Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboîtements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associer à des fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige. On peut distinguer [5]:

- ✓ Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique ;
- ✓ Butée sur un branchement (Figure (V-10)) ;
- ✓ Butée sur un coude horizontal (Figure (V-11)) ;
- ✓ Butée sur un coude vertical (Figure (V-12)).

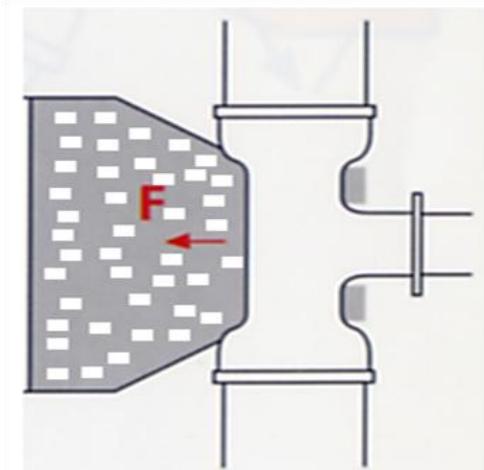


Figure (VI.10) : Butée sur un branchement

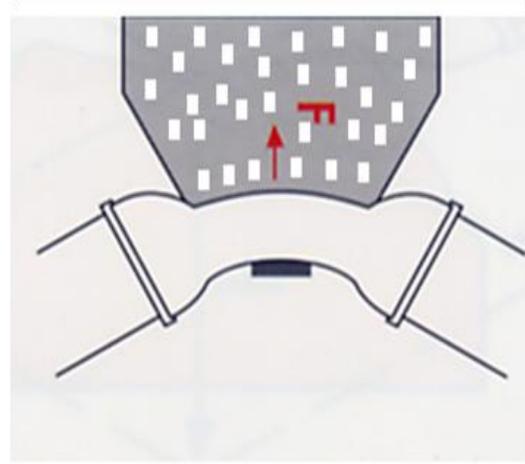


Figure (VI.11) : Butée sur au coude horizontal

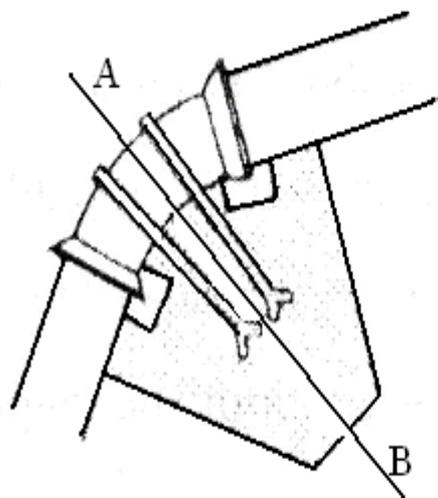
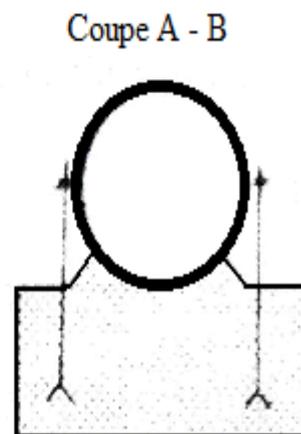


Figure (VI.12) : Butée sur un coude vertical



### VI.2.6. Désinfection des conduites

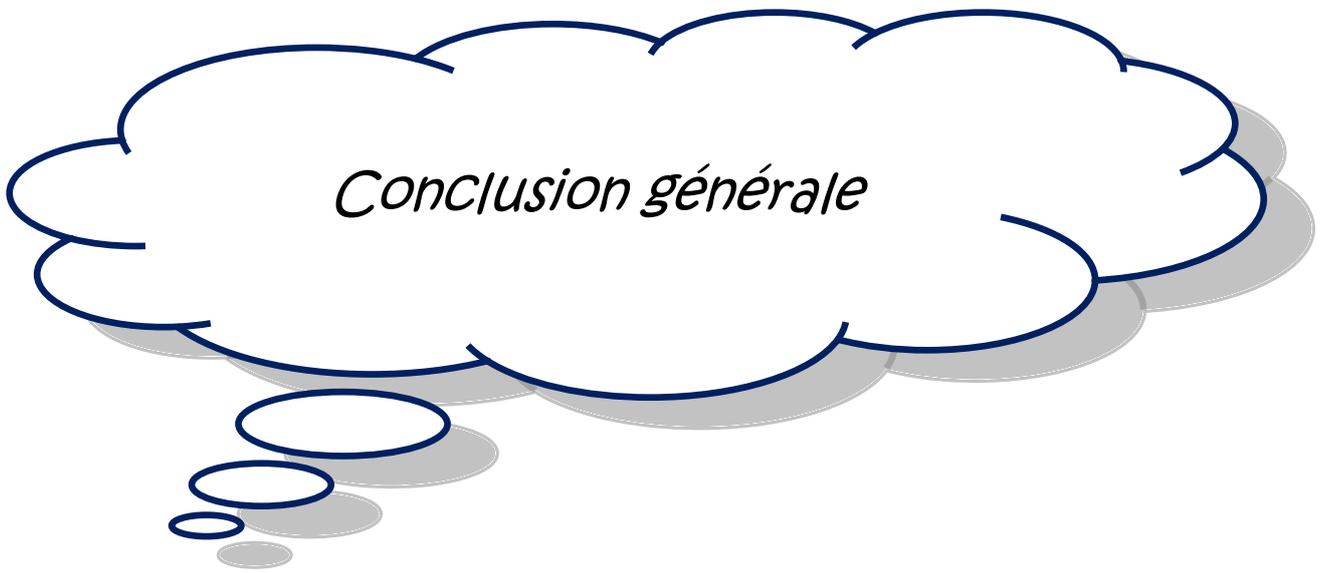
Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique.

**VI.3. Conclusion**

Après avoir vérifié les calculs de dépression et de surpression pour chaque tronçon, on a opté pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier soit par vanne à papillon ou par réservoir d'air.

Pour la conduite d'adduction par refoulement, on a calculé un réservoir d'air pour protéger les tronçons (SR2 – SR3)) avec un volume de 5 m<sup>3</sup>.

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.



*Conclusion générale*

### *Conclusion générale*

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude d'adduction pour les communes suivantes : El Main, Taferg, Djaafra, Colla et Theniet-Ennasr de la wilaya du Bordj Bou Arreridj à partir de la station de traitement du barrage de Tichi-Haf.

Pour cela, nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon 2046, d'où le nombre d'habitants est estimé à 28297, avec un total de consommation journalière de 13501.831 m<sup>3</sup>/j.

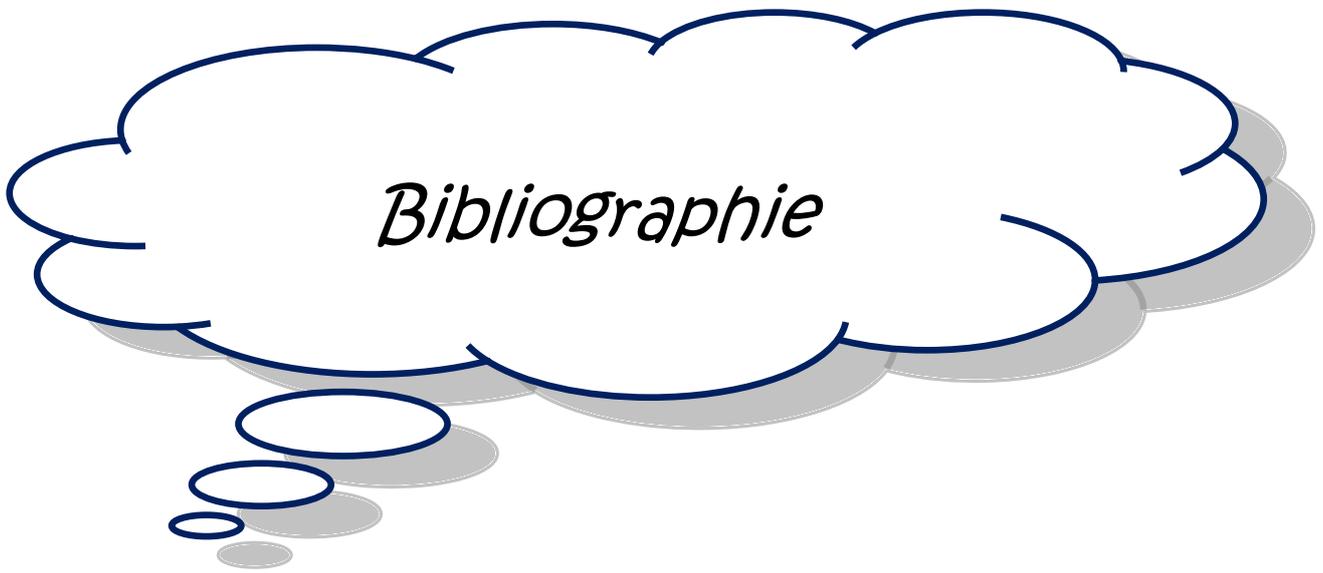
Afin d'assurer l'alimentation en eau potable pour chaque commune et son acheminement par refoulement ou gravitaire, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs avec des capacités différentes (2500 m<sup>3</sup>, 400 m<sup>3</sup>, 1700 m<sup>3</sup>, 800 m<sup>3</sup>, 800 m<sup>3</sup>) et une chambre de mise en charge de 2500 m<sup>3</sup>.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons utilisé la fonte ductile avec des diamètres économiques et des vitesses adéquates, qui sont de 500 mm pour les quatre premiers tronçons (STR-CMC),(SP1-SR2) ,(SR2-SR3) et (SR3- Rés El Main) ,de 450 mm pour les deux tronçons (SP2-SP3) et (SP3-Rés Djaâfra). Pour l'adduction gravitaire, nous avons opté pour les conduites en PEHD avec des diamètres respectifs : 591.8mm, 352.6 mm,110.2 mm, 277.6 mm et 188.1 mm.

Par la suite, nous avons opté pour les pompes multicellulaires à axe horizontal, ces dernières sont adéquates au niveau de chaque station de pompage et de reprise pour refouler l'eau.

Ensuite, dans le but de garantir une longévité des conduites, nous avons prévu une protection contre le phénomène du coup de bélier avec un réservoir d'air de volume 5 m<sup>3</sup>, pour le tronçon (SR2-SR3), qui est menacé par des surpressions importantes.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises dans le domaine d'hydraulique durant notre cycle de formation et nous comptons avoir répondu à l'objectif du projet et que ce modeste travail pourra servir les promotions à venir.



## Bibliographie

- [1] Etude d'avant Projet détaillé de l'alimentation en eau potable des centres de Béni Ourtilène-Guenzet à partir du Barrage de Tichy-Haf, Mission B – Avant Projet Sommaire, Aout 2010.
- [2] Monographie de la willaya de Bordj Bou Arreridj, Janvier 2012.
- [3] Données des caractéristiques du barrage de Tichi-Haf, services techniques du barrage Tichi-Haf.
- [4] Plan National De l'Eau (PNE 2010).
- [5] DUPONT, A : «Hydraulique urbain : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux», Tome II. Edition EYROLLES, 1979.
- [6] ALLOUNE, N. et YOUBI, S. : « Renforcement de l'AEP de la rive gauche de la commune d'Amizour willaya de Bejaia à partir du barrage Tichi-Haf ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.
- [7] KHERZI, S. et TANI, N. : « Etude du renforcement de la chaine d'adduction du village d'Ait Melloul commune de Tichy, willaya de Bejaia ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2007.
- [8] BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N. : « Renforcement de l'AEP de la commune de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht willaya de Tizi Ouzou ». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2007.
- [9] GODART, H. (2000) : « Adduction et distribution d'eau ». Technique de l'ingénieur, C 5 195, 42 pages.
- [10] MAOUGAL, F. : « Etude du transfert Sétif-Hodna système Ouest : Ighil Emda Mahouane ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Ecole nationale polytechnique, 2010.
- [11] Données : Bureau d'étude AMENHYD SPA, Département de Sétif.
- [12] Catalogue STPM CHIALI : « Catalogue technique du PEHD ».
- [13] BONVIN, J. : « Hydraulique urbaine ». Tome I, Edition, 2005.
- [14] BELLAOUI, G. et BOURASSE, A. : « Etude d'AEP de la ville d'Akbou, LOT : forage et piquage sur conduite barrage vers un réservoir de 3000 m<sup>3</sup> ». Projet de fin d'étude, Master en Hydraulique option : Hydraulique Urbain, Université de Bejaia, 2012.
- [15] HAMANI, S. et YAHIAOUI, S : « Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia (wilaya de Sétif) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2011.

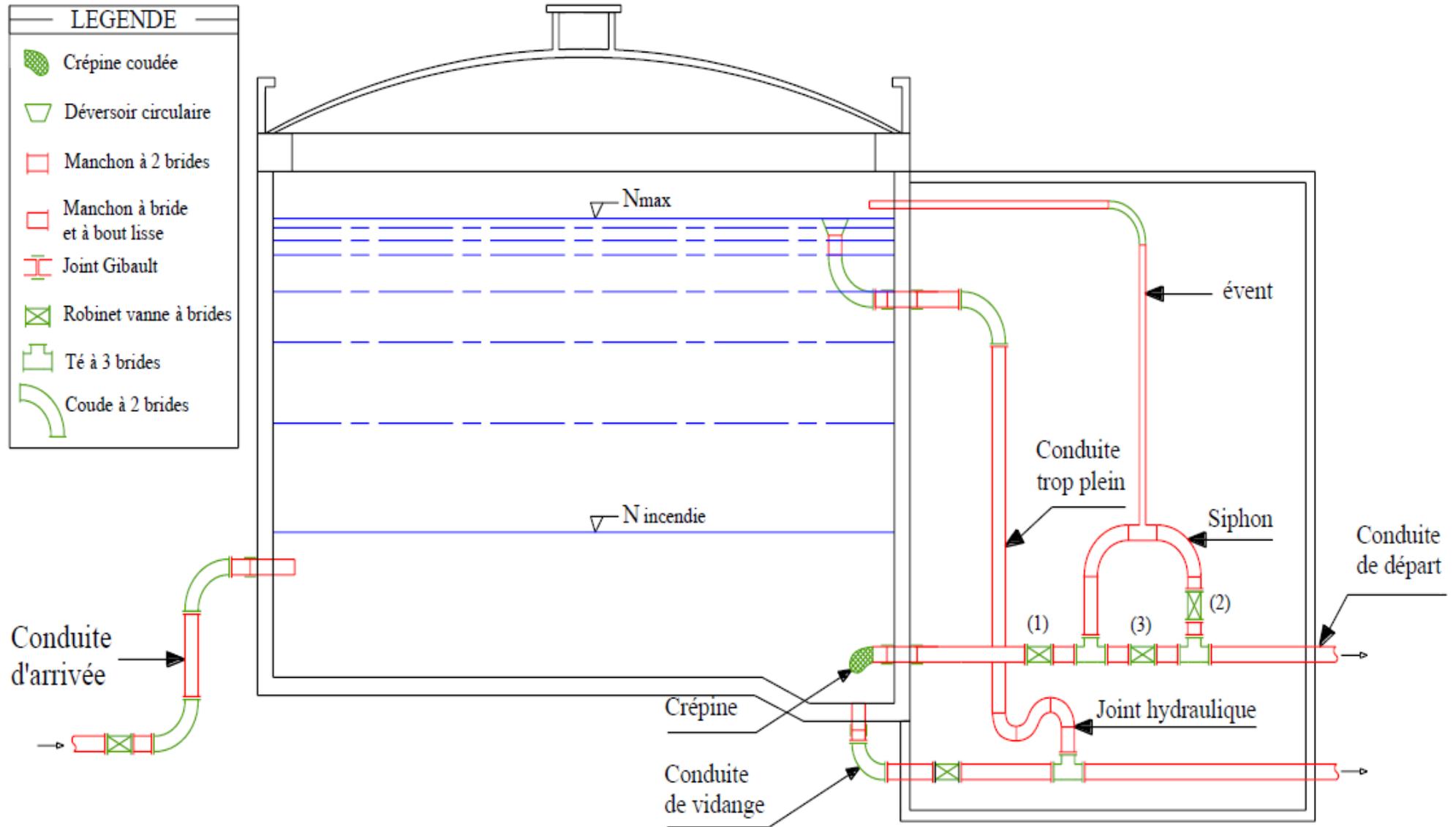








Annexe 02 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.



*Annexe 03 : Détermination de la capacité du réservoir El Main.*

Heures	Apport		Adduction vers R2		Distribution		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	(m <sup>3</sup> )	(%)	m <sup>3</sup>	(%)	(m <sup>3</sup> )			
<b>00-01</b>	5	675.092	3.24	438.586	0.220	29.758	1.54		1.54
<b>01-02</b>	5	675.092	3.24	438.586	0.220	29.758	1.54		3.08
<b>02-03</b>	5	675.092	3.24	438.586	0.220	29.758	1.54		4.62
<b>03-04</b>	5	675.092	3.24	438.586	0.220	29.758	1.54		6.16
<b>04-05</b>	5	675.092	3.25	438.586	0.441	59.515	1.309		7.469
<b>05-06</b>	5	675.092	3.25	438.586	0.662	89.273	1.088		8.557
<b>06-07</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.102	148.789	0.648		9.205
<b>07-08</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.433	193.425	0.317		9.522
<b>08-09</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.433	193.425	0.317		9.839
<b>09-10</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.212	163.667	0.538		10.377
<b>10-11</b>	5	675.092	3.25	438.586	0.992	133.910	0.758		11.135
<b>11-12</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.212	163.667	0.538		11.673
<b>12-13</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.543	208.304	0.207		11.88
<b>13-14</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.543	208.304	0.207		12.087
<b>14-15</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.212	163.667	0.538		12.625
<b>15-16</b>	5	675.092	3.25	438.586	0.992	133.910	0.758		13.383
<b>16-17</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.102	148.789	0.648		14.031
<b>17-18</b>	5	675.092	3.25	438.586	1.433	193.425	0.317		14.348
<b>18-19</b>	0	0	3.25	438.586	1.433	193.425		-4.683	9.665
<b>19-20</b>	0	0	3.25	438.586	1.102	148.789		-4.352	5.313
<b>20-21</b>	0	0	3.25	438.586	0.992	133.910		-4.242	1.071
<b>21-22</b>	0	0	3.25	438.586	0.662	89.273		-3.912	-2.841
<b>22-23</b>	5	675.092	3.25	438.586	0.441	59.515	1.309		-1.532
<b>23-24</b>	5	675.092	3.25	438.586	0.220	29.758	1.53		-0.002
<b>Total</b>	100	13501.831	77.96	10526.061	22.04	2975.77			-0.002

*Annexe 04 : Détermination de la capacité du réservoir Taferg.*

Heures	Apport		Distribution		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	4.16	43.045	0.9	9.298	3.26		3.26
<b>01-02</b>	4.16	43.045	0.9	9.298	3.26		6.52
<b>02-03</b>	4.16	43.045	0.9	9.298	3.26		9.78
<b>03-04</b>	4.16	43.045	1	10.331	3.16		12.94
<b>04-05</b>	4.16	43.045	1.35	13.947	2.81		15.75
<b>05-06</b>	4.16	43.045	3.85	39.776	0.31		16.06
<b>06-07</b>	4.16	43.045	5.2	53.720		-1.04	15.02
<b>07-08</b>	4.16	43.045	6.2	64.051		-2.04	12.98
<b>08-09</b>	4.17	43.045	5.5	56.819		-1.33	11.65
<b>09-10</b>	4.17	43.045	5.85	60.435		-1.68	9.97
<b>10-11</b>	4.17	43.045	5	51.654		-0.83	9.14
<b>11-12</b>	4.17	43.045	6.5	67.150		-2.33	6.81
<b>12-13</b>	4.17	43.045	7.5	77.481		-3.33	3.48
<b>13-14</b>	4.17	43.045	6.7	69.216		-2.53	0.95
<b>14-15</b>	4.17	43.045	5.35	55.270		-1.18	-0.23
<b>15-16</b>	4.17	43.045	4.65	47.935		-0.48	-0.71
<b>16-17</b>	4.17	43.045	4.5	46.490		-0.33	-1.04
<b>17-18</b>	4.17	43.045	5.5	56.819		-1.33	-2.37
<b>18-19</b>	4.17	43.045	6.3	65.084		-2.13	-4.5
<b>19-20</b>	4.17	43.045	5.35	55.270		-1.18	-5.68
<b>20-21</b>	4.17	43.045	5	51.654		-0.83	-6.51
<b>21-22</b>	4.17	43.045	3	30.992	1.17		-5.34
<b>22-23</b>	4.17	43.045	2	20.662	2.17		-3.17
<b>23-24</b>	4.17	43.045	1	10.331	3.17		0
<b>Total</b>	100	1033.08	100	1033.08			0

*Annexe 05 : Détermination de la capacité du réservoir Djaafra.*

Heures	Apport		Adduction vers R4		DSTR GRAVITAIRE		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>			%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	5	474.649	2.5	236.532	0.603	57.243	1.897		1.897
<b>01-02</b>	5	474.649	2.5	236.532	0.603	57.243	1.897		3.794
<b>02-03</b>	5	474.649	2.5	236.532	0.603	57.243	1.897		5.691
<b>03-04</b>	5	474.649	2.5	236.532	0.603	57.243	1.897		7.588
<b>04-05</b>	5	474.649	2.49	236.532	1.005	95.406	1.505		9.093
<b>05-06</b>	5	474.649	2.49	236.532	1.407	133.568	1.103		10.196
<b>06-07</b>	5	474.649	2.49	236.532	1.809	171.730	0.701		10.897
<b>07-08</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.211	209.892	0.299		11.196
<b>08-09</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.513	238.514		-0.003	11.193
<b>09-10</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.513	238.514		-0.003	11.190
<b>10-11</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.513	238.514		-0.003	11.187
<b>11-12</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.513	238.514		-0.003	11.184
<b>12-13</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.01	190.811	0.5		11.684
<b>13-14</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.01	190.811	0.5		12.184
<b>14-15</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.211	209.892	0.299		12.483
<b>15-16</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.412	228.973	0.098		12.581
<b>16-17</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.412	228.973	0.098		12.679
<b>17-18</b>	5	474.649	2.49	236.532	2.211	209.892	0.299		12.978
<b>18-19</b>	0	0	2.49	236.532	2.01	190.811		-4.5	8.478
<b>19-20</b>	0	0	2.49	236.532	1.809	171.73		-4.299	4.179
<b>20-21</b>	0	0	2.49	236.532	1.608	152.649		-4.098	0.081
<b>21-22</b>	0	0	2.49	236.532	1.206	114.487		-3.696	-3.615
<b>22-23</b>	5	474.649	2.49	236.532	0.804	76.324	1.706		-1.909
<b>23-24</b>	5	474.649	2.49	236.532	0.603	57.243	1.907		-0.002
<b>total</b>	100	9492.981	59.8	5676.761	40.2	3816.22			-0.002

*Annexe 06 : Détermination de la capacité du réservoir Colla.*

Heures	Apport		Adduction vers R5		DSTR GRAVITAIRE		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	0.515	29.215	1.623		1.623
<b>01-02</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	0.515	29.215	1.623		3.246
<b>02-03</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	0.515	29.215	1.623		4.869
<b>03-04</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	0.515	29.215	1.623		6.492
<b>04-05</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	1.029	58.429	1.109		7.601
<b>05-06</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	1.544	87.644	0.561		8.162
<b>06-07</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	2.573	146.073		-0.435	7.727
<b>07-08</b>	4.16	236.532	2.022	114.805	3.345	189.894		-1.207	6.520
<b>08-09</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	3.345	189.894		-1.197	5.323
<b>09-10</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.830	160.680		-0.682	5.641
<b>10-11</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.316	131.465		-0.168	4.473
<b>11-12</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.830	160.680		-0.682	3.791
<b>12-13</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	3.602	204.502		-1.454	2.337
<b>13-14</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	3.602	204.502		-1.454	0.883
<b>14-15</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.830	160.680		-0.682	0.201
<b>15-16</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.316	131.465		-0.168	0.033
<b>16-17</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.573	146.073		-0.425	-0.395
<b>17-18</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	3.345	189.894		-1.197	-1.592
<b>18-19</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	3.345	189.894		-1.197	-2.789
<b>19-20</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.573	146.073		-0.425	-3.214
<b>20-21</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	2.316	131.465		-0.168	-3.382
<b>21-22</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	1.544	87.644	0.604		-2.778
<b>22-23</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	1.029	58.429	1.119		-1.659
<b>23-24</b>	4.17	236.532	2.022	114.805	0.515	29.215	1.633		0.026
<b>Total</b>	100	5676.761	48.54	2755.31	51.46	2921.45			0.026

*Annexe 07 : Détermination de la capacité du réservoir Theniet Ennasr.*

Heures	Apport		Distribution		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	4.16	114.805	1	27.553	3.16		3.16
<b>01-02</b>	4.16	114.805	1	27.553	3.16		6.32
<b>02-03</b>	4.16	114.805	1	27.553	3.16		9.48
<b>03-04</b>	4.16	114.805	1	27.553	3.16		12.64
<b>04-05</b>	4.16	114.805	2	55.106	2.16		14.80
<b>05-06</b>	4.16	114.805	3	82.659	1.16		15.96
<b>06-07</b>	4.16	114.805	5	137.766		-0.84	15.12
<b>07-08</b>	4.16	114.805	6.5	179.095		-2.34	12.78
<b>08-09</b>	4.17	114.805	6.5	179.095		-2.33	10.45
<b>09-10</b>	4.17	114.805	5.5	151.542		-1.33	9.12
<b>10-11</b>	4.17	114.805	4.5	123.989		-0.33	8.79
<b>11-12</b>	4.17	114.805	5.5	151.542		-1.33	7.46
<b>12-13</b>	4.17	114.805	7	192.872		-2.83	4.63
<b>13-14</b>	4.17	114.805	7	192.872		-2.83	1.8
<b>14-15</b>	4.17	114.805	5.5	151.542		-1.33	0.47
<b>15-16</b>	4.17	114.805	4.5	123.989		-0.33	0.14
<b>16-17</b>	4.17	114.805	5	137.766		-0.83	-0.69
<b>17-18</b>	4.17	114.805	6.5	179.095		-2.33	-3.02
<b>18-19</b>	4.17	114.805	6.5	179.095		-2.33	-5.35
<b>19-20</b>	4.17	114.805	5	137.766		-0.83	-6.18
<b>20-21</b>	4.17	114.805	4.5	123.989		-0.33	-6.51
<b>21-22</b>	4.17	114.805	3	82.659	1.17		-5.34
<b>22-23</b>	4.17	114.805	2	55.106	2.17		-3.17
<b>23-24</b>	4.17	114.805	1	27.553	3.17		0
<b>Total</b>	100	2755.31	100	2755.31			0

*Annexe 08 : Détermination de la capacité de la station de pompage SPI.*

Heures	Apport		Sortie 1		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-0.84
<b>01-02</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-1.68
<b>02-03</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-2.52
<b>03-04</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-3.36
<b>04-05</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-4.2
<b>05-06</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-5.04
<b>06-07</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-5.88
<b>07-08</b>	4.16	562.576	5	675.092		-0.84	-6.72
<b>08-09</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-7.55
<b>09-10</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-8.38
<b>10-11</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-9.21
<b>11-12</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-10.04
<b>12-13</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-10.87
<b>13-14</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-11.7
<b>14-15</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-12.53
<b>15-16</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-13.36
<b>16-17</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-14.19
<b>17-18</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	-15.02
<b>18-19</b>	4.17	562.576	0	0	4.17		-10.85
<b>19-20</b>	4.17	562.576	0	0	4.17		-6.68
<b>20-21</b>	4.17	562.576	0	0	4.17		-2.51
<b>21-22</b>	4.17	562.576	0	0	4.17		1.66
<b>22-23</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	0.83
<b>23-24</b>	4.17	562.576	5	675.092		-0.83	0
<b>total</b>	100	13501.831	100	13501.831			0

*Annexe 09 : Détermination de la capacité de la station de pompage SP2.*

Heures	Apport		Sortie 1		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-0.84
<b>01-02</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-1.68
<b>02-03</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-2.52
<b>03-04</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-3.36
<b>04-05</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-4.2
<b>05-06</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-5.04
<b>06-07</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-5.88
<b>07-08</b>	4.16	438.586	5	526.303		-0.84	-6.72
<b>08-09</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-7.55
<b>09-10</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-8.38
<b>10-11</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-9.21
<b>11-12</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-10.04
<b>12-13</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-10.87
<b>13-14</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-11.7
<b>14-15</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-12.53
<b>15-16</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-13.36
<b>16-17</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-14.19
<b>17-18</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	-15.02
<b>18-19</b>	4.17	438.586	0	0	4.17		-10.85
<b>19-20</b>	4.17	438.586	0	0	4.17		-6.68
<b>20-21</b>	4.17	438.586	0	0	4.17		-2.51
<b>21-22</b>	4.17	438.586	0	0	4.17		1.66
<b>22-23</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	0.83
<b>23-24</b>	4.17	438.586	5	526.303		-0.83	0
<b>total</b>	100	10526.061	100	10526.061			0

*Annexe 10 : Détermination de la capacité de la station de pompage SP3.*

Heures	Apport		Adduction vers R2		REFOUM R3		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	5	526.303	0.40	43.045	4.51	474.649	0.09		0.09
<b>01-02</b>	5	526.303	0.40	43.045	4.51	474.649	0.09		0.18
<b>02-03</b>	5	526.303	0.40	43.045	4.51	474.649	0.09		0.27
<b>03-04</b>	5	526.303	0.40	43.045	4.51	474.649	0.09		0.36
<b>04-05</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.44
<b>05-06</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.52
<b>06-07</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.60
<b>07-08</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.68
<b>08-09</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.76
<b>09-10</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.84
<b>10-11</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.92
<b>11-12</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.00
<b>12-13</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.08
<b>13-14</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.16
<b>14-15</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.24
<b>15-16</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.32
<b>16-17</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.40
<b>17-18</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		1.48
<b>18-19</b>	0	0	0.41	43.045	0	0		-0.41	1.07
<b>19-20</b>	0	0	0.41	43.045	0	0		-0.41	0.66
<b>20-21</b>	0	0	0.41	43.045	0	0		-0.41	0.25
<b>21-22</b>	0	0	0.41	43.045	0	0		-0.41	-0.16
<b>22-23</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0.08
<b>23-24</b>	5	526.303	0.41	43.045	4.51	474.649	0.08		0
<b>total</b>	100	10526.061	9.81	1033.08	90.19	9492.981			0

*Annexe 11 : Détermination de la capacité de la chambre mise en charge.*

Heures	Apport		Sortie		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>			
<b>00-01</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		0.84
<b>01-02</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		1.68
<b>02-03</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		2.52
<b>03-04</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		3.36
<b>04-05</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		4.2
<b>05-06</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		5.04
<b>06-07</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		5.88
<b>07-08</b>	5	675.09	4.16	562.576	0.84		6.72
<b>08-09</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		7.55
<b>09-10</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		8.38
<b>10-11</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		9.21
<b>11-12</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		10.04
<b>12-13</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		10.87
<b>13-14</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		11.7
<b>14-15</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		12.53
<b>15-16</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		13.36
<b>16-17</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		14.19
<b>17-18</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		15.02
<b>18-19</b>	0	0	4.17	562.576		-4.17	10.85
<b>19-20</b>	0	0	4.17	562.576		-4.17	6.68
<b>20-21</b>	0	0	4.17	562.576		-4.17	2.51
<b>21-22</b>	0	0	4.17	562.576		-4.17	-1.66
<b>22-23</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		-0.83
<b>23-24</b>	5	675.09	4.17	562.576	0.83		0
<b>total</b>	100	13501.831	100	13501.831			0

**Annexe 12 : Prix pour les conduites en PEHD PN06, PN10 et la fonte ductile.**

TUBE PEHD EAU PN06		UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110020201	TUBE PEHD Ø 20 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	32,21	37,68
110020251	TUBE PEHD Ø 25 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	41,09	48,08
110020321	TUBE PEHD Ø 32 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	53,95	63,12
110020401	TUBE PEHD Ø 40 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	69,88	81,76
110060631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 06 EP. 2.5 mm	ML	131,72	154,11
110060751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 06 EP. 2.9 mm	ML	186,46	218,15
110060901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 06 EP. 3.5 mm	ML	257,19	300,91
110061101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 06 EP. 4.2 mm	ML	374,09	437,68
110061251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 06 EP. 4.8 mm	ML	477,23	558,36
110061601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 06 EP. 6.2 mm	ML	787,69	921,60
110062001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 06 EP. 7.7 mm	ML	1 216,17	1 422,92
110062501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 06 EP. 9.6 mm	ML	1 898,66	2 221,44
110063151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN6 EP. 12.1 mm	ML	2 951,91	3 453,73
110064001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN6 EP. 15.3 mm	ML	4 703,04	5 502,55
110065001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN6 EP. 19.1 mm	ML	7 241,55	8 472,62
110066301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN6 EP. 19.1 mm	ML	11 492,57	13 446,30

TUBE PEHD EAU PN10		UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,32	40,15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43,78	51,23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55,10	64,47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,50	97,69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66	150,53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203,83	238,48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41	338,61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88	446,80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93	665,64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36	843,99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58	1 382,45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65	2 162,92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93	3 357,81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93	5 057,83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23	8 115,39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03	12 616,15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20	19 980,32

Référence	Désignation	DN (mm)	Ep.(mm)	Tarif
NSB35G60	Tuyaux fonte ductile Natural, Classe 30, L = 6,00 m	350	6.2	7461,72
NSB40G60	Tuyaux fonte ductile Natural, Classe 30, L = 6,00 m	400	7	8948,09
NSB45G60	Tuyaux fonte ductile Natural, Classe 30, L = 6,00 m	450	7.8	12380.00
NSB50G60	Tuyaux fonte ductile Natural, Classe 30, L = 6,00 m	500	7.8	14122.00
NSB60G60	Tuyaux fonte ductile Natural, Classe 30, L = 6,00 m	600	7.8	18289.00

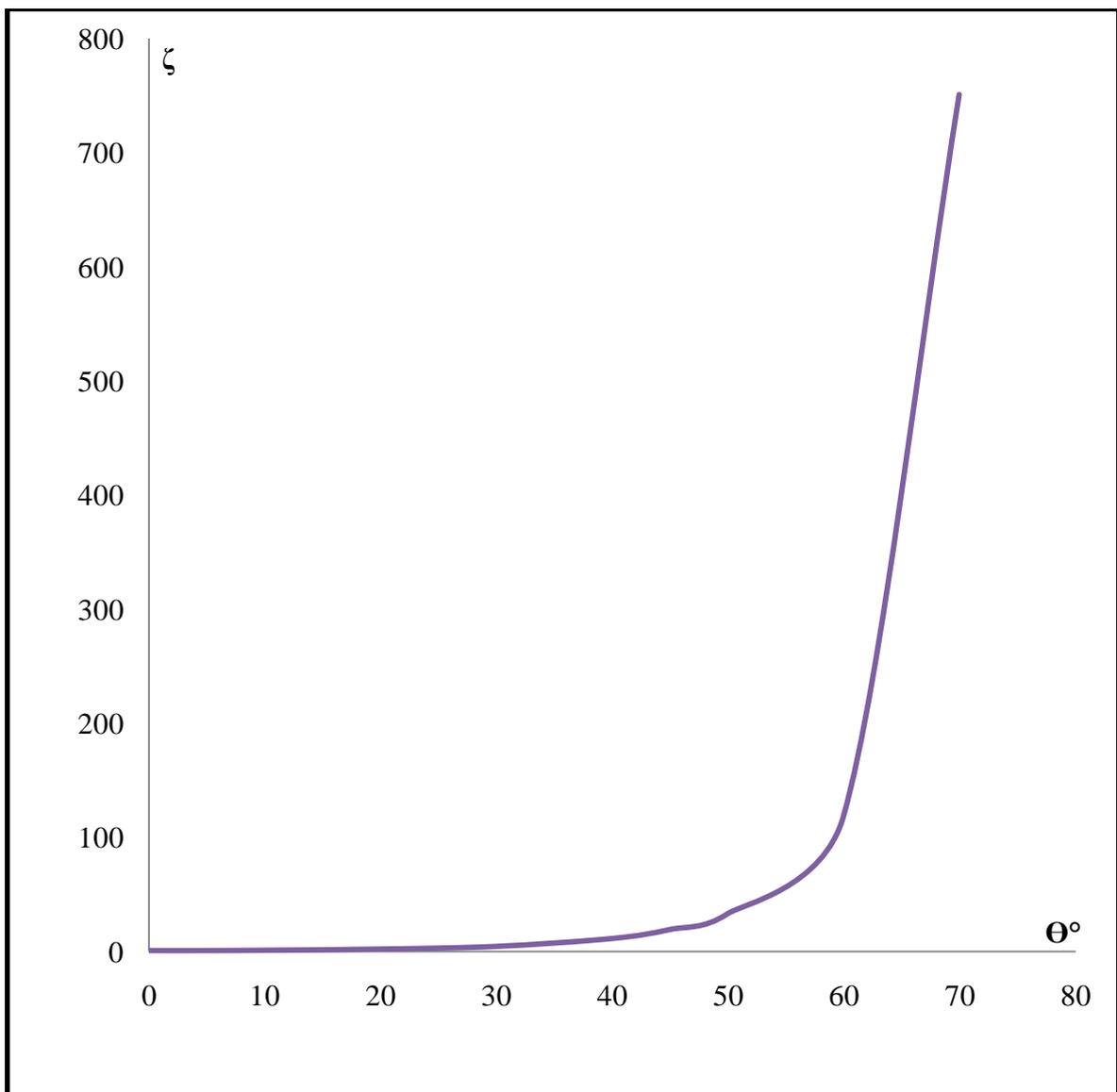


*Annexe 12 : Prix pour les conduites en PEHD PN16.*

<b>Référence</b>	<b>Diamètre Ext en (mm)</b>	<b>Epaisseur</b>	<b>Qualité Produit</b>	<b>Pression Service (bar)</b>	<b>Prix TTC</b>
11 008 0201	20	2	PE100	16	40.74
11 008 0251	25	2.3	PE100	16	59.87
11 008 0321	32	3	PE100	16	99.14
11 008 0401	40	3.7	PE100	16	153.50
11 008 0501	50	4.6	PE100	16	238.07
11 008 0631	63	5.8	PE100	16	376.64
11 008 0751	75	6.8	PE100	16	529.43
11 008 0901	90	8.2	PE100	16	691.61
11 008 1101	110	10	PE100	16	1026.15
11 008 1251	125	11.4	PE100	16	1316.19
11 008 1601	160	14.6	PE100	16	2151.15
11 008 2001	200	18.2	PE100	16	3378.11
11 008 2501	250	22.7	PE100	16	6226.50
11 008 3151	350	28.6	PE100	16	8026.99
11 008 4001	400	36.3	PE100	16	12966.67
11 008 5001	500	45.4	PE100	16	19569.51
11 008 6001	630	57.25	PE100	16	31072.20

*Annexe 13 : Evolution coefficient de singularité  $\zeta$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.*

<b>Angle d'inclinaison du papillon (<math>\theta^\circ</math>)</b>	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70
<b>Z</b>	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751



*Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité  $\zeta$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.*

Annexe 14 : Caractéristique de la pompe SRI-CMC.

Courbe de vitesse

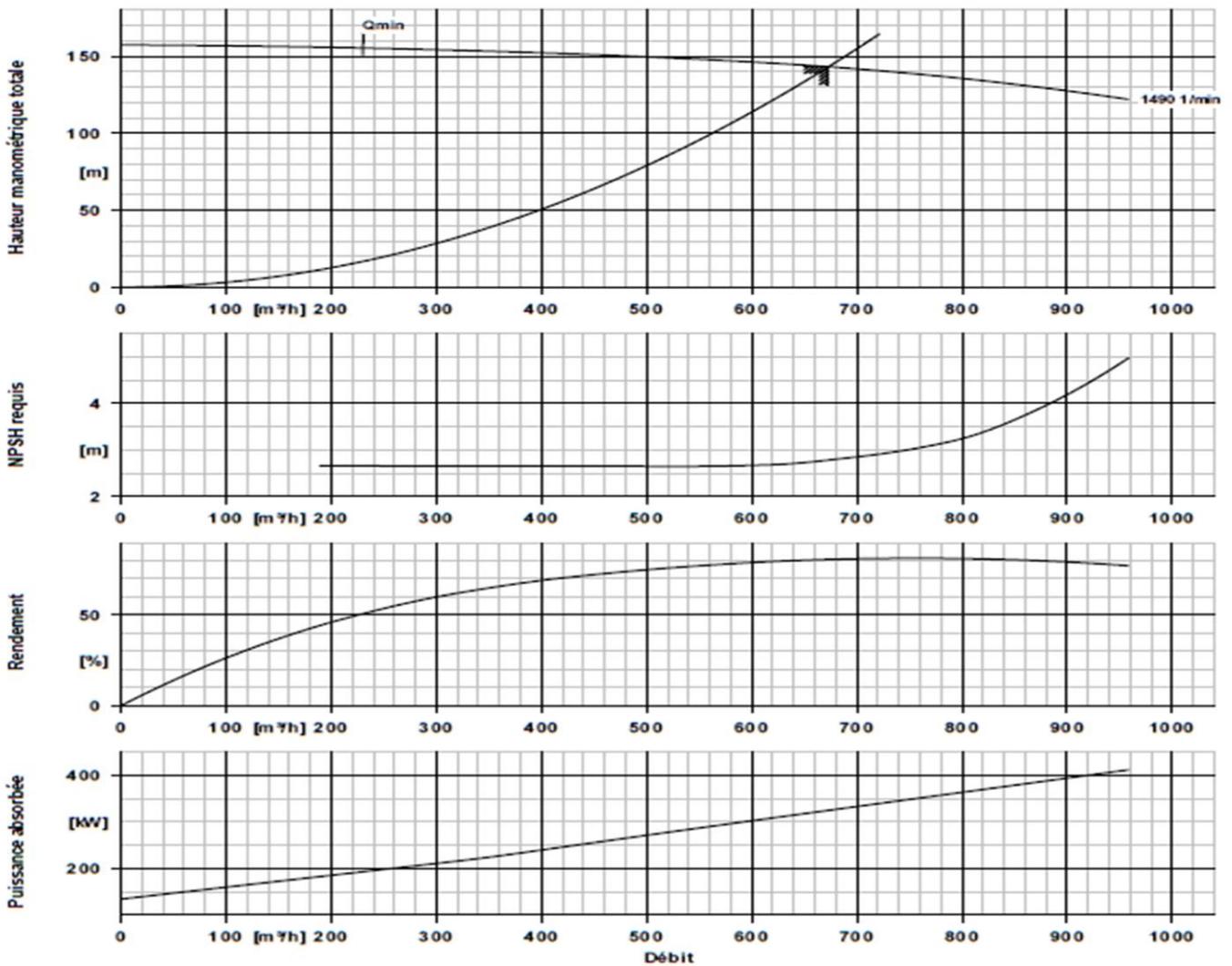


N° de poste client:  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 1

Numéro: ES 4375730  
 Poste: 100  
 Date: 07/06/2016  
 Page: 7 / 10

Omega 200-670 A GB P F

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Hauteur manométrique totale	143,16 m
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	Hauteur manométrique totale demandée	143,16 m
Débit	673,20 m <sup>3</sup> /h	Diamètre de roue effectif	615,0 mm
Débit demandé	673,20 m <sup>3</sup> /h		

Annexe 15 : Caractéristique de la pompe SP1-SR2.

Courbe de vitesse

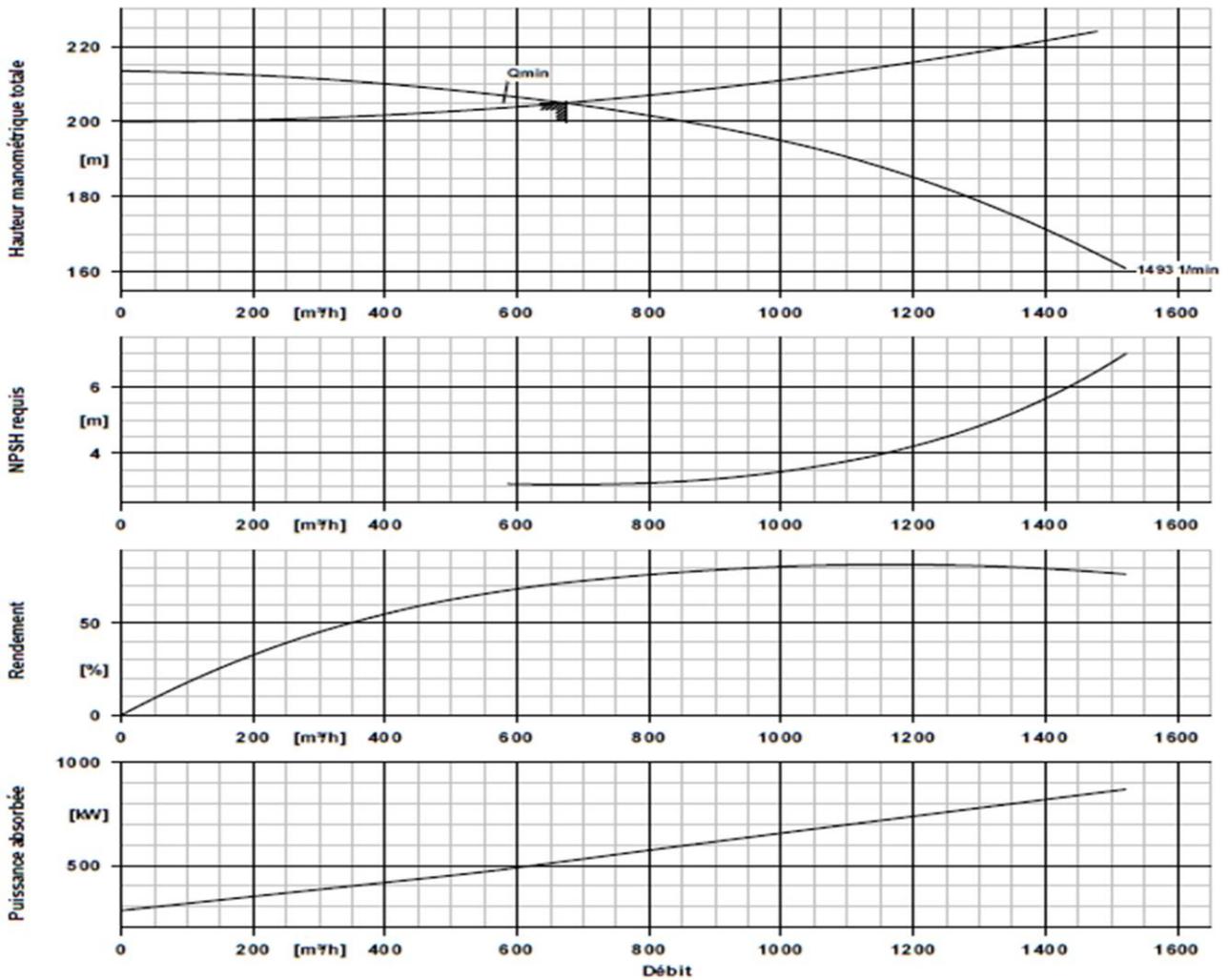


N° de poste client:  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 1

Numéro: ES 4375730  
 Poste:100  
 Date: 07/06/2016  
 Page: 7 / 10

Omega 250-800 A GB G F

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Hauteur manométrique totale	204,96 m
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	Hauteur manométrique totale demandée	204,96 m
Débit	673,20 m <sup>3</sup> /h	Diamètre de roue effectif	717,0 mm
Débit demandé	673,20 m <sup>3</sup> /h		

Annexe 16 : Caractéristique de la pompe SR2 - SR3.

Courbe de vitesse

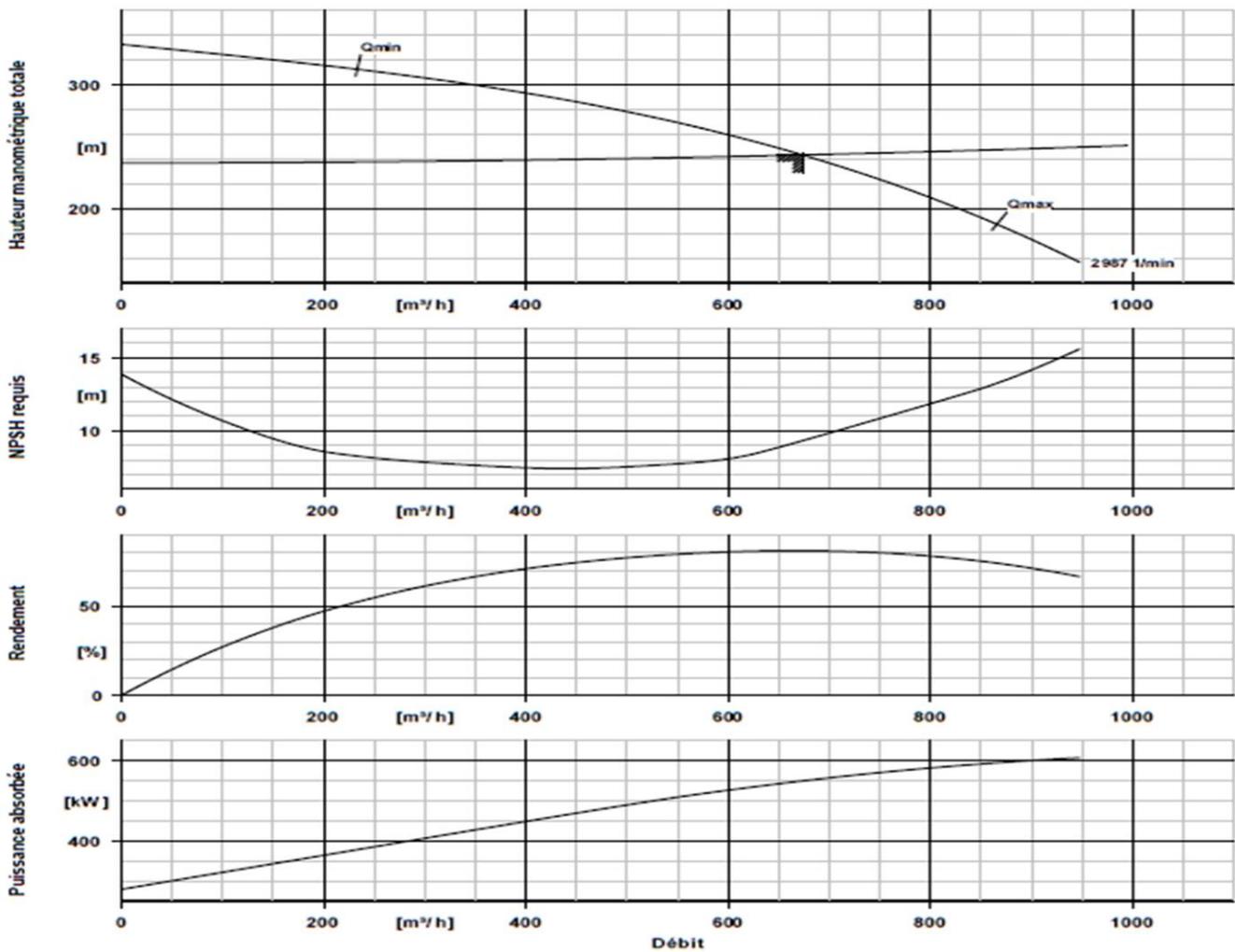


N° de poste client:  
 Date de communication: 30/05/2016  
 Nr de doc.: Offre rapide  
 Quantité: 1

Numéro: ES 3  
 Poste: 100  
 Date: 30/05/2016  
 Page: 10 / 17

Multitec A 150/ 2-12.2 11.67

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Hauteur manométrique totale	243,33 m
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	Hauteur manométrique totale demandée	243,34 m
Débit	673,20 m <sup>3</sup> /h	Diamètre de roue effectif	332,0 mm
Débit demandé	673,20 m <sup>3</sup> /h		

*Annexe 17 : caractéristique de la pompe SR3 - Rés El Main.*

**Courbe de vitesse**

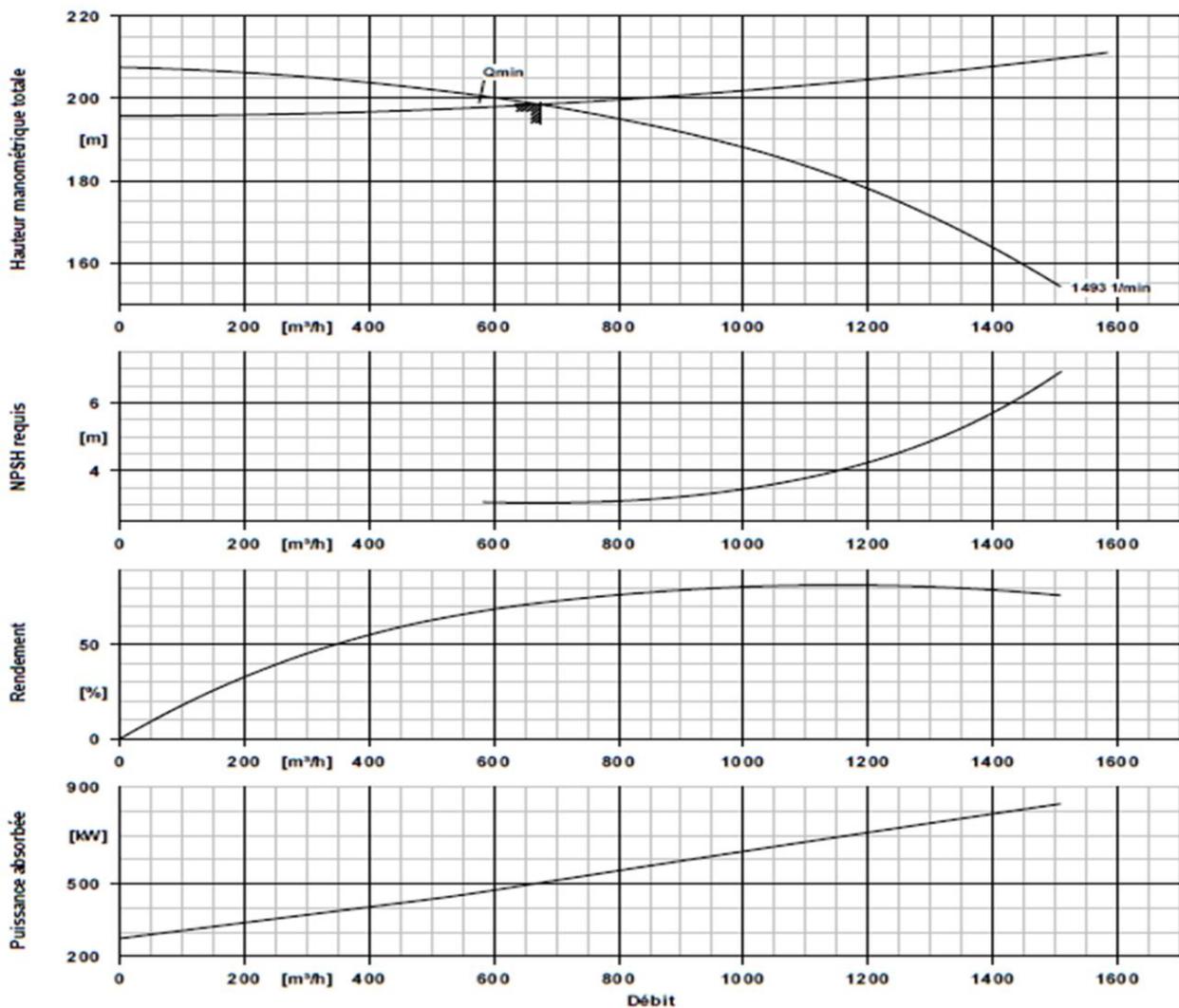


N° de poste client:  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 1

Numéro: ES 4375730  
 Poste:100  
 Date: 07/06/2016  
 Page: 7 / 10

**Omega 250-800 A GB G F**

No. de version: 1



**Caractéristiques de courbe**

Densité liquide pompé	998 kg/m³	Hauteur manométrique totale	198,52 m
Viscosité	1,00 mm²/s	Hauteur manométrique totale demandée	198,52 m
Débit	673,20 m³/h	Diamètre de roue effectif	707,0 mm
Débit demandé	673,20 m³/h		

Annexe 18 : Caractéristique de la pompe SP2 – SP3.

Courbe de vitesse

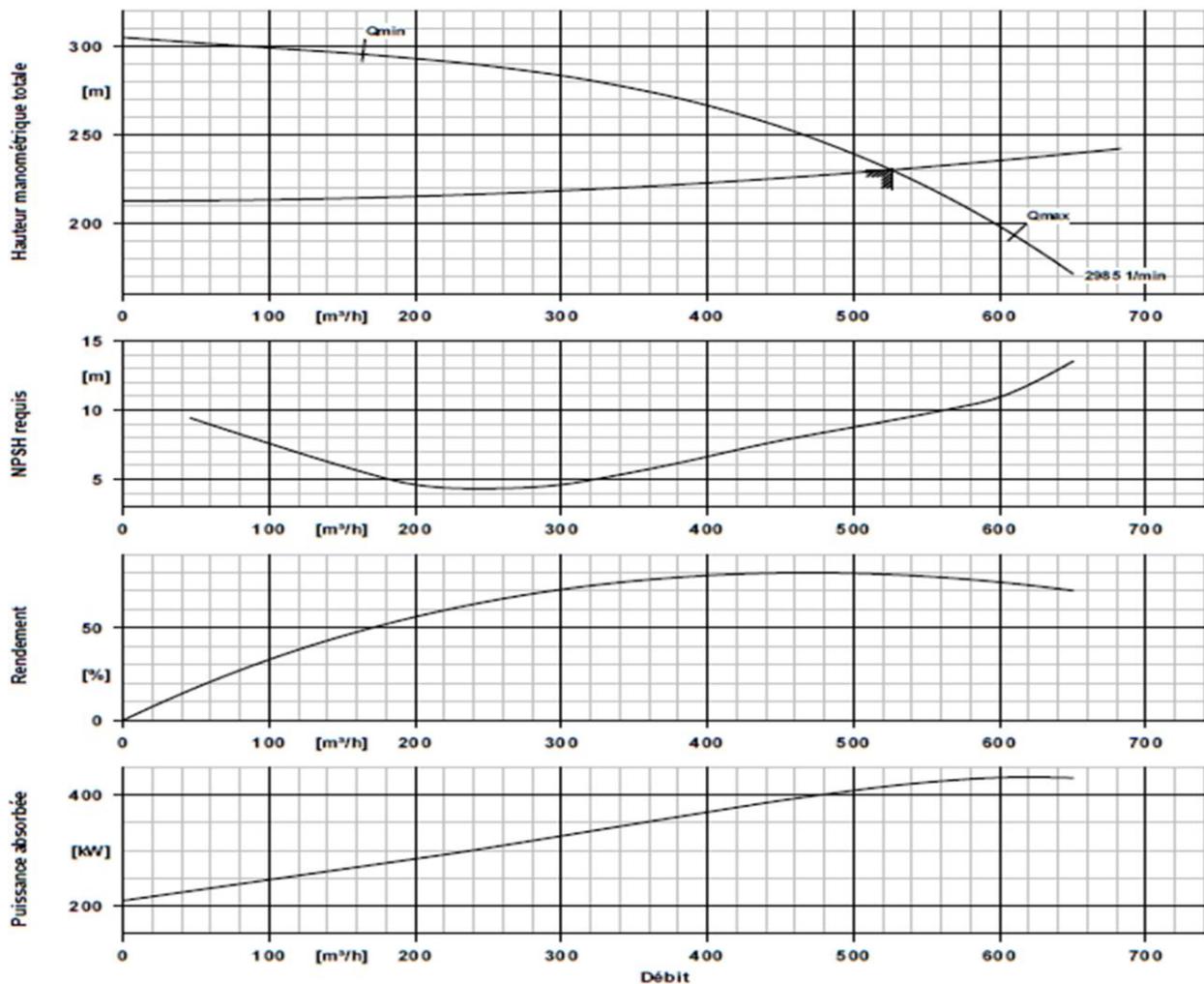


N° de poste client:  
Date de communication:  
Nr de doc. :  
Quantité: 1

Numéro: ES 4375730  
Poste: 100  
Date: 07/06/2016  
Page: 10 / 12

Multitec A 150/ 2-11.2 11.63

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Hauteur manométrique totale	230,19 m
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	Hauteur manométrique totale demandée	230,16 m
Débit	525,60 m <sup>3</sup> /h	Diamètre de roue effectif	328,0 mm
Débit demandé	525,60 m <sup>3</sup> /h		

Annexe 19 : caractéristique de la pompe SP3-Rés Djaafra.

Courbe de vitesse

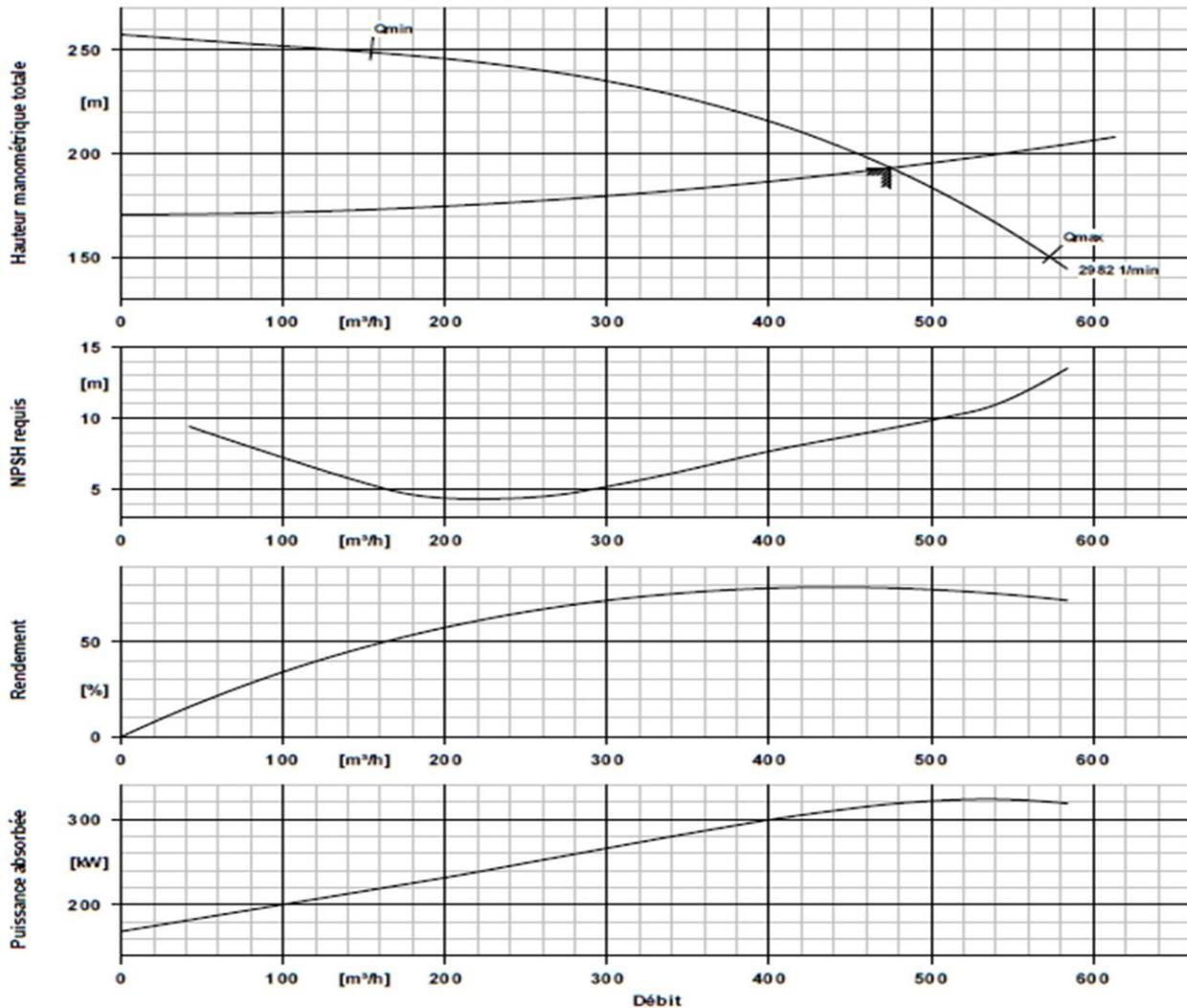


N° de poste client:  
Date de communication:  
Nr de doc.:  
Quantité: 1

Numéro: ES 4375730  
Poste: 100  
Date: 07/06/2016  
Page: 10 / 12

Multitec A 150/ 2-11.2 11.63

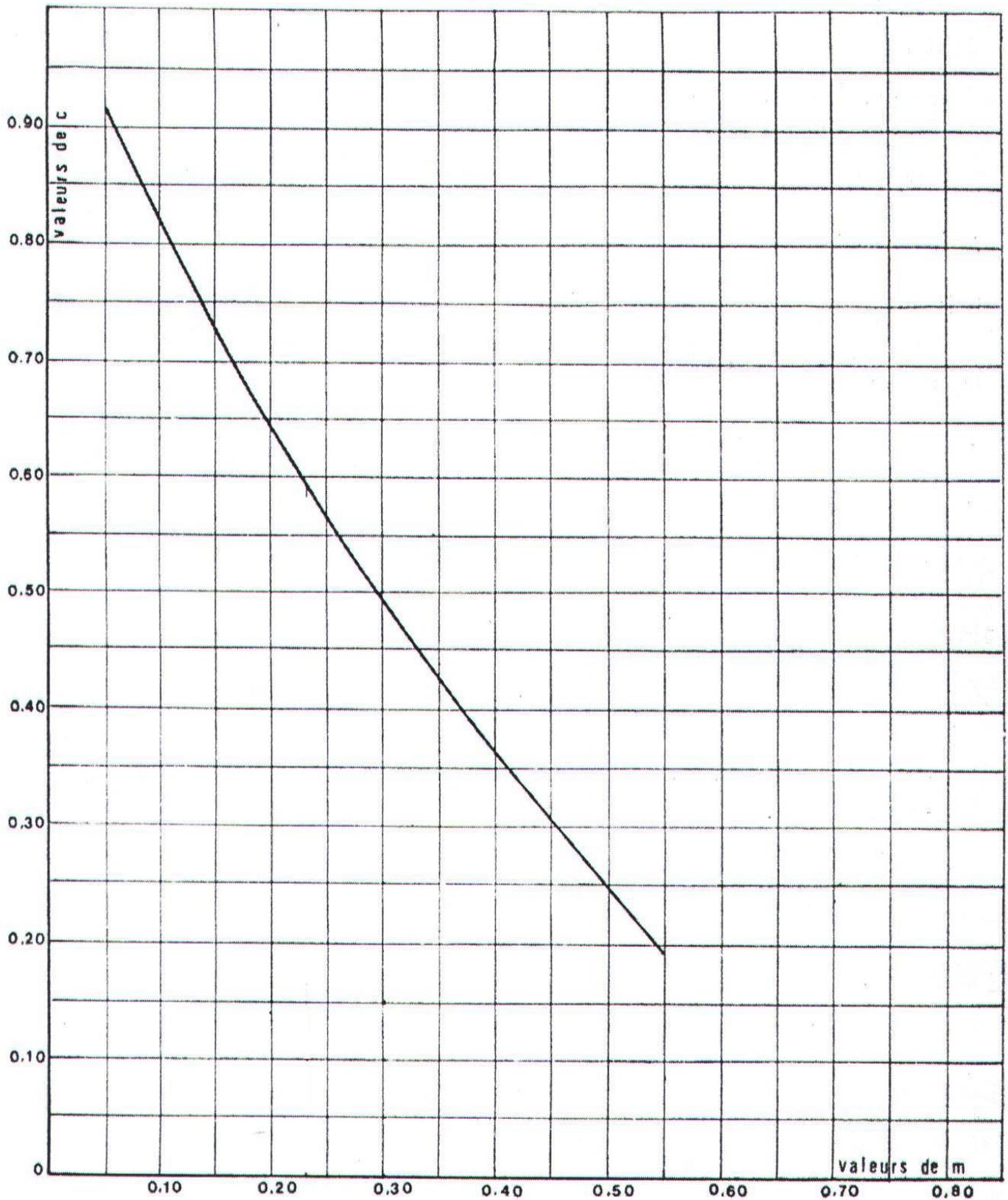
No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Hauteur manométrique totale	193,08 m
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	Hauteur manométrique totale demandée	193,10 m
Débit	475,20 m <sup>3</sup> /h	Diamètre de roue effectif	309,0 mm
Débit demandé	475,20 m <sup>3</sup> /h		

Annexe 20 : Coefficient de perte de charge « C » et « C' » dans une tuyère.



# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

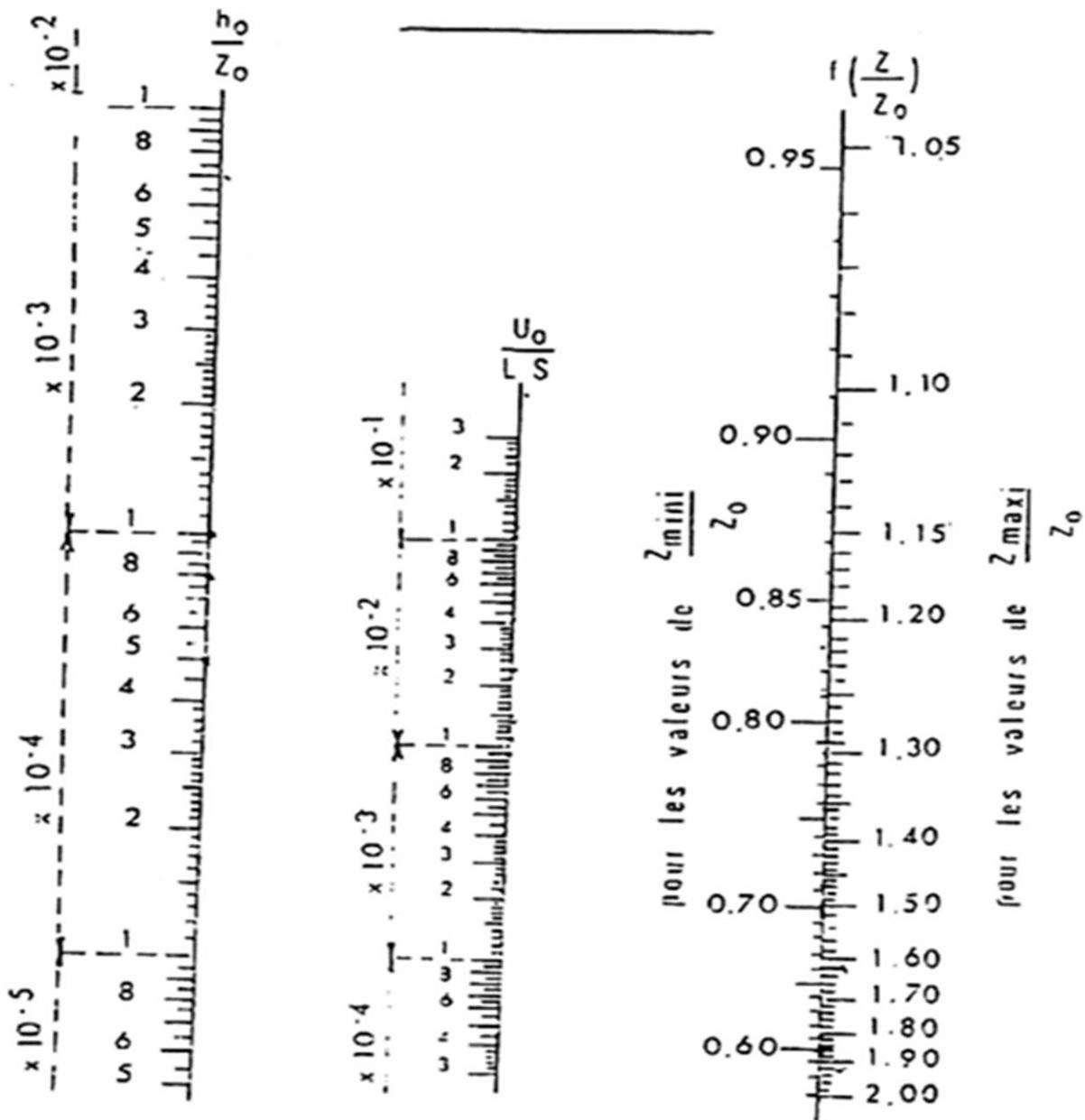


PLANCHE XXVII



*Annexe 22 : Résultats de calcul du réservoir d'air.*

<b>temps</b>	<b><math>\Delta U</math></b>	<b>U</b>	<b>Z</b>	<b><math>\Delta h1 ; \Delta h2</math></b>	<b><math>Z-\Delta h ; Z+\Delta h</math></b>	<b><math>\delta</math></b>	<b><math>Z -+ \Delta h -+ \delta</math></b>	<b>Vf graph</b>	<b>Vm</b>	<b>Vf choisie</b>	<b>f</b>
0	0	3.57	253.2503	0	253.2503	6.24029994	247.01	0.95286624	0	0	
4.02691253	0.57063578	4.14063578	205.774534	7.03273034	198.741804	1.82960686	196.912197	0.49046806	0.7220664	0.49126657	-0.0007985
8.05382507	0.05321363	4.19384942	202.128478	2.18844201	204.31692	1.01081173	205.327731	-0.3566536	0.06733503	-0.3565965	-5.716E-05
12.0807376	-0.4296523	3.76419705	235.149566	9.18989839	244.339464	3.81707717	248.156541	-0.7307947	-0.5436699	-0.7307434	-5.133E-05
16.1076501	-0.4401042	3.32409282	279.861445	2.52514395	282.386589	1.15404353	283.540632	-0.3830378	-0.5568954	-0.3830475	9.6386E-06
20.1345627	-0.0419420	3.28215073	284.881037	2.23431459	282.646722	0.63274487	282.013977	0.2772201	-0.0530723	0.27690283	0.00031727
24.1614752	0.31989178	3.60204251	250.101965	8.26783347	241.834131	2.12532681	239.708805	0.53291426	0.40478203	0.53266123	0.00025303
28.1883877	0.30140343	3.90344594	223.489968	1.54302856	221.94694	0.44911264	221.497827	0.23004985	0.38138739	0.23011356	-6.371E-05
32.2153003	0.00571857	3.90916451	223.032393	0.80028536	223.832679	0.39820799	224.230887	-0.2156743	0.00723611	-0.2156413	-3.302E-05
36.2422128	-0.2474757	3.6616888	244.417033	2.90226928	247.319302	1.31280535	248.632107	-0.4109516	-0.3131487	-0.4106562	-0.0002953
40.2691253	-0.2373089	3.42437988	268.454544	0.62070414	269.075248	0.31471424	269.389962	-0.1894146	-0.300284	-0.1899117	0.0004971
44.2960379	0.00323573	3.42761561	268.099815	1.14356535	266.95625	0.34030683	266.615943	0.19811143	0.0040944	0.19810057	1.0863E-05
48.3229504	0.21115254	3.63876815	246.575165	3.29512475	243.280041	0.90671402	242.373327	0.33627643	0.26718646	0.33627235	4.0842E-06
52.3498629	0.18470305	3.8234712	230.061803	0.50132211	229.560481	0.15857298	229.401908	0.13095927	0.23371802	0.1311637	-0.0002044
56.3767755	-0.0150706	3.80840055	231.337375	0.49330259	231.830678	0.25440651	232.085084	-0.1693174	-0.0190699	-0.1693036	-1.382E-05

# ملخص

في إطار هذا المشروع النهائي للدراسة قمنا بإنشاء نظام للتزويد بالماء الشروب لشمال ولاية برج بوعريبيج من سد تيشيخاف. بعد أن قدمنا موقع المشروع قدرنا الاحتياجات المائية على مدى 30 سنة المستخدمة. بعد ذلك انتقلنا إلى تحجيم خزانات المياه تليها دراسة تقنية و اقتصادية لإيجاد أقطار أنابيب التزويد بالمياه و بالتوازي قمنا بدراسة جزء الضخ لتحديد المضخات المائية المناسبة. و في النهاية قمنا بحماية الأنابيب ضد ظاهرة المطرقة المائية و عرضنا أيضا المعايير اللازمة لتركيب الأنابيب.

**الكلمات الأساسية :** سد تيشيخاف, خزانات, أنابيب, المضخات, المطرقة المائية.

## Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établis les différentes étapes pour la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable du Nord de la willaya de BBA à partir du barrage Tichi-Haf. Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau à l'horizon 2046. Puis nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs, suivi d'une étude technico-économique pour trouver les diamètres des conduites d'adduction. Nous avons traitées aussi la partie pompage, où on a choisi les pompes adéquates pour chaque station. A la fin, on a fait une protection contre le coup de bélier. Les normes qui régissent la pose des conduites ont été exposées.

**Mots clés :** barrage de Tichi-Haf, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier.

## Abstract

In order to prepare our project, we have established the general design of a system of drinking water for BBA north, from the dam of Tichi-Haf. After the presentation of the site of the project, we estimated all the needs of water for a horizon of 2046. After that, we calculated the dimensions of the tanks, followed by a technico-economical study, so we can find the diameter of the canalization pipes. We have treated the pumping part where we've selected the appropriate pumps for every station. At the end, we've done a protection from the water hammer and the different standards which rule the laying of pipes were exposed.

**Key words:** dam of Tichi-Haf, tanks, pipes, pumps, water hammer.