



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BOURAINÉ Lynda

YACI Fadhila

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

**Renforcement en AEP de la commune de MAATKAS à partir des deux forages
sis Boughni et Bougdoura**

Soutenu le **01 /07 /2017** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. AMIROUCHE. M**
- Promoteur (s) : **Mr. BENDAHMANE . I**
Mr. MEKAOUACHE. N
- Examineur (s) : **Mr. IKNI. T**

RESUME

Dans le présent mémoire nous avons dimensionné la nouvelle chaine d'adduction de la commune de MAATKAS (wilaya de Tizi Ouzou) à partir des deux forages qui seront réalisés à l'oued Bougdoura sur un horizon 2047.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé le calcul des besoins en eau des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits.

Ensuite, nous avons dimensionné les réservoirs suivant les régimes de consommation des agglomérations, ces derniers ont été équipés en fontainerie nécessaire, ensuite étude technico-économique de l'adduction, et nous avons fait le choix des pompes adéquates pour chaque station de pompage.

Dans le but de protéger la chaine d'adduction contre le phénomène du coup de bélier nous avons préconisé des réservoirs d'air et une cheminé d'équilibre.

Mots clés : *adduction ; gravitaire ; refoulement ; pompes ; coup de bélier ; cheminée d'équilibre ; réservoir d'air.*

Abstract

In this specification we have made a study of the new water supply chain of the commune of MAATKAS (wilaya of Tizi Ouzou) from the two drillings which will be realized at the wadi Bougdoura on a horizon 2047.

After presenting the project site, we began calculating the water needs of different categories of use that emerge from the different rates.

Then sized reservoirs following the consumption pattern of the settlements, they were equipped with necessary fountains, followed by a technical economic study of the supply, and we made the selection of appropriate pump each pumping station.

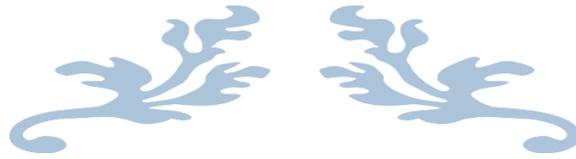
In order to protect the supply chain against the phenomenon of water hammer we advocated air tanks and an equilibrium chimney.

Keywords: *water supply; gravity; upsetting; pumps; water hammer; surge tank; air tanks.*

ملخص

في هذه المذكرة تطرقنا لدراسة الشبكة الجديدة لسحب المياه الصالحة للشرب لبلدية معاتقة (ولاية تيزي وزو) على مدا بعيد. بعدما قمنا بتمثيل منطقة المشروع، تطرقنا الي حساب احتياجات سكان البلدية، ثم انتقلنا الى تصميم خزانات المياه وفقا لنضام استهلاك المواطنين، متبعا بدراسة تقنية واقتصادية، كما قمنا باختيار مضخات ملائمة لكل محطة ضخ مياه، و قمنا بدراسة حول ظاهرة المطرقة المائية.

كلمة المفاتيح: سحب، دفع، مضخة، مطرقة المائية، خزان الهواء.



REMERCIEMENTS

Nous remercions DIEU pour nous avoir donné tout le courage pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, en particulier

Mr. BENDAHMANE.I

Mr. MEKAOUACHE.N

Mr. BERREKSI et Mr SAOU

Nos plus vifs remerciements aux personnels de la direction de l'hydraulique de la wilaya de TIZI OUZOU surtout

Mr. DJOUDER.M, qui nous ont beaucoup aidés.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Sans oublier tous nos amis (es) en particulier HALIM ET MADJID.





DEDICACES

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers mes parents
Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont
ils ont fait preuve pour ma réussite.*

*Je le dédie également à ma sœur, et mes frères
En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous
ceux qui me sont chers.*

LYNDA.





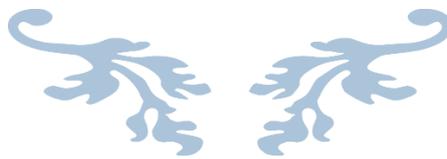
DEDICACES

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers mes parents.*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont
ils ont fait preuve pour ma réussite.*

*Je le dédie également à mon mari, mon frère, et mes sœurs
En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous
ceux qui me sont chers.*

FADHILA.



sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : présentation du site	
I.1. Introduction	3
I.2. situation géographique	3
I.3. Aspect physique de la commune	4
I.3.1. Le relief	4
I.3.2. la climatologie	4
I.3.2.1. La pluviométrie	4
I.3.2.2. Les températures	4
I.3.2.3. Les vents	5
I.3.3 géologie et géotechnique	5
I.3.4. Réseau hydrographique	5
I.4. Préservation et valorisation de la ressource en eau	
I.5. Conclusion	5
Chapitre II : Estimation des besoins	
II.1. Introduction	6
II.2. Estimation des besoins en eau	6
II.2.1. Situation démographique	6
II.2.2. Le taux d'accroissement de la population	7
II.2.3. Estimation de la population future à différents horizons	7
II.2.4. Dotation	8
II.2.5. Estimation des besoins en eau des différents usagers	8
II.2.5.1. Besoins domestique	8
II.2.5.2. Estimation des besoins d'équipement	9
II.3. Majoration de la consommation moyenne journalière	13
II.4. Détermination du débit max et min journalier	13
II.5. Variation du débit horaire	14
II.6. Bilan des ressources	16
II.7. Conclusion	16
Chapitre III : Les réservoirs	
III.1. Introduction	17
III.2. Utilités des réservoirs	17
III.3. Classification des réservoirs	17
III.4. Equipement du réservoir	18
III.4.1. Conduite d'arrivée (adduction)	18
III.4.2. Conduite de départ (distribution)	19
III.4.3. Conduite de vidange	19
III.4.4. Conduite de trop plein	19
III.4.5. Conduite by-pass	20
III.4.6. Une chambre de visite	20
III.5. Emplacement de réservoir	20
III.6. Le choix du type de réservoir	20
III.7. Dimensionnement des stations de reprises	20
III.8. Dimensionnement des réservoirs de stockage	21
III.8.1. Méthode analytique	21
III.8.1.2. Dimensionnement du réservoir de El-Bir	23
III.8.1.3. Dimensionnement du réservoir Takhribt	24
III.8.1.4. Dimensionnement du réservoir Ivaraden	26

III.8.1.5. Dimensionnement du réservoir Aissiou	27
III.8.2. Méthode graphique	28
III.8.2.1. Dimensionnement du réservoir de El-Bir	28
III.8.2.2. Dimensionnement du réservoir de Takhribt	30
III.8.2.3. Dimensionnement du réservoir d'Ivaraden	31
III.8.2.4. Dimensionnement du réservoir d'Aissiou	33
III.9. Conclusion	31
Chapitre IV : Adduction	
IV.1. Introduction	35
IV.2. Topologie des systèmes d'adduction	35
IV.3. Choix du tracé	35
IV.4. Choix du type des conduites	35
IV.5. Etude technico-économique des conduites	36
IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite	36
IV.5.2. Calcul de la vitesse	37
IV.5.3. Calcul des pertes de charge	37
IV.5.3.1. Les pertes de charge linéaires	37
IV.5.3.2. Les pertes de charge singulières	39
IV.5.3.3. Les pertes de charge totales	39
IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	39
IV.5.5. Puissance de pompage	39
IV.5.6. Energie consommée par la pompe	39
IV.5.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation	40
IV.5.8. Frais d'amortissement	40
IV.5.9. Calcul du bilan	40
IV.6. Calcul des conduites gravitaires	41
IV.7. Equipements de l'adduction	41
IV.7.1. Robinets-vannes	41
IV.7.2. Clapets	41
IV.7.3. Vidange	41
IV.7.4. Ventouses	41
IV.8. Description du schéma d'adduction	41
IV.9. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons	42
IV.9.1. Tronçons des forages	42
IV.9.2. Tronçon point B-SR 1	43
IV.9.3. Tronçon SR 1 - SR 2	45
IV.9.4. Tronçon SR2 – Réservoir AISSIOU	46
IV.9.4. Tronçon : POINT A – Réservoir El-Bir	47
IV.9.5. Tronçon : POINT A – Réservoir Ivariden	47
IV.9.5. Tronçon point SR ₂ – point A	48
IV.9.7. Tronçon point réservoir El bir- réservoir Takhribt	50
IV.10. Conclusion	50
Chapitre V : pompe et station de pompage	
V.1. Introduction	51
V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage	51
V.3. Classification des pompes	51
V.3.1. Les pompes volumétriques	51
V.3.2. Les turbopompes	51
V.4. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	52

V.5. Choix des pompes	53
V.6. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe	53
V.6.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)	53
V.6.2. La courbe rendement-débit ($\eta_r = f(Q)$)	53
V.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)	53
V.7. Caractéristiques d'une conduite	54
V.8. Le point de fonctionnement de la pompe	54
V.8.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage	55
V.8.2. Régulation par étouffement (Le vannage)	55
V.8.3. Rognage de la roue	55
V.8.4. Variation de la vitesse de rotation	56
V.9. Couplage des pompes	56
V.9.1. Couplage en parallèle	56
V.9.2. Couplage en série	57
V.10. Etude de la cavitation	57
V.11. Choix des pompes du projet	59
V.11.1. Forages	59
V.11.2. Station de reprise SR1	61
V.11.3. Station de reprise $SR_2-R_{A\text{issiou}}$	64
V.11.4. Station de reprise SR2 (vers $R_{EL\ BIR}$ et $R_{IVARADEN}$)	66
V.12. conclusion	69
Chapitre VI : pose et protection des conduites	
VI.1. Introduction	70
VI.2. Pose des conduites	70
VI.2.2. Différentes poses de la canalisation	70
VI.2.1. Généralités	70
VI.2.2.1. Pose en terre	70
VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières	71
VI.2.2.3. Passage d'une route	72
VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites	72
VI.2.2.5. Désinfection des conduites	73
VI.3. Protection contre le coup de bélier	74
VI.3.1. Introduction	74
VI.3.2. Causes du phénomène	74
VI.3.3. Conséquences du phénomène	74
VI.3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	74
VI.3.4.1. Le volant d'inertie	75
VI.3.4.2. Soupape de décharge	75
VI.3.4.3. Les ventouses	76
VI.3.4.4. Cheminées d'équilibre	77
VI.3.4.5. Les réservoirs d'air	77
VI.3.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier	78
VI.3.6. Etude du coup de bélier	79
VI.3.6.1. Calcul de la célérité d'onde dans les tronçons	79
VI.3.6.2. Valeur numérique du coup de bélier	79
VI.3.7. Méthode de calcul d'un réservoir d'air	81
VI.3.7.1. Principe de fonctionnement	81
VI.3.7.2. Principe de calcul	82
VI.3.7.3. Principe de construction de l'épure de Bergeron	83
VI.3.8. Application du calcul pour les différents tronçons	86

VI.3.8.1. Tronçon B-SR ₁	86
VI.3.8.2. Tronçon SR ₁ -SR ₂	89
VI.3.8.3. Tronçon SR ₂ - D	92
VI.3.8.4. Conduite gravitaire	94
VI.9 Conclusion	94
Conclusion générale	95
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Population de la commune selon RGPH 2008	6
Tableau II.2 : Estimation de la population future	7
Tableau II.3 : Estimation des besoins domestiques des différentes zones	8
Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaires des différentes zones	9
Tableau II.5 : Estimation des besoins industriels des différentes zones	10
Tableau II.6 : Estimation des besoins sanitaires des différentes zones	10
Tableau II.7 : Estimation des besoins administratifs des différentes zones	11
Tableau II.8 : Estimation des besoins socioculturels des différentes zones	12
Tableau II.9 : Estimation des besoins commerciaux des différentes zones	12
Tableau II.10 : Estimation des besoins de transports des différentes zones	13
Tableau II.11 : Les besoins domestiques et les besoins des équipements	13
Tableau II.12 : Les besoins moyens majorés	13
Tableau II.13 : Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2047	14
Tableau II.14 : les valeurs de β max	15
Tableau II.15 : les valeurs de β max et K max h à l'horizon 2047	15
Tableau II.16 : Estimation des débits max horaires des différentes zones à l'horizon 2047	16
Tableau II.17 : Bilan de consommation de la zone d'étude	16
Tableau III.1 : Capacité du réservoir El-Bir	23
Tableau III.2 : Capacité du réservoir Takhribt	24
Tableau III.3 : Capacité du réservoir Ivaraden	26
Tableau III.4 : Capacité du réservoir Aissiou	27
Tableau III.5 : Détermination graphique de la capacité du réservoir El-Bir	29
Tableau III.6 : Détermination graphique de la capacité du réservoir Takhribt	30
Tableau III.7 : détermination graphique de la capacité du réservoir Ivaraden	31
Tableau III.8 : Détermination graphique de la capacité du réservoir Aissiou	33
Tableau IV.1 : Calcul des pertes de charges	42
Tableau IV.1 : Calcul des pertes de charges	43
Tableau IV.3 : Calcul des frais d'exploitation « Fexp1 »	43
Tableau IV.4 : Calcul de la H_{mt} 2	44
Tableau IV.5 : Calcul des frais d'exploitation « Fexp1 »	44
Tableau IV.6 : Calcul des frais d'amortissement	44
Tableau IV.7 : Calcul du bilan	44
Tableau IV.8 : Calcul de la H_{mt}	45
Tableau IV.9 : Calcul des frais d'exploitation	45
Tableau IV.10 : Calcul des frais d'amortissement	45
Tableau IV.11 : Calcul du bilan	46
Tableau IV.12 : Calcul de la H_{mt}	46
Tableau IV.13 : Calcul des frais d'exploitation	46
Tableau IV.14 : Calcul des frais d'amortissement	47
Tableau IV.15 : Calcul du bilan	47
Tableau IV.16 : Calcul de la H_{mt}	48
Tableau IV.17 : Calcul des frais d'exploitation	48
Tableau IV.18 : Calcul des frais d'amortissement	48

Tableau IV.19 : Calcul du bilan	49
Tableau IV.20: Calcul des pertes de charge	49
Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier	78
Tableau VI.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	80
Tableau VI.3 : Calcul des pertes de charge dans la tuyère	86
Tableau VI.4 : Calcul du réservoir d'air du tronçon B-SR ₁	87
Tableau VI.5 : Calcul des pertes de charge dans la tuyère	89
Tableau VI.6 : Calcul des pertes de charge dans la tuyère	92
Tableau VI.7 : Calcul du temps de fermeture de la vanne	94

Liste des figures

Figure I.1 : Carte géographique de la zone d'étude	4
Figure III.1 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir	18
Figure III.2 : Conduite avec chute libre	19
Figure III.3 : Adduction noyée	19
Figure III.4 : Emplacement de la conduite de distribution	19
Figure III.5 : Détermination graphique de la capacité du réservoir El-Bir	29
Figure III.6 : Détermination graphique de la capacité du réservoir Takhribt	30
Figure III.7 : Détermination graphique de la capacité du réservoir Ivaraden	32
Figure III.8 : Détermination graphique de la capacité du réservoir Aissiou	34
Figure IV.1 : Présentation schématique des forages	42
Figure V.1 : Pompe centrifuge	52
Figure V.2 : Pompe hélico-centrifuge	52
Figure V.3 : Pompe axiale	52
Figure V.4 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	53
Figure V.5 : Point de fonctionnement d'une pompe	54
Figure V.6 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	56
Figure V.7 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge	57
Figure V.8 : Courbe des NPSH	58
Figure V.9 : Courbes caractéristiques de la pompe F1	59
Figure V.10 : Courbes caractéristiques de la pompe SR ₁	62
Figure V.11 : Courbes caractéristiques de la pompe SR ₂ -R _{Aissiou}	64
Figure V.12 : Couplage de la pompe avec le réseau	67
Figure VI.1 : Coupe transversale d'une conduite enterrée	71
Figure VI.2 : Traversée d'un oued ou d'une rivière	71
Figure VI.3 : Traversée d'une route	72
Figure VI.4 : Butée sur un branchement	73
Figure VI.5 : Butée sur un coude horizontal	73
Figure VI.6 : Butée sur un coude vertical	73
Figure VI.7 : Schéma générale d'un volant d'inertie	75
Figure VI.8 : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge	76
Figure VI.9 : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse	76
Figure VI.10 : Cheminée d'équilibre	77
Figure VI.11 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	78
Figure VI.12 : allure de terrain naturel tronçon SR ₂ vers R _{El Bir}	81
Figure VI.13 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier)	82
Figure VI.14 : Principe de la construction de l'épure de Bergeron	83
Figure VI.15 : Enveloppe des pressions absolue en fonction du temps pour le tronçon B-SR ₁	87
Figure VI.16 : Epure de BERGERON pour le tronçon B-SR ₁	88
Figure VI.17 : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon B-SR ₁	88
Figure VI.18 : Enveloppe des pressions absolue en fonction du temps pour le tronçon SR ₁ -SR ₂	90
Figure VI.19 : Epure de BERGERON pour le tronçon SR ₁ -SR ₂	90
Figure VI.20 : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR ₁ -SR ₂	91

Figure VI.21 : Enveloppe des pressions absolue en fonction du temps pour le tronçon SR ₂ -D	92
Figure VI.22 : Epure de BERGERON pour le tronçon SR ₂ – D	93
Figure VI.23 : Enveloppe des dépressions en régime permanant et transitoire pour le tronçon SR ₂ – D	93

Liste des symboles

- $\frac{P_o}{g \times \rho}$: Pression au point d'aspiration en (mce).
- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal (m)
- A : Amortissement annuel
- a : Célérité de l'onde (m/s)
- AEP : alimentation en eau potable
- APC : assemblée populaire communale.
- B : Valeur du coup de bélier (m)
- B_L: Bilan (DA)
- D : Diamètre (mm)
- d' : Diamètre de la veine contractée (mm)
- D_{int} : diamètre intérieur (mm)
- DN : diamètre normalisé (mm)
- E : Energie consommée par la pompe (KWh)
- e : Epaisseur de la conduite (mm)
- e' : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4,67DA)
- F_{am} : fais amortissement (DA)
- F_{exp}: frais d'exploitation (DA)
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- H : Hauteur (m)
- H' : Hauteur créer par la pompe pour le débit désiré (m).
- H₀ : Pression absolue de la conduite (m)
- H_d : Valeur de la dépression (m)
- H_d : charge disponible (m).
- H_g : Hauteur géométrique (m).
- H_{mt} : hauteur manométrique total (m)
- H_S : Valeur de la surpression (m) ;
- H_T : Pertes de charge totales (m).
- h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m)
- i : Taux d'annuité (i=8%)
- Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m)
- J_l : Pertes de charge linéaire (m) ;
- J_l : perte de charge linéaire (m)
- J_S : perte de charge singulière (m).
- J_v : perte de charge engendrée par la vanne (m)
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (mm)
- K' : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
- K_f : Coefficient de fuite
- K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximal
- K_{min,j}: coefficient d'irrégularité minimal
- L : Longueur de la conduite (m)
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- m : Coefficient de rognage
- n : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement (n= 30ans).
- N: Vitesse de rotation (tr/min)
- N' : Nouvelle vitesse de rotation après la variation (tr/min)
- N_D : Niveau dynamique (m)
- N_i : Nombre d'habitant
- NPSHd : Charge nette minimal disponible à l'aspiration (m)

NPSHr : Charge nette minimal requise à l'aspiration (m)
 η : Rendement de la pompe.
 P_0 : population de l'année de référence
 P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW)
 PEHD : polyéthylène haute densité
 $P_{max\%}$: Résidu maximal dans le réservoir
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
 P_u : Population de l'horizon considéré
 Q : le débit (m^3/s)
 Q_i : Dotation journalière pour chaque type de consommateur (m^3/s).
 $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).
 $Q_{max.j}$: consommation maximale journalier qui correspond à la journée la plus chargée de l'année (m^3/s).
 $Q_{min.h}$: Débit minimum horaire (m^3/h).
 $Q_{min.j}$: consommation minimale journalier qui correspond à la journée la moins chargée de l'année (m^3/s).
 $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/s).
 $Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/s).
 $Q_{moyen.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
 r : Rognage.
 Re : Nombre de REYNOLDS
 RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat
 S : surface (m^2).
 SR : station de reprise.
 T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (s)
 t : taux d'accroissement de la population
 t : température de l'eau (C°)
 T : Temps de pompage (20h).
 T_f : Temps de fermeture de la vanne
 T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (mce)
 U_0 : Volume d'air initial (m^3)
 $V_{b\acute{a}cheSR}$: Volume de la b\acute{a}che \xe0 eau de la station de reprise (m^3).
 $V_{incendie}$: Volume de la r\acute{e}serve d'incendie (m^3).
 V_{total} : Volume total (m^3).
 v : vitesse (m/s)
 V : volume (m^3).
 V_{max} : Volume maximal (m^3).
 V_u : Volume utile (m^3).
 z : zone
 Z_0 : pression absolue (m)
 α : Coefficient qui caract\erise la r\acute{e}sistance de la conduite (m).
 α_{max} : Coefficient qui d\epend du niveau de vie et du confort
 β_{max} : coefficient qui d\epend du nombre d'habitant
 $-\Delta V$: Valeur minimal du r\acute{e}sidu (m^3).
 $+\Delta V$: Valeur maximal du r\acute{e}sidu (m^3).
 ξ : coefficient d'ouverture de la vanne (%)
 ν : Viscosit\e cin\ematique de l'eau (m^2/s)
 λ : Coefficient de frottement, qui d\epend de la rugosit\e relative et du r\acute{e}gime d'\e coulement.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un liquide indispensable pour la vie sur terre, et substance vitale pour tout être vivant.

La disponibilité de l'eau est une condition nécessaire pour la survie et le développement de l'être humain, dans sa santé et son bien-être, et aussi dans la prospérité de ces activités économiques.

Dans le monde d'aujourd'hui il y a beaucoup de problèmes liés à la rareté et l'insuffisance des ressources en eau et à la répartition inégale de ces dernières. Et parfois aussi, on rencontre des problèmes liés à la gestion des ressources et des réseaux.

Cependant, pour assurer un approvisionnement continu en eau potable il faut bien dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable et choisir une source qui peut satisfaire les besoins à long terme.

La majorité de la commune de MAATKAS est alimentée en eau potable à partir de la chaîne de tassadort, dont la ressource est constituée d'une batterie de forages à Bouaid et d'un piquage dans le transfert taksebt – Tizi Ouzou – Alger, le taux d'alimentation en eau de la commune est faible.

Malgré l'importance des ressources hydrique existante, certain villages souffrent d'un manque exorbitant en eau potable en particulier les villages (Ikouche, El bir, Takhribt, Arkoub azeghaghe, Tadjdiout haut, Tadjdiout bas, Tizi tzougarth, Ait zaim, Ait ahmed, Iazithen) cela est dû essentiellement :

- Aux pertes énormes le long du réseau, Le volume d'eau qui arrive aux consommateurs est très loin du volume des besoins ;
- A l'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région (Maatkas) ;
- A la vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons de conduites,

A cet effet, la direction d'hydraulique de la wilaya de Tizi Ouzou a estimé nécessaire d'envisager leur alimentation à partir de la nouvelle chaîne qui prend source de deux forages qui seront réalisés à oued bougdoura pour remédier aux différents problèmes existant en matière d'eau.

Il est à noter que notre projet consiste à dimensionner la nouvelle chaîne d'adduction en eau potable de la commune de Maatkas.

Cette étude est organisée en six chapitres :

- On commence tout d'abord par la récolte des données concernant la situation géographique, hydraulique et la répartition de la population dans cette région d'étude.
- Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau, aux divers horizons; actuels, au moyen et à long terme.
- Le troisième chapitre consiste à dimensionner les réservoirs et comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants.

- Dans le quatrième chapitre, nous passerons à l'étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction.
- Le cinquième chapitre sera consacré au choix des pompes à adopter pour les différents forages et pour les autres stations de pompage pour cela on utilise le catalogue CAPRARI.
- Le sixième chapitre sera consacré à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et envisager des protections anti bélier pour les tronçons concernés.
- Et on termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du site

I.1. Introduction

La commune de Maatkas est alimentée en eau potable à partir de la station de pompage Tassadort située à une altitude de 90 m NGA, elle est conçue pour alimenter trois zones distinctes: la région de Maatkas, Tirmatine et Beni Douala.

La source mobilisée est située à l'Oued Sébaou, lieu-dit « Bouaid » situé à 4 Km à l'ouest de la ville de Tizi-ouzou. Il comporte sept forages, dont deux sont destinés pour la zone de Maatkas et Tirmatine, quatre pour la zone Beni Douala et le dernier pouvant refouler dans les deux directions.

Le refoulement se fait vers le réservoir de MEZDATA d'une capacité de 500 m³ situé à une altitude de 736,5 m NGA. Par une conduite en acier de diamètre 500 mm, ce dernier alimente par gravité les différents réservoirs de la commune.

Le débit total mobilisé a voisine 450m³/h ce qui est suffisant pour l'AEP de la commune de Maatkas, mais les villages (Ikouche, El bir, Takhribt, Arkoub azeghaghe, Tadjdiout haut, Tadjdiout bas, Tizi tzougath, Ait zaim, Ait ahmed, Iazithen) souffrent d'insuffisance en eau et cela est dû à leur situation géographique par rapport au réservoir MEZDATA [8].

I.2. Situation géographique

La commune de Maâtkas se situe dans la partie Sud – Ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 4529 Ha et elle abrite une population de 22826 selon les données du RGPH 2008 [7].

Elle est issue du découpage administratif de 1984, elle a été promue au rang de daïra. Elle est délimitée :

- * Au Nord : par la commune de Tizi-Ouzou
- * Au Nord – Ouest : Par les communes Tirmatine et Ait Yahia Moussa
- * A l'Est : Par la commune de Souk El-Tnine
- * Au Sud : Par les communes Boghni et Mechtras
- * A l'Ouest : Par la commune de Ain Zaouia

La commune de Maâtkas se compose d'une agglomération Chef – lieu (Souk – El – Khmis), et d'une agglomération secondaire (Berkouka) et une zone éparsé qui regroupe plusieurs hameaux.

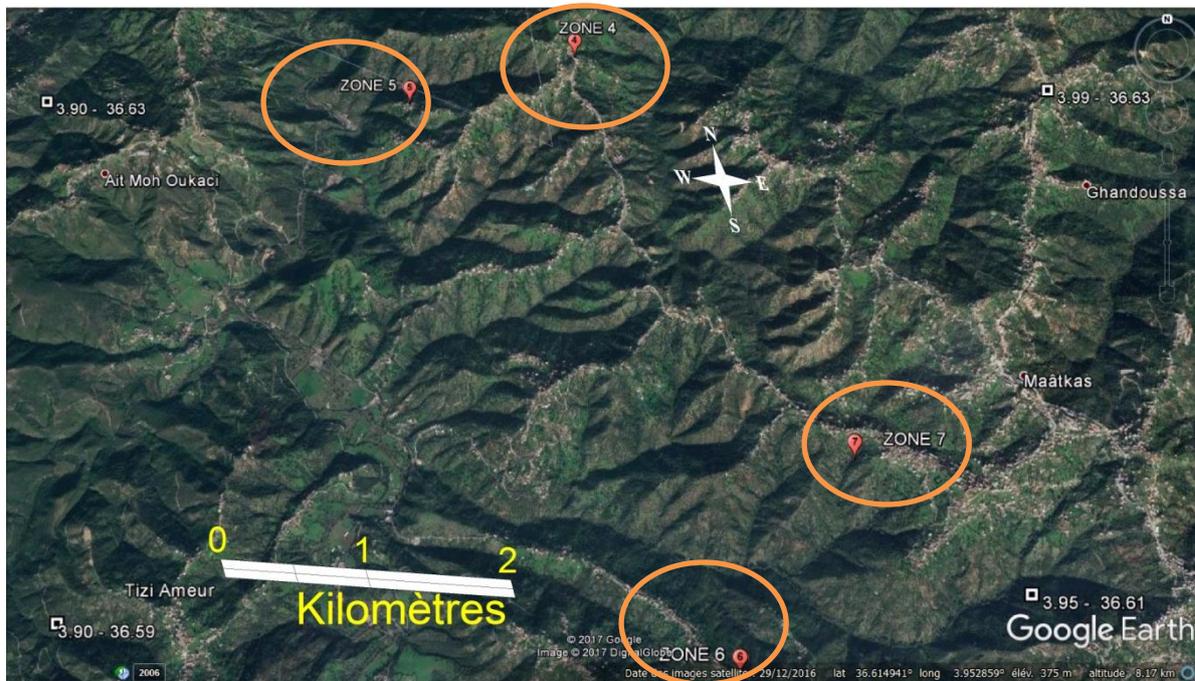


Figure (I.1) : Carte géographique de la zone d'étude (Google Earth)

I.3. Aspect physique de la commune

I.3.1. Le relief

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

L'altitude moyenne oscille entre 600 et 700 m. Le relief est ponctué par des replats formant les sommets sur lesquels est implantée la majorité des établissements humains (villages).

En ce qui concerne les pentes, elles sont moyennement fortes, allant de 0 jusqu'à 25 % et parfois dépassent les 25 % [7].

I.3.2. La climatologie

Le climat dans la commune de Maâtkas est typiquement méditerranéen, il est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver. Ainsi, il est conditionné par la nature du relief caractérisé par une morphologie nuancée voire contrastée [7].

I.3.2.1. La pluviométrie

Le climat dans la commune de Maâtkas est typiquement méditerranéen, il est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver. Ainsi, il est conditionné par la nature du relief caractérisé par une morphologie nuancée voire contrastée.

I.3.2.2. Les températures

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou et de Larbaâ – Nath – Irathen varient entre 14 et 20 °c, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales varient entre 3 et 8 °c au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35 °c au mois d'Août.

1.3.2.3. Les vents

Les vents dominants sont de régime Ouest et Nord – Ouest.

1.3.3 Géologie et géotechnique

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

1.3.4. Réseau hydrographique

La commune de Maâtkas est traversée par un réseau dense constitué par des Oueds et les cours d'eau dont la majorité sont temporaires.

Il est à signaler que les Oueds permanents dans la commune en question, présentent les limites Sud et Ouest qui sont respectivement Oued Mechtras et Oued Ahlou Agouni qui est l'un des principaux affluents de l'Oued Sébaou.

La topographie très accidentée des terrains de la commune joue un rôle important dans la mobilisation et la densification du réseau hydrographique [7].

1.4. Préservation et valorisation de la ressource en eau

Les ressources en eau constituent l'élément fondamental du développement durable. L'aspect montagneux dominant de la commune de Mâatkas traduit parfaitement une importante mobilisation des eaux superficielles véhiculées par un réseau dense de cours d'eau vers l'oued Mechtras et oued Bougdoura. Ce dernier constitue la source principale pour l'alimentation du barrage Souk N'tlata [7].

La préservation des ressources en eau contre toute forme d'exploitation ou de pollution et de dégradation se fera par :

- La réalisation des stations d'épuration
- Le traitement des bassins versants
- La diminution au maximum des pertes aux réseaux : adduction, stockage et distribution.

1.5. Conclusion

Ce chapitre, nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir pour l'élaboration du projet de renforcement en AEP de la commune par la réalisation d'une nouvelle chaîne dans les chapitres suivants.

Chapitre II

Estimation des besoins

II.1. Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons déterminer les différents types de consommateurs et leurs normes de consommation unitaire (la dotation) ; évaluer les différents besoins en eau de la ville, objet d'étude à l'horizon 2047 en suivant les étapes suivantes :

- ✓ Estimation des besoins domestiques et des besoins des équipements.
- ✓ Calcul des débits moyens journaliers.
- ✓ Calcul des débits maximaux journaliers.

II.2. Estimation des besoins en eau

La mise en service d'un réseau d'alimentation en eau potable obéit à certaines lois de croissances démographiques et d'extension urbaine.

Nous entendons par croissance démographique, l'évolution de la population dans une projection déterminée (30 ans), qui représente l'âge d'une conduite bien entretenue. Pour ce qui est de l'extension urbaine, il s'agit d'infrastructures projetées ou en réalisation qui doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Les débits d'eau de consommation varient considérablement selon des conditions locales à savoir la population, entreprise, commerce et utilisation publique, le niveau de vie,...etc. A l'aide de facteur de pointes on estime la consommation, l'évaluation des débits maximums et minimums.

II.2.1. Situation démographique

Selon les renseignements recueillis auprès des services d'APC de la commune de MAATKAS, selon le RGPH réalisé en 2008, la population est présentée dans le tableau (II.1) suivant [7] :

Tableau (II.1): Population de la commune selon RGPH 2008

Zone	Les villages	Nombre d'habitants
Z1	Souk Lekhmis, Anguah, Hadada, Bouarfa, Guendoussa, Issiouan, IghilOuen, Bourahmoun, Izithen, Cheurfa	6210
Z2	Melbane, Cherfa haut	1117
Z3	Ighariden, Issbaken, Ikharbane	2819
Z4	Ikouche, El bir	294
Z5	Takhribt, Arkoub azeghaghe	1504
Z6	Tadjdiout haut, Tadjdiout bas, Tizi tzougarth	2034
Z7	Ait zaim, Ait ahmed, Iazithen	3367
Z8	Bouhamdoune	919
Z9	Akham n'ahmed, Ait aissa ouziane, Irkenethene, Ait afrek, Ait ahmed afrek, Ait hlima, Charkia	4562
Total		22826

II.2.2. Le taux d'accroissement de la population

Le choix du taux d'accroissement se fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude [7] :

- ✓ Le court terme (2008-2016) : $t=0.7\%$
- ✓ Le moyen terme (2017-2031) : $t=1.2\%$
- ✓ Le long terme (2032-2047) : $t=1.5\%$

II.2.3. Estimation de la population future à différents horizons

En 2008 la population de la commune a été estimée à 22826 habitants. La présente étude consiste à répondre aux besoins en eaux potable et industrielle de la région d'étude jusqu'à 2047, il y a lieu de tenir compte de:

- ✓ L'accroissement démographique
- ✓ L'amélioration du niveau de vie
- ✓ L'extension des agglomérations

Nous allons appliquer la relation des intérêts composés, qui tient compte des naissances, du taux de mortalité et de l'immigration, ainsi que les déferents déplacements de la population.

La relation est donnée par:

$$P_u = P_0 * (1 + t)^n$$

(II.1)

Avec :

- ✓ P_u : Population de l'horizon considéré
- ✓ P_0 : population de l'année de référence
- ✓ t : taux d'accroissement de la population
- ✓ n : nombre d'années séparant P et P_0

Sur la base de la loi précédente (II.1), l'estimation de la population future des villages de la commune MATKAS est donnée dans le tableau (II.2) ci-dessous :

Tableau (II.2) : Estimation de la population future

Zone	Année			
	2008	2017	2032	2047
Z1	6210	6612	7907	9885
Z2	1117	1189	1422	1778
Z3	2819	3001	3589	4487
Z4	294	313	374	467
Z5	1504	1601	1914	2393
Z6	2034	2166	2590	3238
Z7	3367	3585	4287	5360
Z8	919	978	1170	1463
Z9	4562	4857	5809	7262
Total	22826	24302	29062	36333

II.2.4. Dotation

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau nécessaire ou consommateur pour subvenir à ses différents besoins. L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbain), le type et le degré d'équipements, le niveau de vie,...etc.

Généralement pour l'estimation des besoins domestiques d'une agglomération urbaine, nous pouvons établir une première approximation sur la base suivante :

- ✓ Villes 5000 à 20000 habitants 150 à 200 l/j/hab ;
- ✓ Villes 20000 à 100000 habitants 200 à 300 l/j/hab ;
- ✓ Villes au-dessus de 100000 habitants 300 à 400 l/j/hab.

Pour la commune de MAATKAS qui aura une population de 36333 habitants à l'horizon 2047, nous allons adopter la dotation de 200 l/j/hab [5].

II.2.5. Estimation des besoins en eau des différents usagers

II.2.5.1. Besoins domestiques

L'estimation de la consommation moyenne journalière d'une agglomération est très importante car elle permet de déterminer les autres paramètres de dimensionnement du réseau, elle est calculée en fonction de la dotation journalière et le nombre d'habitant, elle est exprimée par la formule suivante [5] :

$$Q_{moy j} = \frac{Q_i * N_i}{1000} \quad (II.2)$$

D'où :

- ✓ $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
- ✓ Q_i : Dotation journalière pour chaque type de consommateur (l/j/usager).
- ✓ N_i : Nombre d'habitants.

Les besoins en eau pour les différents villages sont donnés en (m^3/j) dans le tableau (II.3) suivant :

Tableau (II.3) : Estimation des besoins domestiques des différentes zones

Zone	Besoins $Q_{moy j}$ [m^3/j]		
	Année		
	2017	2032	2047
Z1	1322.4	1581.4	1977
Z2	237.8	284.4	355.6
Z3	600.2	717.8	897.4
Z4	62.6	74.8	93.4
Z5	320.2	382.8	478.6
Z6	433.2	518	647.6
Z7	717	857.4	1072
Z8	197.4	234	292.6
Z9	971.4	1161.8	1452.4
Total	4862.2	5812.4	7266.6

II.2.5.2. Estimation des besoins d'équipement**A) Estimation des besoins scolaires**

Les besoins scolaires estimés sont résumés dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.4) : Estimation des besoins scolaires des différentes zones

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/élève]	Q_{moy.j} [m³/j]
Zone 1	Ecole primaire	Elève	221	20	4.42
	Ecole primaire		78		1.56
	Ecole primaire		333		6.66
	CEM		1310		26.2
	CEM		510		10.2
	CEM		514		10.28
	lycée		764		15.28
	technicum		949		18.98
	Crèche		Enfants		40
	Zone 3	Ecole primaire	élève	127	20
Zone 4	Ecole primaire	élève	112	20	2.24
Zone 6	Ecole primaire	élève	120	20	2.4
Zone 7	Ecole primaire	élève	217	20	4.34
	Ecole primaire	élève	140	20	2.8
	Ecole primaire	élève	74	20	1.48
Zone 9	Ecole primaire	élève	116	20	2,32
	Ecole primaire	élève	180	20	3,6
	CEM	élève	600	20	12
	Crèche	Enfants	50	20	1
	CFPA	Stagiaire	180	20	3.6

B) Estimation des besoins industriels

Les besoins industriels sont résumés dans le tableau (II.5) suivant :

Tableau (II.5) : Estimation des besoins industriels des différentes zones

Zone	Equipement	Q _{moy.j} [m ³ /j]
Zone 1	huileries	3.2
	huileries	3.2
	huileries	3.2
Zone 4	huileries	3.2
Zone 6	huileries	3.2
Zone 7	4 huileries	12,8
	Limonaderie	3.2
Zone 8	Unité de transfert du plastique	3.2
	limonaderie	3.2
Zone 9	2huileries	6.4

C) Estimation des besoins sanitaire

Les besoins sanitaires estimés sont résumés dans le tableau (II.6) suivant :

Tableau (II.6) : Estimation des besoins sanitaires des différentes zones

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/employé]	Q _{moy.j} [m ³ /j]	
Zone 1	Centre de santé	Employé	20	50	1	
	2 salles de soins	Employé	30	50	1.5	
	Polyclinique	Employé	20	50	1	
	2 centres de santés	Employé	20	50	1	
	3 salles de soins	Employé	20	50	1	
	2 maternités	lit	35	200	7	
	4 pharmacies					0.4

D) Estimation des besoins administratifs

Les besoins administratifs estimés sont résumés dans le tableau (II.7) suivant :

Tableau(II.7) : Estimation des besoins administratifs des différentes zones

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/employé]	Q_{moy,j} [m³/j]
Zone 1	siège de daïra	Employé	70	20	1.4
	siège d'apc	Employé	55	20	1.1
	sureté urbaine	Employé	50	20	1
	Police communale	Employé	100	50	5
	subdivision hydraulique	Employé	10	20	0.2
	subdivision agricole	Employé	10	20	0.2
	subdivision d'urbanisme	Employé	7	20	0.14
	sonelgaz	Employé	20	20	0.4
	l'algerienne des eaux	Employé	15	20	0.3
	casoral	Employé	25	20	0.5
	poste	Employé	11	20	0.22
	agences postales	Employé	30	20	0.6
	recette des impôts	Employé	20	20	0.4
	Inspection des impôts	Employé	20	20	0.4
	Banque	Employé	25	20	0.5
	Protection civile	Employé	70	100	7

E) Estimation des besoins socioculturels

Les besoins socioculturels estimés sont résumés dans le tableau (II.8) suivant :

Tableau (II.8) : Estimation des besoins socioculturels des différentes zones

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/personne]	Q_{moy,j} [m³/j]
Zone 1	3 mosquées	Fidèle	900	20	18
	salles polyvalente	Personne	150	20	3
	Aires de jeux	Personne	120	20	2.4
	Bibliothèque	Personne	70	20	1.4
	salles de sport	Personne	90	40	3.6
	Maison de jeunes	personne	100	20	2
	Maison de poterie	Personne	200	40	8
	Z3	mosquée	Fidèle	200	20
Z4	mosquée	Fidèle	200	20	4
Z5	mosquée	Fidèle	150	20	3
Z6	mosquée	Fidèle	130	20	2.6
Z7	mosquée	Fidèle	200	20	4
Z8	mosquée	Fidèle	80	20	1.6
Z9	mosquée	Fidèle	300	20	6

F) Estimation des besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont résumés dans le tableau (II.9) suivant :

Tableau (II.9) : Estimation des besoins commerciaux des différentes zones

	Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/local]	Q_{moy,j} [m³/j]
Zone 1	Centre commercial	Local	30	10	0.3
	Magasin à grande surface	m ²	1500	10	15

G) Estimation des besoins de transport

Les besoins de transport sont résumés dans le tableau (II.10) suivant :

Tableau (II.10) : Estimation des besoins de transports des différentes zones

Zone 1	Equipement	Unité	Nombre	Dotation [l/j/personne]	$Q_{moy,j}$ [m ³ /j]
	Gare routière	Personne	300	10	3

Les besoins domestiques et les besoins des équipements sont représentés dans le tableau (II.11) suivant :

Tableau II.11 : Les besoins domestiques et les besoins des équipements

	Année		
	2017	2032	2047
Besoins $Q_{moy,j}$ [m ³ /j]	5135.14	6085.34	7558.26

II.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour le calcul de la consommation moyenne journalière majorée, nous allons prendre en considération les pertes dans le réseau qui peuvent être dues soit à un manque d'étanchéité au niveau de joint des canalisations, soit aux fuites dans les systèmes de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, ou aux fuites chez les consommateurs (robinet), on prévoit une majoration de 10% afin de compenser ces fuites, ce qui nous donne un coefficient de majoration (K_f) de 1.1.

$$Q_{moy,j,maj} = K_f \times Q_{moy,j} \quad (II.3)$$

Avec :

- ✓ $Q_{moy,j,maj}$: Débit moyen journalier majoré (m³/j).
- ✓ $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m³/j).
- ✓ K_f : Coefficient de fuite.

Tableau (II.12): Les besoins moyens majorés

	Année		
	2017	2032	2047
Besoins $Q_{moy,j,maj}$ [m ³ /j]	5648.65	6693.87	8314.09

II.4. Détermination du débit max et min journalier

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est variable en fonction des habitudes de la population et de sa vocation. Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- ✓ Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
- ✓ Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- ✓ Variations hebdomadaires qui dépendent à la consommation industrielle
- ✓ Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- ✓ Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

Elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{\max.j}$ et $K_{\min.j}$. Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$k_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy.j}}} \longrightarrow Q_{\max.j} = k_{\max.j} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.5})$$

Le coefficient de régularité min est défini comme étant :

$$k_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}} \longrightarrow Q_{\min.j} = k_{\min.j} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.6})$$

D'où :

- ✓ $Q_{\max.j}$: consommation maximale journalier qui correspond à la journée la plus chargée de l'année
 - ✓ $Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière
 - ✓ $Q_{\min.j}$: consommation minimale journalier qui correspond à la journée la moins chargée de l'année
 - ✓ $K_{\max.j}, K_{\min.j}$: coefficient d'irrégularité maximal et minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération
- On prend:
 $K_{\max.j} = 1.2$
 $K_{\min.j} = 0.9$

Les débits max et min sont résumés dans le tableau (II.13) suivant :

Tableau (II.13) : Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2047

Zone	$Q_{\text{moy.j}}[\text{m}^3/\text{j}]$	$Q_{\text{moy.j maj}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max.j}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\max.j} (\text{l/s})$	$Q_{\min.j} (\text{m}^3/\text{j})$
Z1	2169.94	2386.93	2864.32	33.15	1735.952
Z2	355.6	391.16	469.39	5.43	284.48
Z3	903.94	994.33	1193.20	13.81	723.152
Z4	102.84	113.12	135.74	1.57	82.272
Z5	481.6	529.76	635.71	7.35	385.28
Z6	655.8	721.38	865.65	10.02	524.64
Z7	1100.63	1210.69	1452.83	16.81	880.504
Z8	300.6	330.66	396.79	4.59	240.48
Z9	1487.32	1636.05	1963.26	22.72	1189.856

II.5. Variation du débit horaire

Le débit journalier subit aussi de variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$ dite respectivement, variation maximale horaire et variation minimale horaire. Elle nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de le dimensionner.

$$\text{Consommation moyenne horaire : } Q_{\text{moyen.h}} = Q_{\text{moy.j}}/24 \quad (\text{II.7})$$

$$\text{Consommation maximal horaire } Q_{\text{max.h}} = k_{\text{max.h}} \times Q_{\text{moyen.h}} \quad (\text{II.8})$$

$$\text{Consommation minimal horaire : } Q_{\text{min.h}} = k_{\text{min.h}} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{II.9})$$

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.10})$$

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2 et 1.4 ; Dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) on prend $\alpha_{\text{max}} = 1.2$.

β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau.

Tableau (II.14) : les valeurs de β_{max}

Nombre d'habitants $\times 1000$	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

On calcule les valeurs de β_{max} par interpolation pour chaque zone.

Le nombre d'habitant de la zone1 est de 9885 habitants.

$$6\,000 \text{ hab} < 9885 \text{ hab} < 10\,000 \text{ hab} \quad 1.4 > \beta_{\text{max}} > 1.3$$

Par interpolation on trouve : $\beta_{\text{max}} = 1.302$

On prend :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3$$

Donc :

$$K_{\text{max.h}} = 1.56$$

Les résultats obtenus pour $K_{\text{max.h}}$ sont représentés dans le tableau (II.15) suivant :

Tableau (II.15): les valeurs de β_{max} et $K_{\text{max.h}}$ à l'horizon 2047

Zone	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{\text{max.h}}$
Z1	9885	1.2	1.302	1.56
Z2	1778	1.2	1.74	2.08
Z3	4487	1.2	1.47	1.76
Z4	467	1.2	2.0	2.4
Z5	2393	1.2	1.62	1.94
Z6	3238	1.2	1.55	1.86
Z7	5360	1.2	1.43	1.71
Z8	1463	1.2	1.81	2.17
Z9	7262	1.2	1.36	1.63

Les débits max horaires sont résumés dans le tableau (II.16) suivant :

Tableau (II.16) : Estimation des débits max horaires des différentes zones à l'horizon 2047

ZONE	Q_{moy.j.maj} (m³/j)	Q_{moyen .h}	Q_{max .h}
Z1	2169.94	90.41	141.046
Z2	355.6	14.81	30.81
Z3	903.94	37.66	66.28
Z4	102.84	4.28	10.28
Z5	481.6	20.066	38.92
Z6	655.8	27.32	50.82
Z7	1100.63	45.85	78.41
Z8	300.6	12.52	27.17
Z9	1487.32	61.97	101.013

II.6. Bilan des ressources

Le bilan de consommation de la zone d'étude est présenté dans le tableau (II.17) suivant :

Tableau(II.17) : Bilan de consommation de la zone d'étude

Ressources mobilisées (m³/j)	2017		2032		2047	
	Besoins (m³/j)	Bilan (m³/j)	Besoins (m³/j)	Bilan (m³/j)	Besoins (m³/j)	Bilan (m³/j)
6000	6778.38	-778.38	8032.64	-2032.64	9976.91	-3976.91

II.7. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu estimer les besoins en eau à 9976.91 m³/j avec un volume mobilisé de 6000 m³/j, qui nous donne un déficit de 3976.91 m³/j.

Afin de satisfaire les besoins en eau de cette commune on a opté pour un renforcement d'une partie du réseau (Z4, Z5, Z6, Z7) la plus touchée cette dernière est alimentée à partir des 2 forages situés à oued Bougdoura (voir l'annexe (1)).

Chapitre III

Réservoirs

III.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel [1].

Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage, et déterminer les volumes de stockage qui représentent nos réservoirs.

III.2. Utilités des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, ils permettent [5] :

- ✓ D'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque la consommation devient supérieure à la production.
- ✓ Une certaine souplesse pour faire face, sans gêne, pour les utilisateurs, aux incidents suivant :
 - Panne électrique,
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement.
- ✓ Une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

En résumé, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

III.3. Classification des réservoirs

Il existe plusieurs types de réservoirs, on peut les classer selon trois paramètres [5]:

a. D'après la nature des matériaux :

- ✓ Les réservoirs métalliques ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

b. D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- ✓ Réservoir au sol ;
- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi-enterrés ;
- ✓ Surélevés, sur tour.

c. *D'après des considérations esthétiques, soit :*

- ✓ Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- ✓ S'intégrer au paysage.

III.4. Equipement du réservoir

La figure (III.1) montre les différents équipements d'un réservoir:

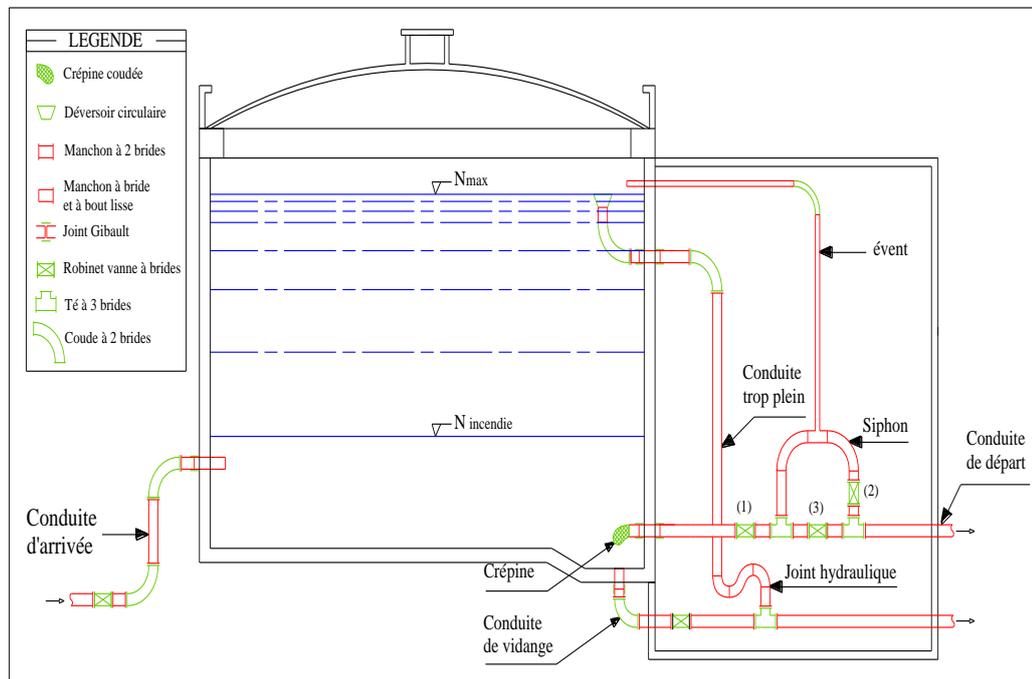


Figure III.1 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir

III.4.1. Conduite d'arrivée (adduction)

L'eau arrive au réservoir par averse, soit à chute libre, provoquant une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. Les figures(III.2), (III.3) nous représentent une conduite d'arrivée [5].

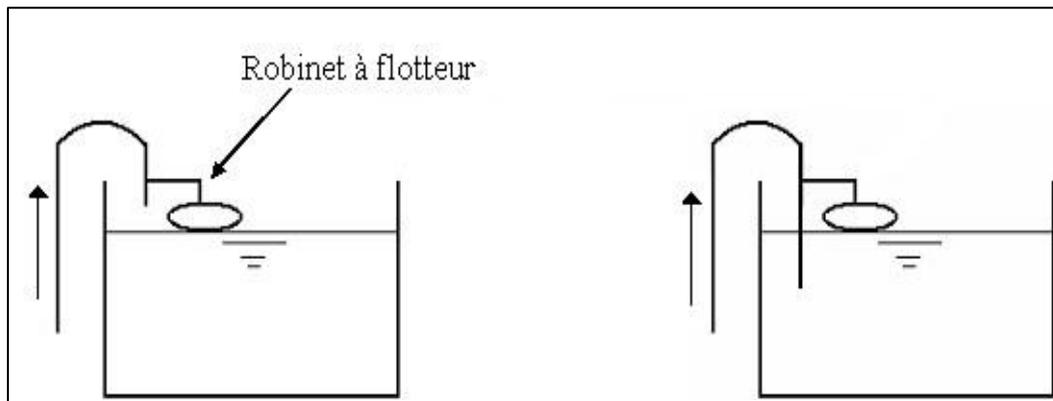
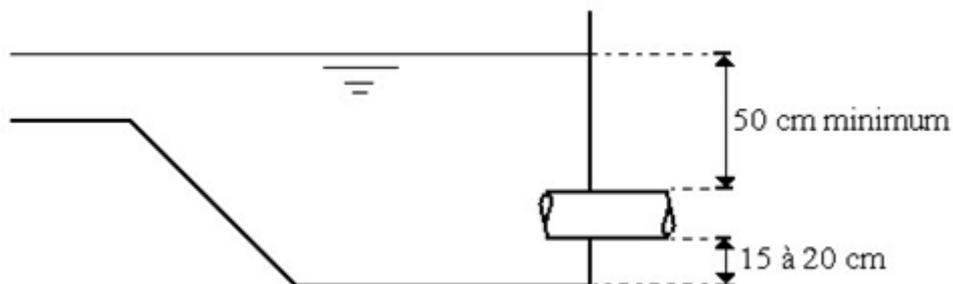


Figure (III.2) : Conduite avec chute libre

Figure (III.3) : Adduction noyée

III.4.2. Conduite de départ (distribution)

contrairement à la conduite d'arrivée qui monte au sommet de la réserve, la conduite de départ d'eau part du fond de la réserve (0,15 à 0,20m au-dessus du radier), elle doit être opposée à la conduite d'amenée et munie d'une crépine en vue d'éviter l'introduction dans la distribution, des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve. La figure (III.4) nous représente une conduite de départ [5].



Figure(III.4) : Emplacement de la conduite de distribution

III.4.3. Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le réservoir en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du réservoir ou son sol est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein [5].

III.4.4. Conduite de trop plein

Pour éviter le débordement de réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est muni d'un trop plein, lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans cette conduite, ensuite dégagée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage [5].

III.4.5. Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ), il fait circuler l'eau sans la faire passer au réservoir, permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin (nettoyage de la cuve ou réparation du château) [1].

III.4.6. Une chambre de visite

Appelée également chambre sèche ou chambre de vanne, c'est la partie du réservoir où les agents peuvent venir faire des prélèvements d'eau, contrôler les compteurs généraux ou inspecter le niveau du réservoir. Cette chambre contient tous les appareils hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement du réservoir, c'est aussi dans la chambre de visite qu'arrivent et partent les conduites d'arrivée et de départ d'eau.

III.5. Emplacement de réservoir

Pour le bon fonctionnement du réseau, il faut choisir convenablement l'emplacement du réservoir donc il faut tenir compte des points suivants :

- ✓ L'emplacement de réservoir doit être aussi bien choisi afin de donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.
- ✓ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour effectuer une alimentation gravitaire de réseau de distribution.
- ✓ Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir en première approximation, l'altitude du radier.
- ✓ Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux. Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération [5].

II.6. Le choix du type de réservoir

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain) [5].

Mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivant [4] :

- ✓ Conservation de l'eau à une température constante ;
- ✓ Une étude architecturale simplifiée ;
- ✓ Une bonne étanchéité facile a réalisée.
- ✓ Des frais de construction économique.

III.7. Dimensionnement des stations de reprises

La station de reprise est un complexe équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, elle permet le refoulement intermédiaire.

Elles sont alimentée à partir de la conduite venant des deux forages et ceci 24h/24h. Le dimensionnement de la station de reprise (SR) sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. Ce temps est généralement pris à un quart d'heure (1/4h).

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

$$V_{\text{bâcheSR}} = Q_{\text{max.h}} \times T \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- ✓ $V_{\text{bâcheSR}}$: Volume de la bâche à eau de la station de reprise (m^3).
- ✓ $Q_{\text{max.h}}$: Débit entrant dans la station de reprise (m^3/h).
- ✓ T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0.25\text{h}$).

La station de reprise se situe à une cote de X m, elle reçoit un débit de $Q_{\text{max.j}}=3089.93\text{m}^3/\text{j}$. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps d'arrêt de pompage qui est de 4 heures ($t=4$ h) :

$$V_{\text{bâcheSR}} = \frac{3089.93}{20} \times 0.25 = 38 \text{ m}^3$$

On opte pour une station de reprise : $V_{\text{bâcheSR}} = 50\text{m}^3$

Calcul du diamètre de la bâche à eau:

$$\text{On a : } V_{\text{bâche SR}} = (\pi D^2/4) \times h \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- ✓ h : Hauteur du réservoir = 4 m.
- ✓ D : Diamètre de réservoir (m).

$$D = \left(\frac{4 \times V}{h \times \pi} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 50}{h \times \pi} \right)^{1/2} = 4 \text{ m}$$

$$\mathbf{D = 4 \text{ m}}$$

On opte pour un réservoir de capacité 50m^3 et d'un diamètre de 4 m pour chacune des stations.

III.8. Dimensionnement des réservoirs de stockage

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul de la capacité de stockage.

III.8.1. Méthode analytique

La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part de mode d'adduction et d'autre part de la variabilité de la consommation journalière de l'agglomération

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur **24 heure** dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur **20 heure** dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et l'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêter par la tarification de la SONELGAZ ou le prix d'énergie est élevé.

Le régime de la consommation de notre agglomération ($K \text{ max h}$) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau des régimes de la consommation des agglomérations (**voir l'annexe (10)**).

A) Volume utile de stockage

Le volume utile de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante

$$V_{max} = \frac{p_{max}\% * Q_{max.j}}{100} \quad (III.3)$$

Avec :

- ✓ V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m³
- ✓ $Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j)
- ✓ $P_{max}\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%)

B) Détermination de la valeur de « P% »

On fait la différence, pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation cette différence est ensuite reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe. On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure ; la valeur maximale trouvée (P% max) sera le pourcentage du volume de stockage

$$\text{Tel que : } P_{max} \% = |+\Delta V| + |-\Delta V| \quad (III.4)$$

Avec :

- ✓ $+\Delta V$: Valeur maximal du résidu.
- ✓ $-\Delta V$: Valeur minimal du résidu.

D. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qu'est égale à 120m³ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de 60m³/h) [5].

$$V_{total} = V_u + V_{incendie} \quad (III.6)$$

Avec :

- ✓ V_{total} : Volume total du réservoir (m³).
- ✓ V_u : Volume utile de stockage (m³).
- ✓ $V_{incendie}$: Volume de la réserve d'incendie ($V_{incendie}=120 \text{ m}^3$).

III.8.1.2. Dimensionnement du réservoir de El-Bir

Ce réservoir se trouve à El-Bir, implanté à une altitude de **534 m**, reçoit un débit de $771.45 \text{ m}^3/\text{J}$, il assure l'alimentation de la zone (Z4), comme il alimente par gravité le réservoir Takhribt implanté à une altitude de **281 m**.

Du point de vue technico-économique il est suggéré de ne pas pompé de 18h à 22h vue le cout important de l'énergie électrique alors, $Q_{\text{apport}} = 0 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

Le calcul de la capacité du réservoir se résume dans le tableau (III.1) qui suit :

Tableau(III.1) : Capacité du réservoir El-Bir

Heures	Apport		Transite vers Takhribt		Distribution %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m^3/j	%	m^3/j					
00-01	5	38.57	3.43	26.48	0.13	3.56	1.43		1.43
01-02	5	38.57	3.43	26.48	0.13	3.56	1.43		2.86
02-03	5	38.57	3.43	26.48	0.17	3.60	1.39		4.25
03-04	5	38.57	3.43	26.48	0.17	3.60	1.39		5.65
04-05	5	38.57	3.43	26.48	0.52	3.96	1.038		6.68
05-06	5	38.57	3.43	26.48	0.96	4.40	0.59		7.28
06-07	5	38.57	3.43	26.48	0.96	4.40	0.59		7.88
07-08	5	38.57	3.43	26.48	0.96	4.40	0.59		8.48
08-09	5	38.57	3.43	26.48	0.61	4.04	0.95		9.43
09-10	5	38.57	3.43	26.48	0.61	4.04	0.95		10.38
10-11	5	38.57	3.43	26.48	1.05	4.48	0.51		10.89
11-12	5	38.57	3.43	26.48	1.49	4.92	0.07		10.96
12-13	5	38.57	3.43	26.48	1.49	4.92	0.07		11.03
13-14	5	38.57	3.43	26.48	1.05	4.48	0.51		11.54
14-15	5	38.57	3.43	26.48	0.87	4.31	0.68		12.23
15-16	5	38.57	3.43	26.48	0.87	4.31	0.68		12.92
16-17	5	38.57	3.43	26.48	0.61	4.04	0.95		13.87
17-18	5	38.57	3.43	26.48	0.61	4.04	0.95		14.82
18-19	0	0	3.43	26.48	1.05	4.48		-4.48	10.33
19-20	0	0	3.43	26.48	1.05	4.48		-4.48	5.84
20-21	0	0	3.43	26.48	1.05	4.48		-4.48	1.35
21-22	0	0	3.43	26.48	0.52	3.96		-3.96	-2.60
22-23	5	38.57	3.43	26.48	0.35	3.78	1.21		-1.39
23-24	5	38.57	3.43	26.48	0.17	3.60	1.39		0
Total	100	771.4	82.4	635.71	17.59	100			

D'après le tableau (III.1) Nous aurons :

$$P_{\text{max}} \% = P\% = P_{\text{max}}(\%) + P_{\text{min}}(\%) = |14.82| + |-2.60| = 17.42\%$$

$$V_{\text{rés}} = P_{\text{max}}\% \times \frac{Q_{\text{max},j}}{100} = 17.42\% * 771,45 = 134.44 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{rés}} + V_{\text{inc}} = 134.44 + 120 = 254.44 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité de stockage du réservoir projeté est de **300 m³**.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur $h=4\text{m}$, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \left(\frac{4 \times V_{\text{total}}}{h \times \pi} \right)^{1/2}$$

Donc :
$$D = \left(\frac{4 \times 300}{4 \times \pi} \right)^{1/2} = 10\text{m}$$

III.8.1.3. Dimensionnement du réservoir Takhribt

Ce réservoir se trouve à takhribt, implanté à une altitude de **281m**, reçoit un débit de **635.71m³/J**, il assure l'alimentation de la zone (Z5) par gravité.

Le tableau (III.2) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Takhribt

Tableau (III.2) : Capacité du réservoir Takhribt

Heures	Apport		Distributio n %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /j				
00-01	4.16	26.48	0.85	3.31		3.316
01-02	4.16	26.48	0.85	3.31		6.63
02-03	4.16	26.48	0.85	3.31		9.95
03-04	4.16	26.48	1	3.31		13.11
04-05	4.16	26.48	2.7	1.46		14.58
05-06	4.16	26.48	4.7		-0.53	14.05
06-07	4.16	26.48	5.35		-1.18	12.86
07-08	4.16	26.48	5.85		-1.68	11.18
08-09	4.16	26.48	4.5		-0.33	10.85
09-10	4.16	26.48	4.2		-0.033	10.81
10-11	4.16	26.48	5.5		-1.33	9.48
11-12	4.16	26.48	7.5		-3.3	6.15
12-13	4.16	26.48	7.9		-3.73	2.41
13-14	4.16	26.48	6.35		-2.18	0.23
14-15	4.16	26.48	5.2		-1.03	-0.8
15-16	4.16	26.48	4.8		-0.63	-1.43
16-17	4.16	26.48	4	0.16		-1.26
17-18	4.16	26.48	4.5		-0.33	-1.6
18-19	4.16	26.48	6.2		-2.033	-3.63
19-20	4.16	26.48	5.7		-1.53	-5.16
20-21	4.16	26.48	5.5		-1.33	-6.5
21-22	4.16	26.48	3	1.16		-5.33
22-23	4.16	26.48	2	2.16		-3.16
23-24	4.16	26.48	1	3.16		0
Total	100	635.71	100			

D'après le tableau (III.2) Nous aurons

$$P_{\max} \% = P\% = P_{\max}(\%) + P_{\min}(\%) = |14.58| + |-6.5| = 21.08\%$$

$$V_{\text{rés}} = P_{\max}\% \times \frac{Q_{\max.j}}{100} = 21.08\% * 635.71 = 134.02 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{rés}} + V_{\text{inc}} = 134.44 + 120 = 254.02 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité de stockage du réservoir projeté est de **300 m³**.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur **h= 4m**, son diamètre est donné par la formule ci-après

$$D = \left(\frac{4 \times V_{\text{total}}}{h \times \pi} \right)^{1/2}$$

Donc :

$$D = \left(\frac{4 \times 300}{4 \times \pi} \right)^{1/2} = 10 \text{ m}$$

III.8.1.4. Dimensionnement du réservoir Ivaraden

Ce réservoir se trouve à Ivaraden, implanté à une altitude de **500 m**, reçoit un débit de **865.65 m³/J**, il assure l'alimentation de la zone (Z6) par gravité.

Le tableau (III.3) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Ivaraden.

Tableau (III.3) : Capacité du réservoir Ivaraden

Heures	Apport		Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /j				
00-01	5	43.28	0.85	4.15		4.15
01-02	5	43.28	0.85	4.15		8.3
02-03	5	43.28	0.85	4.15		12.45
03-04	5	43.28	1	4		16.45
04-05	5	43.28	2.7	2.3		18.75
05-06	5	43.28	4.7	0.3		19.05
06-07	5	43.28	5.35		-0.35	18.7
07-08	5	43.28	5.85		-0.85	17.85
08-09	5	43.28	4.5	0.5		18.35
09-10	5	43.28	4.2	0.8		19.15
10-11	5	43.28	5.5		-0.5	18.65
11-12	5	43.28	7.5		-2.5	16.15
12-13	5	43.28	7.9		-2.9	13.25
13-14	5	43.28	6.35		-1.35	11.9
14-15	5	43.28	5.2		-0.2	11.7
15-16	5	43.28	4.8	0.2		11.9
16-17	5	43.28	4	1		12.9
17-18	5	43.28	4.5	0.5		13.4
18-19	0	0	6.2		-6.2	7.2
19-20	0	0	5.7		-5.7	1.5
20-21	0	0	5.5		-5.5	-4
21-22	0	0	3		-3	-7
22-23	5	43.28	2	3		-4
23-24	5	43.28	1	4		0
Total	100	865.65	100			

D'après le tableau (III.3) Nous aurons

$$P \text{ max } \% = P\% = P_{max}(\%) + P_{min}(\%) = |19,15| + |-7| = 26,24\%$$

$$V_{rés} = P \text{ max } \% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 26,24\% * 865,65 = 226,37 \text{ m}^3$$

$$V_{total} = V_{rés} + V_{inc} = 226,37 + 120 = 346,36 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité de stockage du réservoir projeté est de **350 m³**.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur **h= 4m**, son diamètre est donné par la formule ci-après

$$D = \left(\frac{4 \times V_{\text{total}}}{h \times \pi} \right)^{1/2}$$

$$\text{Donc : } D = \left(\frac{4 \times 350}{4 \times \pi} \right)^{1/2} = \mathbf{10,5m}$$

III.8.1.5. Dimensionnement du réservoir Aissiou

Ce réservoir se trouve à Aissiou, implanté à une altitude de **600,26 m**, reçoit un débit de **1452.83 m³/J**, il assure l'alimentation de la zone (Z7).

Le tableau (III.4) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Aissiou.

Tableau (III.4) : Capacité du réservoir Aissiou

Heures	Apport		Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /j				
00-01	5	72.64	1	4		4
01-02	5	72.64	1	4		8
02-03	5	72.64	1	4		12
03-04	5	72.64	1	4		16
04-05	5	72.64	2	3		19
05-06	5	72.64	3	2		21
06-07	5	72.64	5	0		21
07-08	5	72.64	6.5		-1.5	19.5
08-09	5	72.64	6.5		-1.5	18
09-10	5	72.64	5.5		-0.5	17.5
10-11	5	72.64	4.5		0.5	18
11-12	5	72.64	5.5		-0.5	17.5
12-13	5	72.64	7		-2	15.5
13-14	5	72.64	7		-2	13.5
14-15	5	72.64	5.5		-0.5	13
15-16	5	72.64	4.5	0.5		13.5
16-17	5	72.64	5	0		13.5
17-18	5	72.64	6.5		-1.5	12
18-19	0	0	6.5		-6.5	5.5
19-20	0	0	5		-5	0.5
20-21	0	0	4.5		-4.5	-4
21-22	0	0	3		-3	-7
22-23	5	72.64	2	3		-4
23-24	5	72.64	1	4		0
Total	100	1452.83	100			

D'après le tableau (III.4) Nous aurons

$$P_{\max} \% = P\% = P_{\max}(\%) + P_{\min}(\%) = |21| + |-7| = 28\%$$

$$V_{\text{rés}} = P_{\max}\% \times \frac{Q_{\max.j}}{100} = 28\% * 1452,83 = 406,79 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{rés}} + V_{\text{inc}} = 406,79 + 120 = 526,79 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité de stockage du réservoir projeté est de **550 m³**.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur **h= 4m**, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \left(\frac{4 \times V_{\text{total}}}{h \times \pi} \right)^{1/2}$$

$$\text{Donc : } D = \left(\frac{4 \times 500}{4 \times \pi} \right)^{1/2} = 12,6\text{m}$$

III.8.2. Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport des débits pompés. On trace sur un même graphe la différence entre les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps, le volume utile de stockage du réservoir est obtenu en sommant la valeur absolue de l'écart des deux extrêmes entre les deux courbes, ce volume est donné par la formule suivante [6] :

$$V_{\text{rés}} = V_{\text{max}} + V_{\text{min}} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- ✓ V max : Résidu maximal (m³).
- ✓ V min : Résidu minimal (m³).

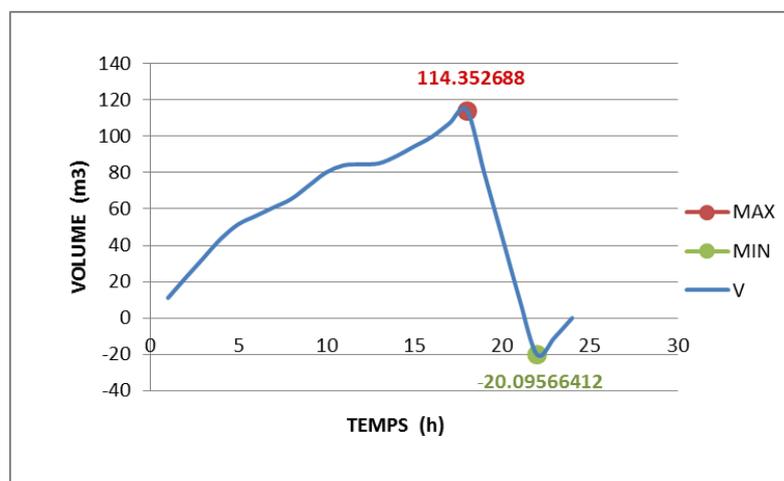
III.8.2.1. Dimensionnement du réservoir de El-Bir

Les résultats de calcul graphique de la capacité du réservoir **El-Bir** sont donnés dans le tableau (III.5) ci-après.

Tableau (III.5) : Détermination graphique de la capacité du réservoir El-Bir

Heure	Apport m ³ /h	Consommation m ³ /h	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	38.57	27.50	11.06		11.06
01-02	38.57	27.50	11.06		22.13
02-03	38.57	27.84	10.72		32.86
03-04	38.57	27.84	10.72		43.58
04-05	38.57	30.55	8.01		51.59
05-06	38.57	33.95	4.62		56.21
06-07	38.57	33.95	4.62		60.83
07-08	38.57	33.95	4.62		65.45
08-09	38.57	31.23	7.33		72.79
09-10	38.57	31.23	7.33		80.12
10-11	38.57	34.63	3.94		84.06
11-12	38.57	38.02	0.54		84.61
12-13	38.57	38.02	0.54		85.15
13-14	38.57	34.63	3.94		89.09
14-15	38.57	33.27	5.29		94.39
15-16	38.57	33.27	5.29		99.69
16-17	38.57	31.23	7.33		107.02
17-18	38.57	31.23	7.33		114.36
18-19	0	34.630		-34.63	79.72
19-20	0	34.63		-34.63	45.09
20-21	0	34.63		-34.63	10.46
21-22	0	30.55		-30.55	-20.09
22-23	38.57	29.20	9.37		-10.72
23-24	38.57	27.84	10.72		0

Les résultats calculés dans le tableau (III.5) sont représentés dans la figure (III.5) ci-après

**Figure (III.5) : Détermination graphique de la capacité du réservoir El-Bir**

D'après le tableau (III.4) précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_{\text{rés}} = V_{\text{max}} + V_{\text{min}} = 114.36 + 20.09 = 134.44\text{m}^3$$

III.8.2.2. Dimensionnement du réservoir de Takhribt

Les résultats de calcul graphique de la capacité du réservoir **Takhribt** sont donnés dans le tableau (III.6) ci-après

Tableau (III.6) : Détermination graphique de la capacité du réservoir Takhribt

Heurs	Apport m ³ /h	Consommation m ³ /h	Surplus (m ³)	Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
00-01	26.48	5.40	21.08		21.08
01-02	26.48	5.40	21.08		42.16
02-03	26.48	5.40	21.08		63.25
03-04	26.48	6.35	20.13		83.38
04-05	26.48	17.16	9.32		92.70
05-06	26.48	29.87		-3.39	89.31
06-07	26.48	34.01		-7.52	81.79
07-08	26.48	37.18		-10.70	71.09
08-09	26.48	28.6		-2.11	68.97
09-10	26.48	26.69		-0.21	68.76
10-11	26.48	34.96		-8.47	60.28
11-12	26.48	47.67		-21.19	39.09
12-13	26.48	50.22		-23.73	15.36
13-14	26.48	40.36		-13.87	1.48
14-15	26.48	33.05		-6.56	-5.08
15-16	26.48	30.51		-4.02	-9.11
16-17	26.48	25.42	1.059		-8.05
17-18	26.48	28.60		-2.11	-10.17
18-19	26.48	39.41		-12.92	-23.09
19-20	26.48	36.23		-9.74	-32.84
20-21	26.48	34.96		-8.47	-41.32
21-22	26.48	19.07	7.41		-33.90
22-23	26.48	12.71	13.77		-20.13
23-24	26.48	6.35	20.13		0
total	635.71	635.58			

Les résultats calculés dans le tableau (III.6) sont représentés dans la figure (III.6) ci-après

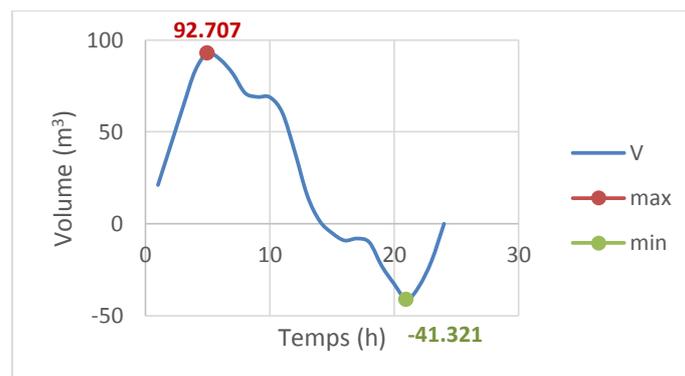


Figure (III.6) : Détermination graphique de la capacité du réservoir Takhribt

D'après le tableau (III.6) précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_{\text{rés}} = V_{\text{max}} + V_{\text{min}} = \mathbf{92,70} + \mathbf{41,32} = 134,02 \text{ m}^3$$

III.8.2.3. Dimensionnement du réservoir d'Ivaraden

Les résultats du calcul graphique de la capacité du réservoir Ivaraden sont donnée dans le tableau (III.7) ci-après :

Tableau(III.7) : détermination graphique de la capacité du réservoir Ivaraden

heurs	Apport m ³ /h	Consommation m ³ /h	Surplus (m ³)	Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
00-01	43.28	7.35	35.92		35.92
01-02	43.28	7.35	35.92		71.845
02-03	43.28	7.35	35.92		107.77
03-04	43.28	8.65	34.62		142.39
04-05	43.28	23.37	19.90		162.30
05-06	43.28	40.68	2.59		164.9
06-07	43.28	46.31		-3.02	161.87
07-08	43.28	50.64		-7.35	154.51
08-09	43.28	38.95	4.32		158.84
09-10	43.28	36.35	6.92		165.77
10-11	43.28	47.61		-4.32	161.44
11-12	43.28	64.92		-21.64	139.80
12-13	43.28	68.38		-25.10	114.69
13-14	43.28	54.96		-11.68	103.01
14-15	43.28	45.01		-1.7	101.28
15-16	43.28	41.55	1.73		103.01
16-17	43.28	34.62	8.65		111.66
17-18	43.28	38.95	4.32		115.99
18-19	0	53.67		-53.67	62.32
19-20	0	49.34		-49.34	12.98
20-21	0	47.61		-47.61	-34.62
21-22	0	25.96		-25.96	-60.59
22-23	43.28	17.31	25.96		-34.62
23-24	43.28	8.65	34.62		0
total	865.65	865.58			

Les résultats calculés dans le tableau (III.7) sont représentés dans la figure (III.7) ci-après

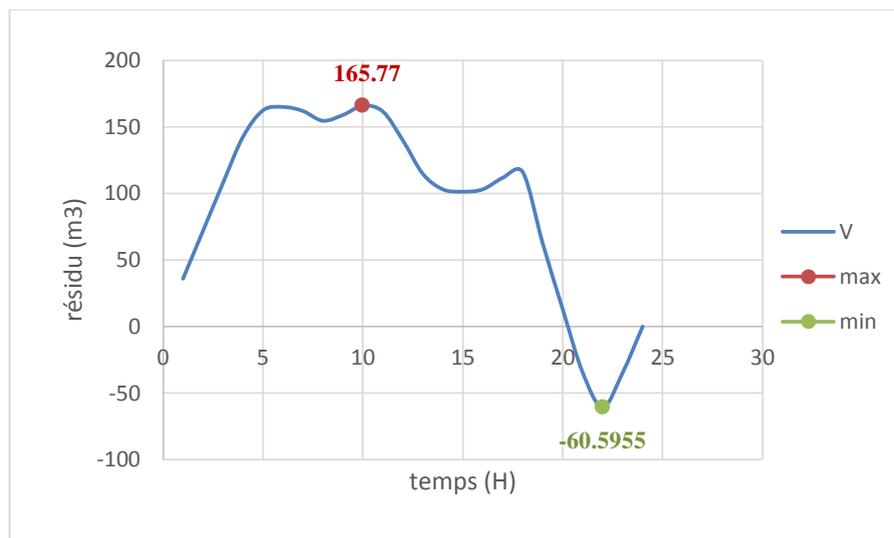


Figure (III.7) : Détermination graphique de la capacité du réservoir Ivaraden

D'après le tableau (III.7) précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_{\text{rés}} = V_{\text{max}} + V_{\text{min}} = 165,77 + 60,59 = 226,37 \text{ m}^3$$

III.8.2.4. Dimensionnement du réservoir d'Aissiou

Les résultats de calcul graphique de la capacité du réservoir **Aissiou** sont donnés dans le tableau (III.8) ci-après

Tableau (III.8) : Détermination graphique de la capacité du réservoir Aissiou

Heurs	Apport m ³ /h	Consommation m ³ /h	Surplus (m ³)	Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
00-01	72.64	14.52	58.11		58.11
01-02	72.64	14.52	58.11		116.22
02-03	72.64	14.52	58.11		174.33
03-04	72.64	14.52	58.11		232.45
04-05	72.64	29.05	43.58		276.03
05-06	72.64	43.58	29.05		305.09
06-07	72.64	72.64	0		305.09
07-08	72.64	94.43		-21.79	283.30
08-09	72.64	94.43		-21.79	261.50
09-10	72.64	79.90		-7.26	254.24
10-11	72.64	65.37		7.26	261.50
11-12	72.64	79.90		-7.26	254.24
12-13	72.64	101.69		-29.056	225.18
13-14	72.64	101.69		-29.056	196.13
14-15	72.64	79.90		-7.26	188.86
15-16	72.64	65.37	7.26		196.13
16-17	72.64	72.64	0		196.13
17-18	72.64	94.43		-21.79	174.33
18-19	0	94.43		-94.43	79.90
19-20	0	72.64		-72.64	7.26
20-21	0	65.37		-65.37	-58.11
21-22	0	43.58		-43.58	-101.69
22-23	72.64	29.05	43.58		-58.11
23-24	72.64	14.52	58.11		0
Total	1452.8	1452.69			

Les résultats calculés dans le tableau (III.8) sont représentés dans la figure (III.8) ci-après

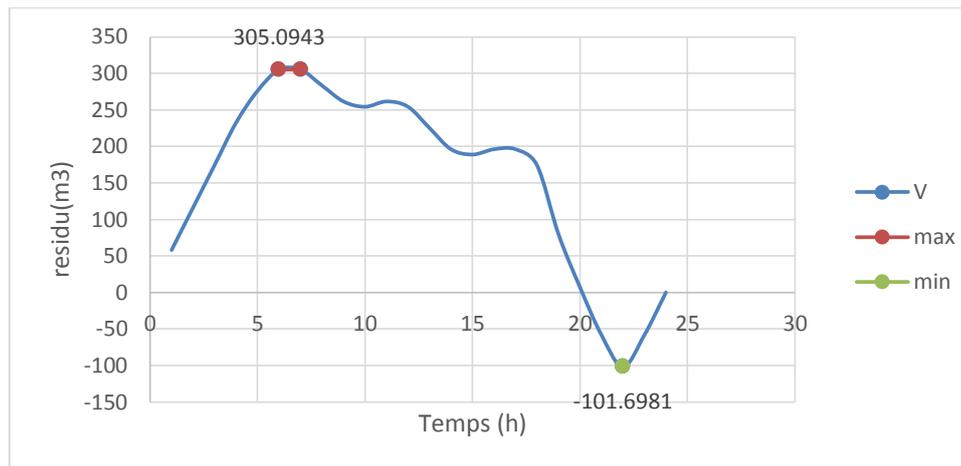


Figure (III.8) : Détermination graphique de la capacité du réservoir Aissiou

D'après le tableau (III.8) précédent, le volume utile du réservoir est de :

$$V_{\text{rés}} = V_{\text{max}} + V_{\text{min}} = 305.09 + 101.69 = 406.79 \text{ m}^3$$

III.9. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les volumes des ouvrages de stockage de notre système d'adduction. Nous avons obtenu les résultats suivants :

Deux stations de reprise avec une bête à eau, l'une est implantée à une altitude de **280m**, et l'autre à **440m** de capacité de **50 m³**, de diamètre **4 m**, et d'une hauteur de **4m**

Quatre réservoirs de stockage :

- El Bir de capacité 300m³, du diamètre 10m, et d'une hauteur de 4m ;
- Takhribt de capacité 300m³, du diamètre 10m, et une hauteur de 4m ;
- ivaraden de capacité 350m³, du diamètre 10,5m, et une hauteur de 4m ;
- Aissiou de capacité 550m³, du diamètre 12,6m, et une hauteur de 4m ;

Chapitre IV

Adduction

IV.1. Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un système de conduites ou d'ouvrages architecturaux (Aqueduc) vers les réservoirs de stockage ou de distribution. Avec la définition de l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires pour faire transférer les eaux en utilisant les deux types d'adduction (gravitaire et par refoulement).

IV.2. Topologie des systèmes d'adduction

On distingue deux types d'adduction [5] :

✓ **Adduction par refoulement**

La pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

✓ **adduction gravitaire**

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom.

IV.3. Choix du tracé

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction se fait selon certains critères techniques et économiques, par exemple [5] :

- ✓ Le profil de la conduite doit être aussi régulier et aussi court que possible afin de réduire les frais d'investissement et éviter les contre pentes.
- ✓ Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- ✓ Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement.
- ✓ Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversée de route, rivière,...etc.)
- ✓ Il est préférable de concevoir le profil en long le long des routes et des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation.

IV.4. Choix du type des conduites

Pour l'installation d'un réseau, le choix du type des conduites requiert une attention toute particulière car le bon fonctionnement du réseau en dépend en grande partie [5].

Certains paramètres sont impératifs au choix des matériaux entre autre :

- ✓ Le diamètre économique ;
- ✓ La pression de l'eau ;
- ✓ Les pertes de charge ;
- ✓ Le prix de revient et la facilité de mise en œuvre en fonction du tracé.

Les types de conduites les plus couramment utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :

- ✓ Conduite en acier ;
- ✓ Conduite en fonte ;
- ✓ Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Pour notre projet, on a choisi des conduites en PEHD pour les conduites de refoulement, vue les avantages qu'elles présentent :

- ✓ Une durée de vie importante (50 ans à une température de 20°C).
- ✓ Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite.
- ✓ Une bonne résistance chimique, aux chocs et aux ultraviolets.
- ✓ Résiste à la corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif.
- ✓ La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causée par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.
- ✓ Résistance au coup de bélier.
- ✓ Un faible coût.

IV.5. Etude technico-économique des conduites

Une étude technico-économique est indispensable pour choisir le diamètre le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ; par contre, plus le diamètre est grand, par suit la diminution des pertes de charge d'où les frais d'exploitation diminuent.

Les paramètres qui interviennent dans le choix des conduites sont : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (v) et les pertes de charges (J).

IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [5]:

$$✓ \text{ La formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$✓ \text{ La formule de BRESS : } D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

Avec ces deux formules on détermine une gamme du diamètre économique, suivant plusieurs diamètres normalisés, notre choix se portera sur le plus économique c'est-à-dire, celui qui présente un bilan minimale et une vitesse comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

IV.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse dans la conduite se calcule comme suit [5]:

$$\text{D'après l'équation de continuité : } Q = v \times S \longrightarrow V = \frac{Q}{S}$$

$$\text{On a : } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Donc : } v = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV.3})$$

Avec:

- v : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.5.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vannes, coudes, clapets, ...)

Elle se présente sous deux formes [5]:

- ✓ Pertes de charges linéaires.
- ✓ Pertes de charges singulières.

IV.5.3.1. Les pertes de charges linéaires

Elles se produisent tout au long de la conduite, elles peuvent être déterminées par la formule de DARCY-WIESBACH suivante :

$$J_l = \lambda \cdot L \cdot \frac{v^2}{2gD} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- J_l : Pertes de charge linéaire (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²) ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

- **Calcul du coefficient des pertes de charge**

Appelé aussi coefficient de frottement, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, pour le calculer aux différents régimes, on utilise les formules suivantes :

- ✓ **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV.5})$$

- ✓ **Régime de transition**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
 - **Pour les tube en acier : $K = 10^{-3}$ mm**
 - **Pour les tubes en fonte : $K = 0,03$ mm**
 - **Pour les tubes en PEHD :**
 - K = 0,01mm si D 200 mm
 - K = 0,02 mm si D 200 mm
- Re : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$Re = \frac{v \times D}{\nu} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s), calculé par la formule de STOCKES suivante :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.00221t^2} \quad (\text{IV.8})$$

Pour t = 20°C \longrightarrow $\nu = 1,0010^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

t : température de l'eau.

IV.5.3.2. Les pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vannes, clapets et branchements,...etc.); dans la pratique, ces pertes de charge sont estimées à 10%(pour le PEHD) des pertes de charge linéaires [4].

$$J_S = 0,1 \times J_l \quad (IV.9)$$

VI.5.3.3. Les pertes de charge totales

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$H_T = J_S + J_l \longrightarrow H_T = 1,1 \times J_l \quad (IV.10)$$

IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

La H_{mt} d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL), entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement [2] :

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (IV.11)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- H_T : Pertes de charge totales (m).

IV.5.5. Puissance de pompage

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV.12)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à transité (m^3/s) ;
- η : Rendement de la pompe (75%).

IV.5.6. Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times T \times 365 \quad (IV.13)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- T: Temps de pompage (20h).

IV.5.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \quad (IV.14)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e' : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4,67DA).

IV.5.8. Frais d'amortissement

$$F_{am} = Pu \times L \times A \quad (IV.15)$$

Avec :

- Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) représenté dans le tableau
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \quad (IV.16)$$

Avec :

- A : Amortissement annuel (annuité) ;
- i : Taux d'annuité (i=8%) ;
- n : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement (n= 30ans).

D'où :

$$A = 0,0937$$

IV.5.9. Calcul du bilan

C'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.17)$$

IV.6. Calcul des conduites gravitaire

Pour le calcul des conduites gravitaire, quatre paramètres interviennent :

- ✓ Le débit (Q) ;
- ✓ La vitesse (V) ;
- ✓ Les pertes de charges (J) ;
- ✓ Le diamètre (D) ;

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (H_d) avec une vitesse acceptable.

$$H_T \leq H_d \quad (\text{IV.14})$$

IV.7. Equipements de l'adduction

IV.7.1. Robinets-vannes

Permettent le contrôle et/ou l'arrêt de l'écoulement en cas de travaux ou réparation.

IV.7.2. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration, ou sur la conduite de refoulement [3].

IV.7.3. Vidange

Placé dans les points bas des adductions, son intérêt est la vidange de l'adduction en entrainant ainsi l'ensemble de dépôts qui obstrue les tuyaux.

IV.7.4. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations et son évacuation se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique placée à ces points hauts.

IV.8. Description du schéma d'adduction

Notre zone d'étude sera alimentée à partir des deux (2) forages (1), forage (2) avec un débit de 18 l/s pour chaque forage qui seront situés à El oued bougdoura.

Ces derniers refoulent vers les deux (2) stations de reprise RS1 et RS2 qui alimentent par la suite deux (2) chaines indépendante qui sont :

- **La première chaine**

Refoule vers le réservoir Aissiou situé à une altitude de 626 m qui assure la distribution vers les deux villages Ait Zaim, et Ait Ahmed.

- **La deuxième chaîne**

Refole vers les deux réservoirs Ivaraden, et El Bir de 500 et 534,23 d'altitude respectivement. Sachant que le réservoir El Bir assure l'alimentation du réservoir Thakhribt par gravité comme il assure la distribution du village El Bir. D'autre part les villages Tadjediout et Tizi Tzougert sont alimentés à partir du réservoir Ivaraden. (Voir l'annexe(2))

IV.9. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

IV.9.1. Tronçons des forages

Les conduites de refoulement à partir des forages sont reliées entre elles comme le montre le schéma ci-dessous (Voir Figure (IV.1))

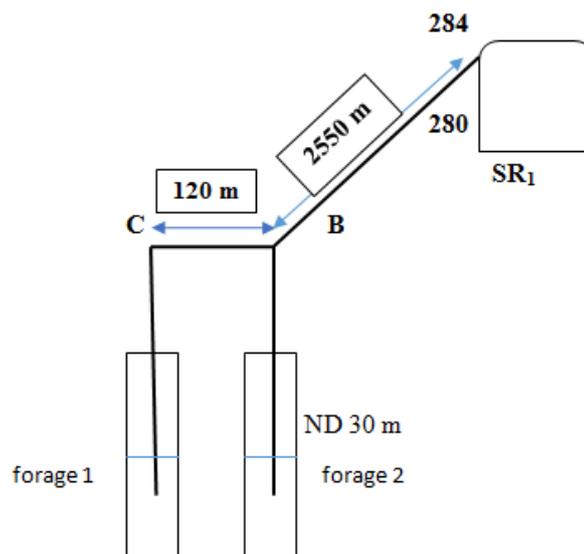


Figure (IV.1) présentation schématique des forages

Données:

- $Q(F1) = Q(F2) = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$
- $N_D(F1, F2) = 30 \text{ m}$

- **Calcul des pertes de charge**

Pour les diamètres des conduites qui sortent des forages on les a choisis de telle sorte à avoir une vitesse acceptable. Ces diamètres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charges

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J(m/ml)	H_T (m)
Forage1	150	1.0191	152865	0.0067	0.0337	0.0119	0.392
Forage2	150	1.0191	152865	0.0067	0.0337	0.0119	0.392

- **Tronçons C – B**

Données :

- Débit : $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 120 \text{ m}$

On prend un diamètre de 150 mm pour une vitesse acceptable de 1.0191 m/s avec $H_T = 1.5687 \text{ m}$

IV.9.2. Tronçon point B-SR 1

Données :

- ✓ Débit : $0,036 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ Hauteur géométrique : $C_{SR1} - C_{P.B} = 136 \text{ m}$;
- ✓ Longueur de l'adduction : 2550 m ;
- ✓ Le diamètre :

$$D_{\text{BONNIN}} : \sqrt{0.036} = 0.1897 \text{ m}$$

$$D_{\text{DBRESS}} : 1,5 \times \sqrt{0,036} = 0,2846 \text{ m}$$

Selon le fabriquant les diamètres normalisés choisis sont : 160, 250, et 315 mm.

(Voir l'annexe (6))

Ici, on dispose de deux pompes, donc on doit calculer la Hmt de chaque pompe.

- **Calcul de la Hmt 1 (F1-SR1)**

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.2) suivant :

Hauteur géométrique $H_g = 166 \text{ m}$

Tableau (IV.2) : Calcul de la H_{mt1}

Re	$D_{\text{int}}(\text{m})$	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	λ	H_T (m)	H_{mt} (m)
369242.13	0.1242	2.97	0.056	2550	0.015	172.667	338.66
236147.64	0.1942	0.73	0.0062	2550	0.053	18.77	184.77
187489.25	0.2446	0.46	0.0020	2550	0.045	6.1640	172.16

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (IV.3) suivant

Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'exploitation « Fexp1 »

D_{int} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.1242	159.47	1164144.055	5436552.73
0.1942	87.11	635972.02	2969989.33
0.2446	81.068	591800.74	2763709.50

- **Calcul de la H_{mt} 2 (F2-SR1)**

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.4) suivant

Hauteur géométrique $H_g = 166$ m

Tableau (IV.4) : Calcul de la H_{mt} 2

Re	$D_{int}(m)$	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	λ	H_T (m)	H_{mt} (m)
369242.13	0.1242	2.97	0.056	2550	0.015	172.667	338.66
236147.64	0.1942	0.73	0.0062	2550	0.016	18.77	184.77
187489.25	0.2446	0.46	0.0020	2550	0.045	6.1640	172.16

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.5) suivant

Tableau (IV.5) : Calcul des frais d'exploitation « FexpI »

D_{int} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.1242	159.47	1164144.055	5436552.73
0.1942	87.11	635972.02	2969989.33
0.2446	81.068	591800.74	2763709.50

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représenté dans le tableau (IV.6) suivant

Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'amortissement

D_{int} (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0.1242	3935.71	2550	940165.89
0.1942	9582.63	2550	2289107.15
0.2446	14641.17	2550	3497495.67

- **Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.7) suivant

Tableau (IV.7) : Calcul du bilan

	0.16	0.25	0.315
Frais exp,(Da)	10873105.46	5939978.66	5527419
Frais amts,(Da)	940165.89	2289107.15	3497495.67
Bilan (Da)	11813271.35	8229085.81	9024914.67

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : $D = 250 \text{ mm}$ qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de 0.73 m/s et une H_{mt} de 184.77 m

IV.9.3. Tronçon SR 1 - SR 2

Données :

- ✓ Débit : $0,036 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ Hauteur géométrique : $C_{SR1} - C_{SR2} = 164 \text{ m}$;
- ✓ Longueur de l'adduction : 1400 m ;
- ✓ Le diamètre :

$$D_{\text{BONNIN}} : \sqrt{0.036} = 0.187 \text{ m}$$

$$D_{\text{DBRESS}} : 1,5 \times \sqrt{0.036} = 0.280 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 160, 250, et 315 mm (voir l'annexe(7))

- **Calcul de la H_{mt}**

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.8) suivant

Tableau (IV.8) : Calcul de la H_{mt}

Re	$D_{int}(m)$	DN(m)	V(m/s)	j(m/m)	λ	L (m)	$H_T(m)$	$H_{mt}(m)$
358985.40	0.1242	0.16	2.89	0.053	0.015	1400	89.89	253.89
229587.98	0.1942	0.25	1.18	0.0058	0.016	1400	9.91	173.91
182281.22	0.2446	0.315	0.74	0.0019	0.016	1400	3.21	167.21

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (IV.9) suivant

Tableau (IV.9) : Calcul des frais d'exploitation

DN(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.16	116.2338286	848506.9489	4649818.08
0.25	79.61645902	581200.1509	3184976.827
0.315	76.55056372	558819.1152	3062328.751

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représenté dans le tableau (IV.10) suivant

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Fraix amort (Da)
0.1242	3935.717	1400	516287.3561
0.1942	9582.631	1400	1257049.535
0.2446	14641.191	1400	1920631.435

- **Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.11) suivant

Tableau (IV.11) : Calcul du bilan

	0.160	0.250	0.315
Frais exp,(Da)	4650060.573	3184972.997	3062328.769
Frais amts,(Da)	516287.3561	1257049.535	1920631.435
Bilan (Da)	5166347.929	4442022.532	4982960.205

D'après les résultats obtenus dans le tableau (VI.11), on constate que le diamètre le plus économique et le **250mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1.18m/s** et une Hmt de **173.91m**.

IV.9.4. Tronçon SR2 – Réservoir AISSIOU

Données :

- ✓ Débit : 0,016 m³/s ;
- ✓ Hauteur géométrique : C_{SR2} – Cres = 190 m ;
- ✓ Longueur de l'adduction 2440,65 m ;
- ✓ Le diamètre :

$$D_{\text{BONNIN}} : \sqrt{0.016} = 0.126\text{m}$$

$$D_{\text{DBRESS}} : 1,5 \times \sqrt{0.016} = 0.189\text{m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 125mm, 160mm et 200 mm (voir l'annexe (20))

- **Calcul de la H_{mt}**

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.12) suivant

Tableau (IV.12) : Calcul de la H_{mt}

Re	D(m)	DN(m)	V (m/s)	j (m/m)	λ	L (m)	H_T (m)	H_{mt} (m)
210125.41	0.097	0.125	2.16	0.04	0.016	2440.65	117.74	307.74
164107.61	0.1242	0.16	1.32	0.012	0.016	2440.65	35.3	225.3
131328.38	0.1552	0.2	0.84	0.004	0.017	2440.65	11.98	201.98

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (IV.13) suivant

Tableau(IV.13) : Calcul des frais d'exploitation

DN (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.125	64.40423086	470150.8853	2576426.851
0.16	47.15103745	344202.5734	1886230.102
0.2	42.27195452	308585.268	1691047.268

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représenté dans le tableau (IV.14) suivant :

Tableau (IV.14) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Fraix amort (Da)
0.097	2420.106	2440.65	553451.3911
0.1242	3935.717	2440.65	900054.8111
0.1552	6160.256	2440.65	1408782.199

- **Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.15) suivant

Tableau (IV.15) : Calcul du bilan

	0.097	0.1242	0.1552
Frais exp,(Da)	2576427.152	1886230.088	1691047.269
Frais amts,(Da)	553451.3911	900054.8111	1408782.199
Bilan (Da)	3129878.543	2786284.899	3099829.468

D'après les résultats obtenus dans le tableau (VI.15), on constate que le diamètre le plus économique et le **160mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1.32m/s** et une Hmt de **225.3m**.

IV.9.4. Tronçon : POINT A – Réservoir El-Bir

Données :

- ✓ Débit : $0,00892 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ Hauteur géométrique : $C_{RS4} - C_A = 78.23 \text{ m}$;
- ✓ Longueur de l'adduction $1838,435\text{m}$;

On prend un DN = 160 mm avec une vitesse acceptable $V = 0.57 \text{ m/s}$

D'après l'abaque des pertes de charge (voir l'annexes(9)) on trouve $J = 0.0018\text{m/m}$ d'où $H_T = 3.64\text{m}$.

Ainsi : $H_{mt} = 78.23 + 3.64 = 81.87\text{m}$

D'où la cote piézométrique sera : $C_{p1} = 460 + 81.87 = 541.87\text{m}$

IV.9.5. Tronçon : POINT A – Réservoir Ivariden

Données :

- ✓ Débit : $0,01 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ Hauteur géométrique: $C_{RS6} - C_A = 44 \text{ m}$;
- ✓ Longueur de l'adduction $1238,435\text{m}$;

La cote piézométrique $C_{p2} = 541.87\text{m}$

On a :

$H_T =$ la cote piézométrique (C_{p2}) – cote Terrain Naturel (CTNR6)

$H_T = 541.87 - 504 = 37.87\text{m}$

$H_T = 37.87\text{m}$

$$D'où : J = \frac{37.87}{1.1 \times 1238.435} = 0.027 \text{ m/m}$$

D'après l'abaque des pertes de charge (voir l'annexes(9)) on trouve **D=110 mm**, avec une vitesse **V=1.6 m/s (vitesse acceptable)**.

IV.9.5. Tronçon point SR₂ – point A

Données :

- ✓ Débit : 0,0189 m³/s ;
- ✓ Hauteur géométrique : C_A - C_{SR} = 101.87m
- ✓ Longueur de l'adduction 1800,23m ;
- ✓ Le diamètre :

$$D_{\text{BONNIN}} : \sqrt{0,01} = 0,137 \text{ m}$$

$$D_{\text{DBRESS}} : 1,5 \times \sqrt{0,01} = 0,206 \text{ m}$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 125mm, 160mm et 250mm(voir l'annexes(6))

- **Calcul de la H_{mt}**

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.16) suivant

Tableau (IV.16) : Calcul de la H_{mt}

Re	D _{int} (m)	V (m/s)	j (m/m)	λ	L (m)	H _T (m)	H _{mt} (m)
235581.53	0.1022	2.305	0.044	0.0167	1800.23	95.623	197.493
182397.22	0.1308	1.381	0.0125	0.017	1800.23	27.083	128.953
117675.62	0.2046	0.575	0.0014	0.017	1800.23	3.196	105.066

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représenté dans le tableau (IV.17) suivant

Tableau (IV.17) : Calcul des frais d'exploitation

D _{int} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0.1022	48.82	356405.493	1953102.105
0.1308	31.87	232716.084	1275284.141
0.2046	25.97	189608.129	1039052.547

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représenté dans le tableau (IV.18) suivant

Tableau (IV.18) : Calcul des frais d'amortissement

D _{int} (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Fraix amort (Da)
0.1022	1374.75	1800.23	231842.4432
0.1308	2211.3	1800.23	372921.0363
0.2046	5440.5	1800.23	917504.137

- **Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.19) suivant :

Tableau (IV.19) : Calcul du bilan

	0.1022	0.132	0.2046
Frais exp,(Da)	1953102.105	1275284.141	1039052.547
Frais amts,(Da)	231842.4432	372921.0363	917504.137
Bilan (Da)	2184944.548	1648205.178	1956556.684

D'après les résultats obtenus dans le tableau (VI.19), on constate que le diamètre le plus économique et le **0.16m** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1.381m/s** et une Hmt de **128.953 m**.

IV.9.7. Tronçon point réservoir El bir- réservoir Takhribt

Données :

- ✓ Débit : 0.0073 m³/s
- ✓ Hauteur disponible (H_d) : C_{R.EL} - C_{R.TA} = 249.23 m
- ✓ Longueur de l'adduction : 3349.87 m ;
- ✓ Le diamètre :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\max} \times \pi}} = 0.078$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\min} \times \pi}} = 0.136$$

Selon le fabricant les diamètres normalisés choisis sont : 80, 125, 300 (voir l'annexes(4))

- **Calcul des pertes de charge totales**

Les valeurs des pertes de charge totales sont représenté dans le tableau (IV.20) suivant :

Tableau(IV.20) : Calcul des pertes de charge

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	λ	H_T (m)
116242.03	0.08	1.45	0.026	3349.87	0.0193	104.82
74394.9	0.125	0.59	0.0029	3349.87	0.02	11.71
30997.87	0.3	0.1	0.000042	3349.87	0.023	0.17

Pour que l'eau arrive au réservoir de takhribt il faut que $H_t \leq H_d$

Ou :

- H_T perte de charge totale dans la conduite.
- H_d la charge disponible.

Par conséquent, on opte pour un diamètre de **80 m**, car **H_T = 104.82m** est inférieur a

H_g = 249.23m, avec une vitesse acceptable de **1.45 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 125mm on utilise une vanne.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne :**

$$J_v = H_g - H_T$$

$$J_v = 249.23 - 104.82 = 144.41 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%)**

$$\text{On a : } J_v = \xi \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{D'où : } \xi = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\xi = 144.41 \times \frac{2 \times 9.81}{1.45^2} = 1348\text{m}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α (°)**

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de (77) (voir l'annexes(3))

IV.10. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculé les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour l'acier dans les forages et le PEHD pour les conduites de refoulement et la fonte ductile pour la conduite gravitaire.

Par conséquent, après cette étude technico-économique, il faut choisir une pompe adéquate qui répond aux conditions d'exploitations désirés, c'est ce qu'on va analyser dans le chapitre suivant.

Chapitre V

Pompe et station de pompage

V.1. Introduction

Une pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à grande pression, pour le refouler à une région à basse pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

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

V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- ✓ Une bache de reprise, devisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment.
- ✓ Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bache de reprise.
- ✓ Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

V.3. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [2] :

V.3.1. Les pompes volumétriques

L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, quelles élèvent à de faibles débits à des pressions élevées. On distingue les pompes alternatives (à piston, à diaphragme,...) et des pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes hélicoïdales, péristaltiques ...).

V.3.2. Les turbopompes

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Ce sont les plus employées. On distingue :

- ✓ Les pompes centrifuges : hauteur d'élévation très importante, représenté dans la figure(V.1),
- ✓ Les pompes hélices : débit important et hauteur d'élévation faible, représenté dans la figure(V.2),
- ✓ Les pompes hélico-centrifuges : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25-30m, représenté dans la figure (V.3).

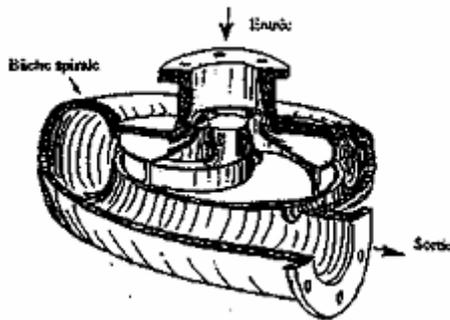


Figure (V.1) : Pompe centrifuge

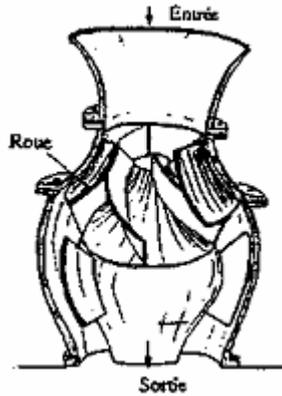


Figure (V.2) : Pompe hélico-centrifuge

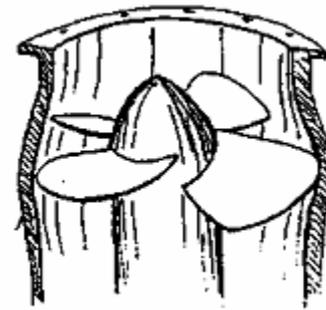


Figure (V.3) : Pompe axiale

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants :

- ✓ Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes,
- ✓ Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrantes, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ✓ **Suivant la forme de la roue**
 - Pompe centrifuge radiale,
 - Pompe centrifuge semi axiale
- ✓ **Suivant le nombre de roues**
 - Monocellulaire,
 - Multicellulaire
- ✓ **Suivant la position de son axe**
 - Pompe à axe horizontal,
 - Pompe à axe vertical.

V.4. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Lorsque le liquide arrive dans le corps de la pompe, la roue (alimentée par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue ; le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (énergie cinétique) [5].

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

V.5. Choix des pompes

Le choix d'une pompe se fait à partir d'un catalogue de pompes disponibles auprès des fabricants. On utilise les points de fonctionnement pour le choix de la pompe la plus satisfaisante et qui nous permet d'avoir le meilleur rendement possible. Le choix dépend des caractéristiques hydrauliques des installations projetées à savoir [3]:

- ✓ Le débit appelé à être refoulé ;
- ✓ La hauteur manométrique totale ;
- ✓ Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable du mètre cube d'eau à élever

V.6. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes dans la figure (V.4) suivantes [5]:

V.6.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)

Elle représente les variations de différentes hauteurs en fonction du débit.

V.6.2. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$)

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits

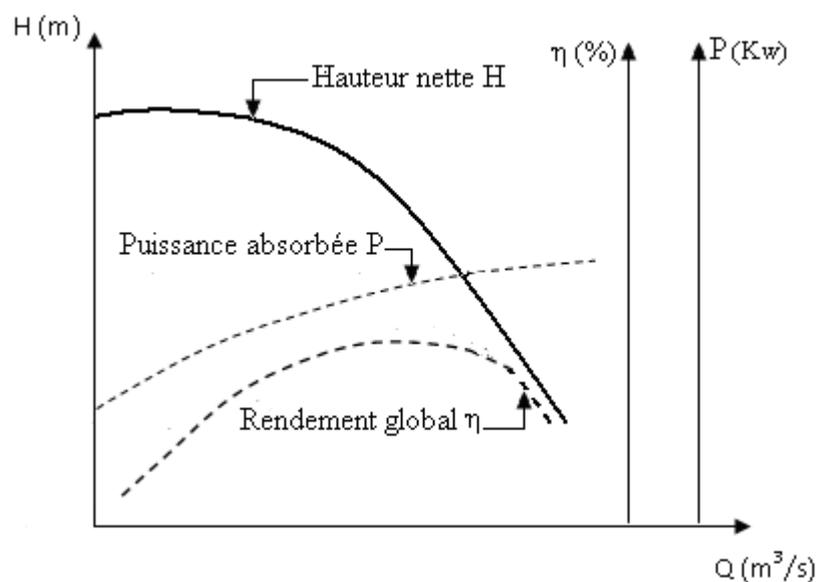


Figure (V.4) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.7. Caractéristiques d'une conduite

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élévation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.8. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ qui sont représenté dans la figure (V.5) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

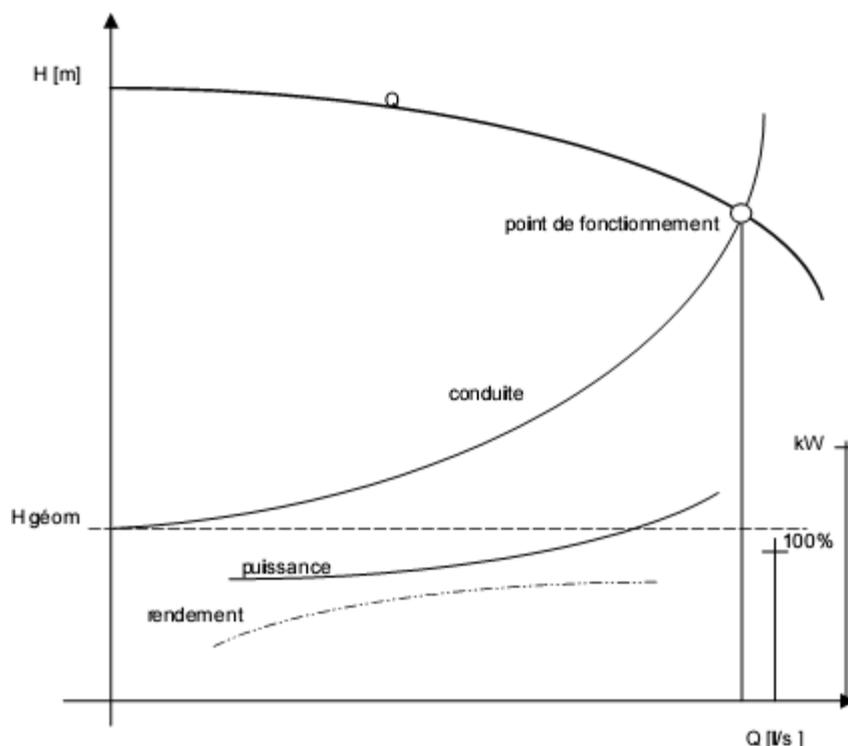


Figure (V.5) : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Il est représenté dans la figure (V.5).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

V.8.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de :

$V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc, on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (\text{V.2})$$

$$D'où : T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (\text{V.3})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.4})$$

V.8.2. Régulation par étouffement (Le vannage)

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

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v \quad (\text{V.6})$$

Ou :

h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

H' : Hauteur créer par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;

η : Rendement (%).

V.8.3. Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2(Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (\text{V.8})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.9})$$

Il est très difficile à réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision

V.8.4. Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 dans la figure (V.6) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (Tr/min)} \quad (\text{V.10})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta}$$

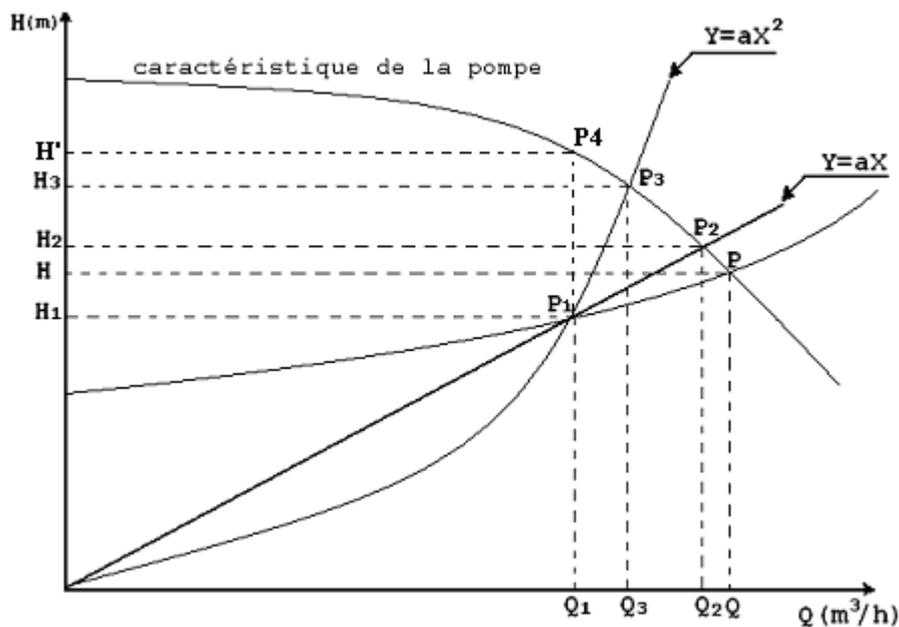


Figure (V.6) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

V.9. Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (hauteur-débit) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera obligé d'utiliser un couplage de pompe [5].

V.9.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risque de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble.

Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

V.9.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

V.10. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, elle se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au-dessous de sa pression de vapeur saturante. La pression de vapeur saturante est fonction de la nature du fluide et de sa température.

Le phénomène de cavitation correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition de bulles de gaz au sein du liquide ou contre les parois. La cavitation apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale, donc pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes.

Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse des performances de la pompe, par une érosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la longévité de la pompe. [5]

Le phénomène de la cavitation est représenté dans figure (V.7) suivante :



Figure (V.7) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur) :

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

Le NPSH disponible (NPSH)_d est la charge nette d'aspiration disponible, il est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe

Le NPSH requis ($NPSH_r$) est la charge d'aspiration requise par le constructeur, c'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de :

- ✓ Type de la pompe,
- ✓ Point de fonctionnement

Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit représenté dans la figure (V.8).

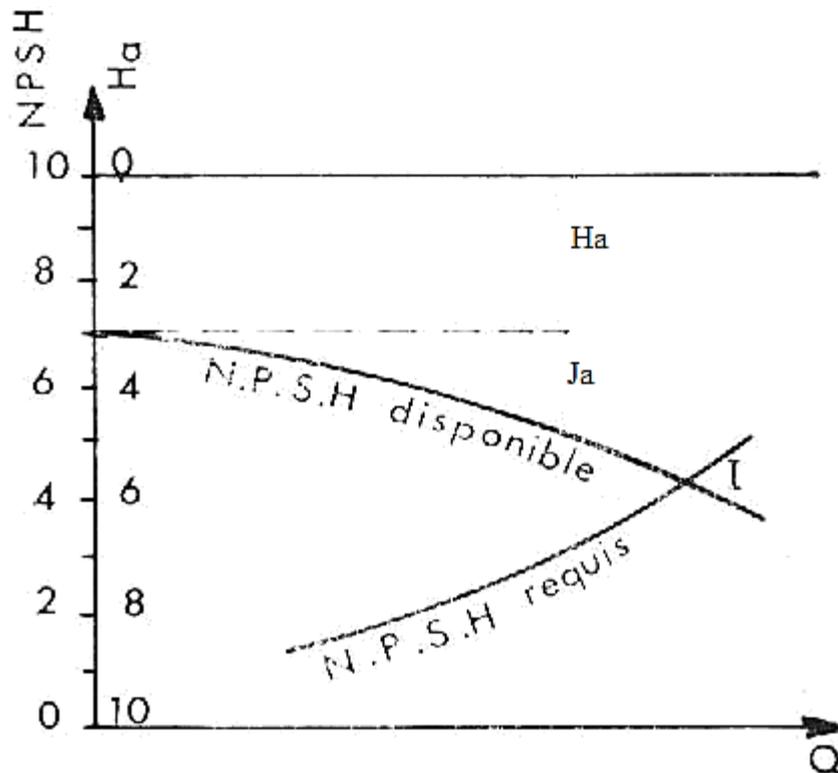


Figure (V.8) : Courbe des NPSH

Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

- ✓ Pour l'alimentation en charge

$$NPSH_d = \frac{P_o}{g \times \rho} + Ha - (Ja + Tv) \tag{V.11}$$

- ✓ Pour l'alimentation en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_o}{g \times \rho} - Ha - (Ja + Tv) \tag{V.12}$$

Avec :

- ✓ Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- ✓ Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- ✓ $\frac{P_o}{g \times \rho}$: Pression au point d'aspiration en (mce).

V.11. Choix des pompes du projet

Le choix des pompes pour chaque tronçon, se fait comme suit :

V.11.1. Forages

✓ Caractéristiques du tronçon

- Le débit véhiculé : $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 166 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 184.77 \text{ m}$

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé dont les caractéristiques sont comme suit (Voir annexe (11)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 73.4 \%$
- $P = 47.2 \text{ Kw}$
- $NPSH_r = 3.32 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (18.9 l/s, 187 m)
- Le point désiré P1 (18 l/s, 184,77 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons le réaliser (Voir la figure V.9)

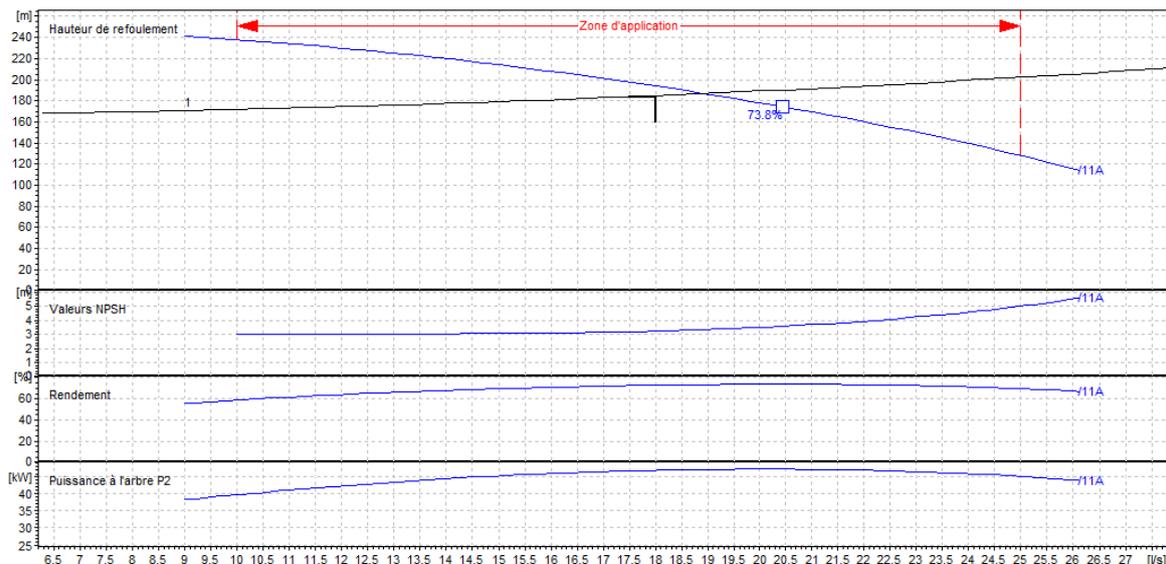


Figure (V.9) : Courbes caractéristiques de la pompe F1

- **Réalisation du point de fonctionnement**

1- Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où : T = 24 \times \frac{18}{18.7} = 23.1 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0189 \times 187}{0.734} = \mathbf{47.23 \text{ KW}}$$

$$D'où : P = \mathbf{47.23 \text{ KW}}$$

2- Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 188 - 184.77 = 3.23 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.018 \times 188}{0.734}$$

$$D'où : P = \mathbf{45.10 \text{ Kw}}$$

4- Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_2^2$$

$$H_2 = 0.57 \times Q_2^2$$

On a le point P1 est homologue au point P0 donc :

$$H_p = H_2 \text{ alors } -0.205Q_1^2 + 259.24 = 0.57Q_2^2$$

Qui nous donne $Q_2 = 18.28 \text{ l/s}$

Et : $H_2 = 190.47 \text{ m}$

Cette courbe passe par le point P_2 (18.28l/s, 190.47m)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{18}{18.28} = 2867 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.018 \times 184.77}{0.727}$$

D'où, $P = 43.91 \text{ Kw}$

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale.

- **Vérification de la cavitation**

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à **0.5 m** au-dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée.

V.11.2. Station de reprise SR1

✓ Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculer : $Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 164 \text{ m}$
- Les pertes de charge : $H_T = 9.91 \text{ m}$.
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 173.91 \text{ m}$

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (12)) :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 75.9 \%$
- $P = 82.7 \text{ Kw}$
- $NPSH_r = 1.76 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement : P ($Q_1 = 36,8 \text{ l/s}$, $H_1 = 174 \text{ m}$),
- Le point désiré P_2 : ($Q_1 = 36 \text{ l/s}$, $H_1 = 173.91 \text{ m}$),

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons le réaliser (Voir la figure V.10)

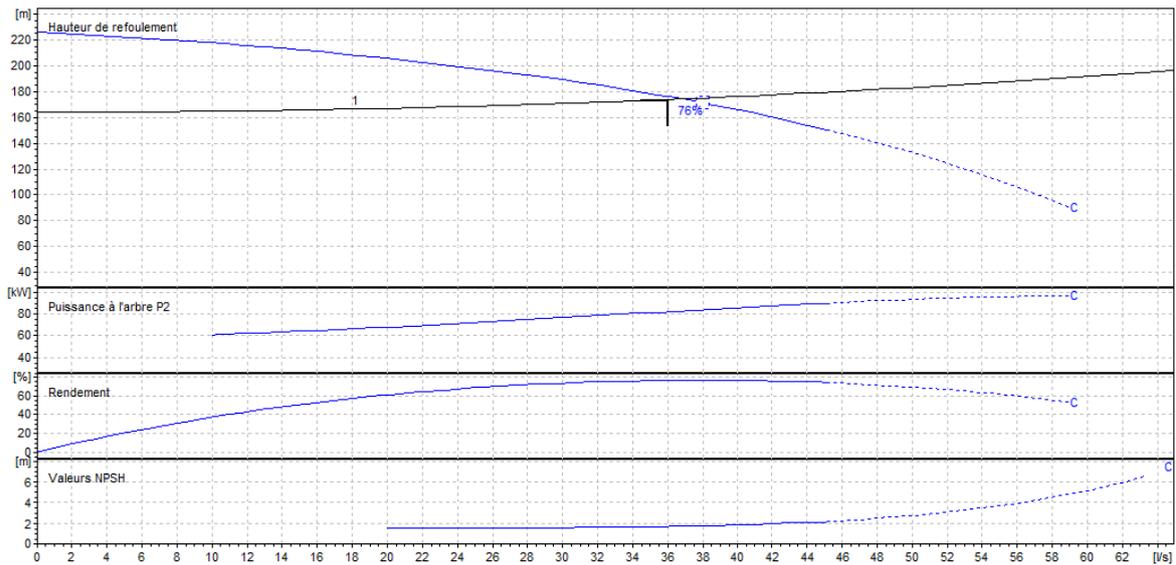


Figure (V.10) : Courbes caractéristiques de la pompe SR₁

- **Réalisation du point de fonctionnement**

1- Réduction du temps de pompage

Afin d’adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où : T = 20 \times \frac{18}{18.7} = 19,25 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0368 \times 174}{0.759}$$

D'où : **P = 82.76 KW**

2- Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d’étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 175.64 - 173.91 = 1.73 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.036 \times 175.64}{0.759}$$

D'où : **P = 81.72 Kw**

4- Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_2^2$$

$$H_2 = 0.13 \times Q_2^2$$

Cette courbe passe par le point P_2 (36.16 l/s, 175.21m)

D'où :

$$N' = 1450 \times \frac{36}{36.16} = 1444 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.036 \times 173.91}{0.759}$$

D'où, **P = 80.9 Kw**

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale.

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration: $C_a = 280 \text{ m}$
- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 278 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 280 - 278 = -2 \text{ m}$,

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 280 = 9.88 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.88 + (-2) - (0 + 0.24) = \mathbf{7.64 \text{ m}}$$

On a: $NPSH_d > NPSH_r$

D'où : **la pompe ne cavite pas**

V.11.3. Station de reprise SR₂-R_{Aissiou}

✓ Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 190 \text{ m}$
- Les pertes de charge : $H_T = 35.3 \text{ m}$.
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 225.3 \text{ m}$

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (13)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 69.9 \%$
- $P = 55 \text{ Kw}$
- $NPSH_r = 3.42 \text{ m}$
 - Le point de fonctionnement : P ($Q = 17.1 \text{ l/s}$, $H = 230 \text{ m}$),
 - Le point désiré P₁ : ($Q_1 = 16 \text{ l/s}$, $H_1 = 225.3 \text{ m}$),

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons le réaliser (Voir la figure V.11)

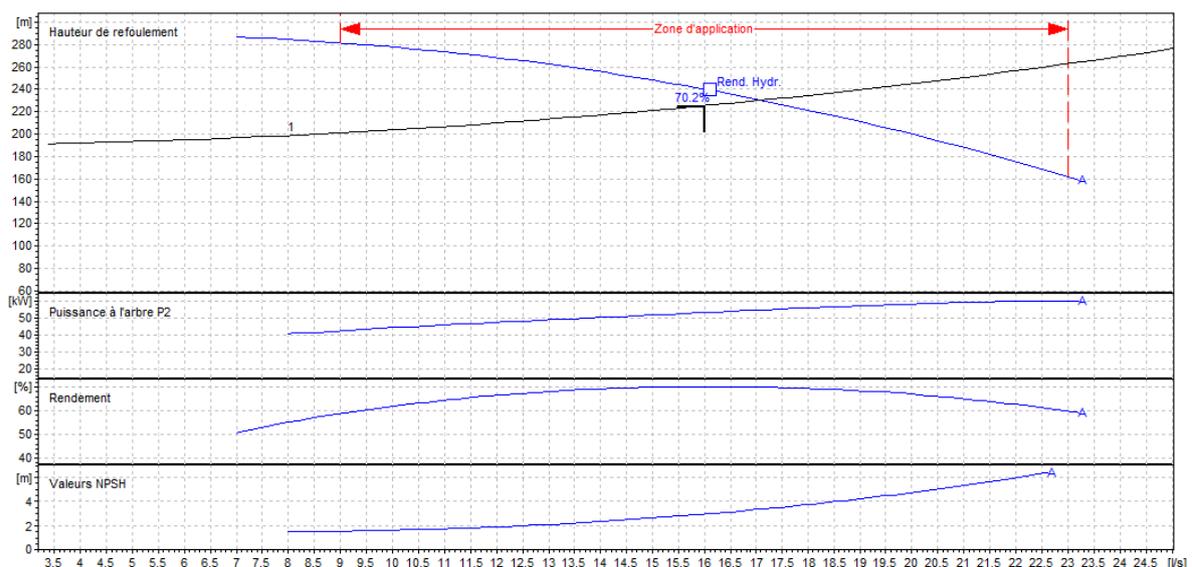


Figure (V.11) Courbes caractéristiques de la pompe SR₂-R_{Aissiou}

- **Réalisation du point de fonctionnement**

1- Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où : T = 20 \times \frac{16}{17.1} = 18,71 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0171 \times 230}{0.699} = \mathbf{57.67 \text{ KW}}$$

$$D'où : P = \mathbf{57.67 \text{ KW}}$$

2- Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 239 - 225.3 = 13.7 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.016 \times 239}{0.699}$$

$$D'où : P = \mathbf{53.8 \text{ Kw}}$$

4- Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0.88 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P (16.36 l/s, 236m)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{16}{16.36} = 2836 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.016 \times 1}{0.669}$$

D'où, **P = 52.8 Kw**

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale.

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration: $C_a = 440$ m
- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 438$ m
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 438 - 440 = -2$ m,

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 440 = 9.62 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.62 + (-2) - (0 + 0.24) = \mathbf{7.38m}$$

On a: $NPSH_d > NPSH_r$

D'où : **la pompe ne cavite pas.**

V.11.4 Station de reprise SR2 (vers **R**_{EL BIR} et **R**_{IVARADEN})

✓ Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculer : $Q = 0.0189 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 101.87$ m
- Les pertes de charge : $H_T = 27.083$ m.
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 128.95$ m

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe (16)) :

- $N = 2900$ tr/min
- $\eta = 74,2$ %
- $P = 35,6$ Kw
- $NPSH_r = 3,01$ m

- **Tracé de la courbe**

Pour ce tronçon, on trace d'abord la caractéristique de l'ensemble des conduites qui sont couplées comme suit (Voir figure (V-12)) :

- La conduite C2 avec C3 en parallèle en ajoutant les débits pour une même hauteur, on trace (C2+C3). Cette dernière sera couplée avec C1 en série, en ajoutant les hauteurs pour un même débit et on trace la courbe caractéristique du réseau (C1+C2+C3).
- On trace aussi la courbe caractéristique de la pompe Hp.

- **Solution**

Le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe H_p avec la courbe du réseau (C1+C2+C3) représente le point de fonctionnement de la pompe P (20 l/s, 130 m). Le point désiré P1 : ($Q_1 = 18,9$ l/s, $H_1 = 128,95$ m)

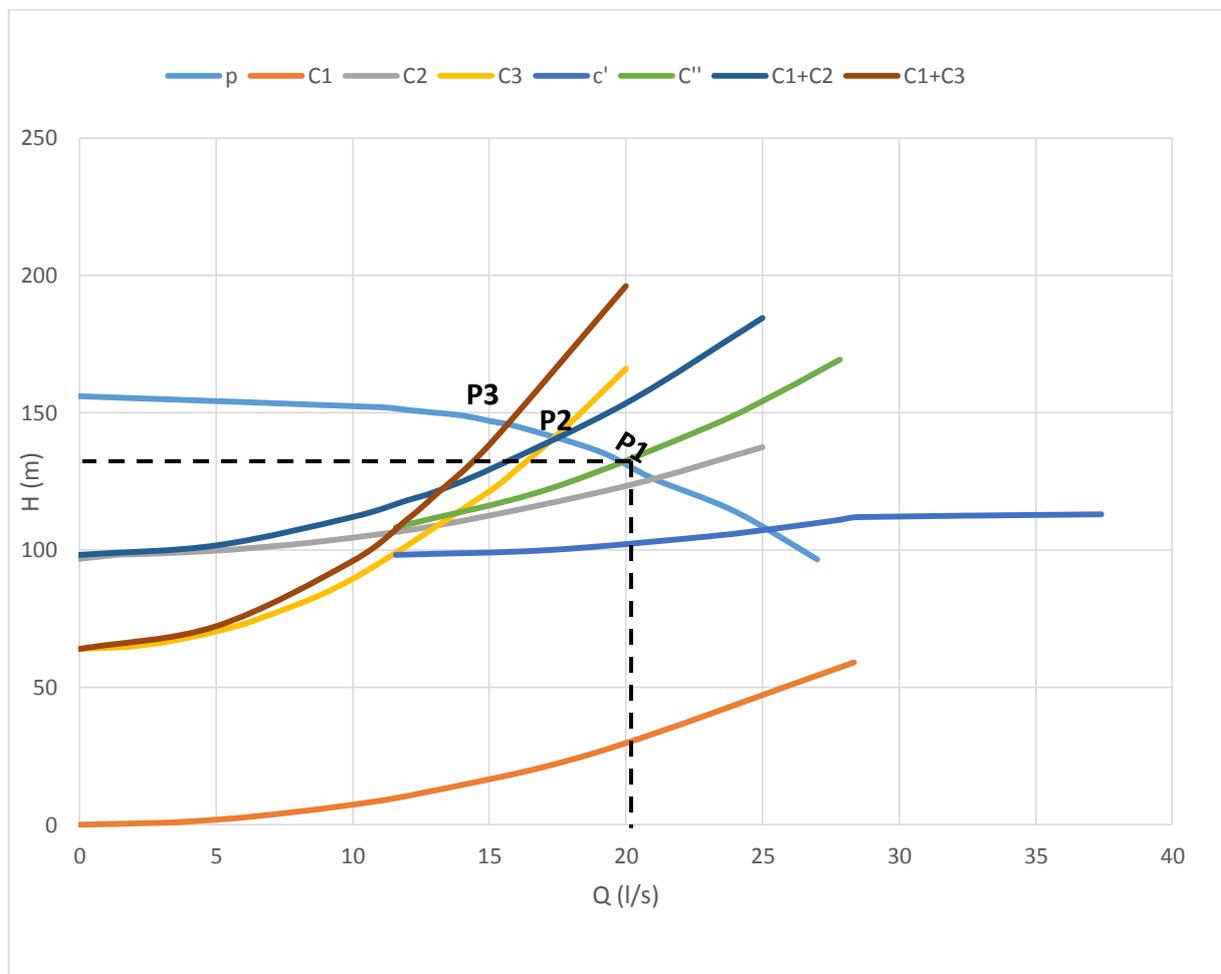


Figure (V.12): Couplage de la pompe avec le réseau

Remarque : Si l'équilibre des débits n'est pas parfait il arrivera que l'un des réservoirs sera remplis avant l'autre. Un robinet flotteur arrêtera l'écoulement et le débit augmentera dans la conduite alimentant le réservoir non encore remplis. Dans ce cas, le point de fonctionnement de la pompe n'est plus le même. Nous pouvons nous en rendre compte en supposant, par exemple

que le réservoir El-Bir soit rempli avant le réservoir Ivaraden. Si P est la caractéristique de la pompe, le point de fonctionnement se déplacera en P₃ à l'intersection de P et C₁+C₃. De même si le réservoir Ivaraden sera plein avant El-Bir, ce dernier se remplira avec un débit donné par le point de fonctionnement P₂ à l'intersection de P avec C₁+C₂ [5]

- **Réalisation du point de fonctionnement**

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons le réaliser.

1- Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où, T = 20 \times \frac{18,9}{20} = 18,9 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,020 \times 130}{0,742}$$

$$D'où, P = 34,37 \text{ Kw}$$

2- Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 138 - 128,95 = 9,05 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0189 \times 138}{0,742}$$

$$D'où, P = 34,48 \text{ Kw}$$

4- Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0,36 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (19,91 l/s, 142,7 m)

D'où :

$$N' = 2950 \times \frac{18,9}{19,91} = 2753 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0189 \times 128,95}{0,742}$$

D'où, **P = 32.22 Kw**

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration: $C_a = 440 \text{ m}$
- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 438 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 438 - 440 = -2 \text{ m}$,

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

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - 0,0016 \times 440 = 9,62 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,62 + (-2) - (0 + 0,24) = \mathbf{7,38 \text{ m}}$$

On a: $NPSH_d > NPSH_r$

D'où : **la pompe ne cavite pas**

V.12. conclusion

Le calcul effectué sur les pompes et sur les stations de pompage nous conduit à conclure que :

- Chacun des deux nouveaux forages doit être équipé d'une pompe dont les caractéristiques sont les suivantes :

P (18,9 l/s, 187m), $N=2900 \text{ tr/min}$, $\eta = 73,4 \%$ $P=47,2 \text{ Kw}$, $NPSH_r = 3,32 \text{ m}$

- Il faut doter les points de raccordements des deux forages par des vannes où des clapets anti-retour pour limiter les dégâts en cas d'arrêt de l'une des pompes.
- La station de reprise (SR1) est équipée d'une pompe à axe horizontal multicellulaire refoule vers (SR2) ces caractéristiques sont les suivantes :

P (36,8 l/s, 174m), $N=1450 \text{ tr/min}$, $\eta = 75,9 \%$, $P = 82,7 \text{ Kw}$, $NPSH_r = 1,76 \text{ m}$

- De même pour la station de reprise (SR2) est équipé de deux pompes de même type l'une refoule vers les réservoirs (El-Bir et Ivaraden), ces caractéristiques sont :

P (20 l/s, 130m), $N = 2900 \text{ tr/min}$, $\eta = 74,2 \%$, $P = 35,6 \text{ Kw}$, $NPSH_r = 3,01 \text{ m}$.

Et l'autre pompe refoule vers le réservoir Aissiou ces caractéristiques sont : P (17,1 l/s, 230m), $N=2900 \text{ tr/min}$, $\eta = 69,9 \%$, $P = 55 \text{ Kw}$, $NPSH_r = 3,42 \text{ m}$.

Chapitre VI

Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

Dans ce chapitre nous allons mentionner les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent être rencontrés et aussi les méthodes de protection des conduites le coup de bélier.

VI.2. Pose des conduites

VI.2.1. Généralités

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'être des obstacles à la circulation [5].

VI.2.2. Différentes poses de la canalisation

VI.2.2.1. Pose en terre

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 m permettant aux ouvriers d'y accéder [5].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- ✓ Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non.
- ✓ Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
 - Du gravier dans les terres ordinaires ;
 - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
 - Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger.

Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La figure (VI.1) suivante illustre une coupe transversale d'une conduite enterrée.

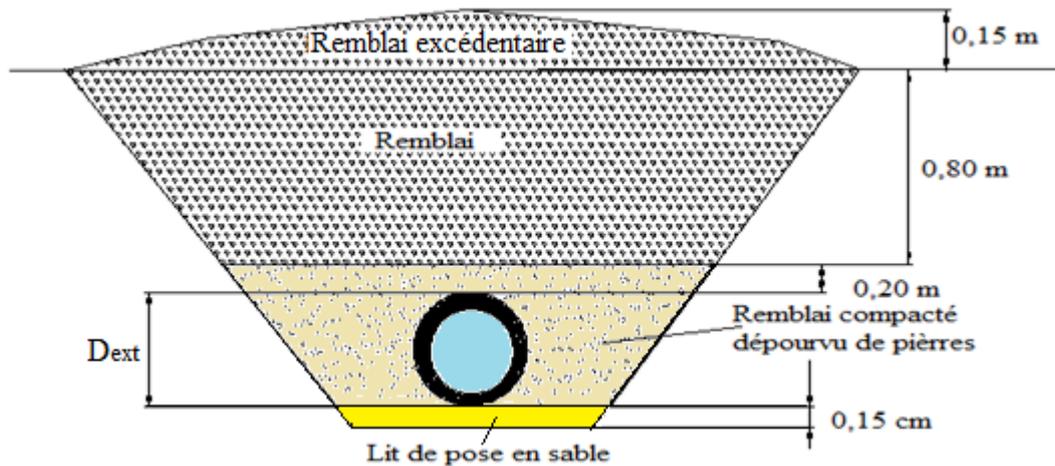


Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières

Pour le passage des oueds, la conduite peut emprunter les caniveaux qui ont été réservés sur le trottoir d'un pont s'il existe, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il est nécessaire d'établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton. La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (VI.2) suivante [5] :

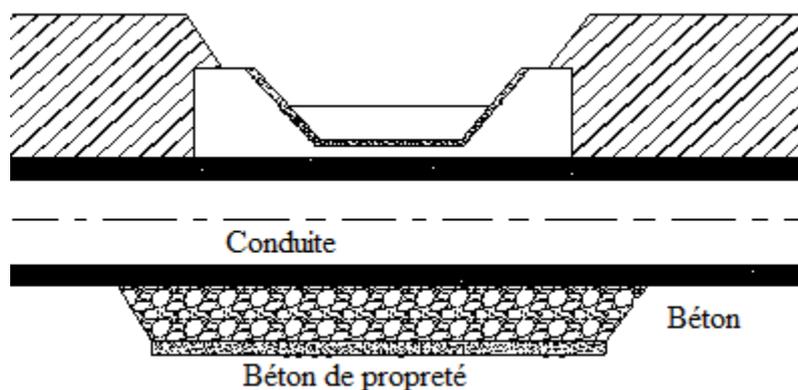


Figure (VI.2) : Traversée d'un oued ou d'une rivière

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion

VI.2.2.3. Passage d'une route

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite des fissures. La figure (VI.3) suivante représente la traversée d'une route.

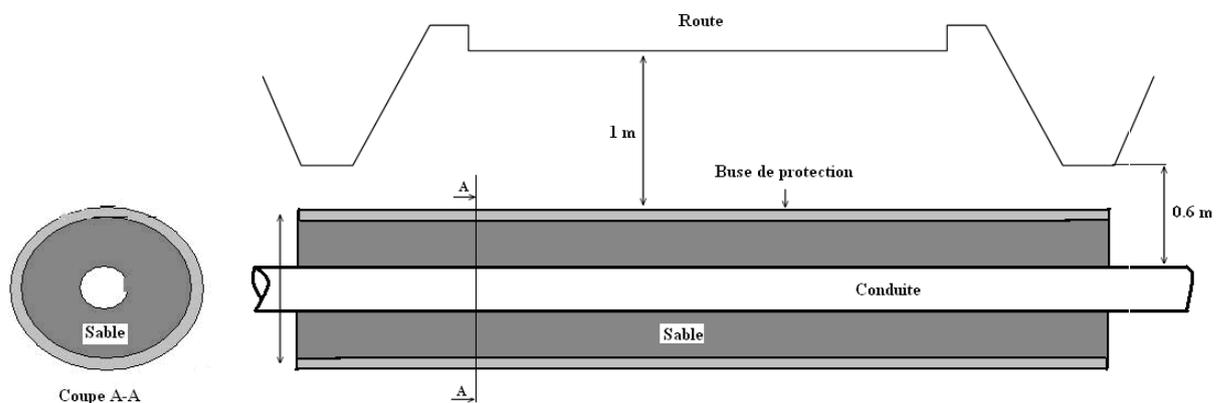


Figure (VI.3) : Traversée d'une route

VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y'a risque d'un déboitement 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 [5].

Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés 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 distingue :

- ✓ Butée sur un branchement, qui est représenté dans la figure (VI.4) ;
- ✓ Butée sur un coude horizontal, qui est représenté dans la figure (VI.5) ;
- ✓ Butée sur un coude vertical, qui est représenté dans la figure (VI.6) ;
- ✓ Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.

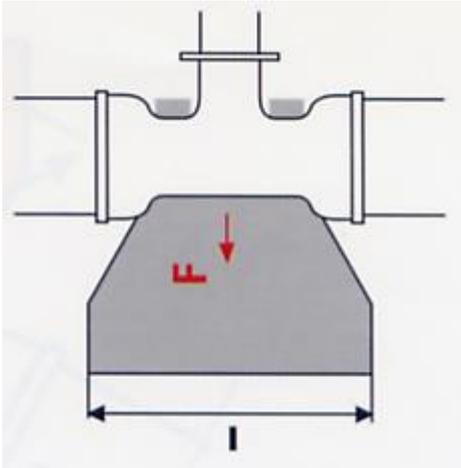


Figure (VI.4) : Butée sur un branchement

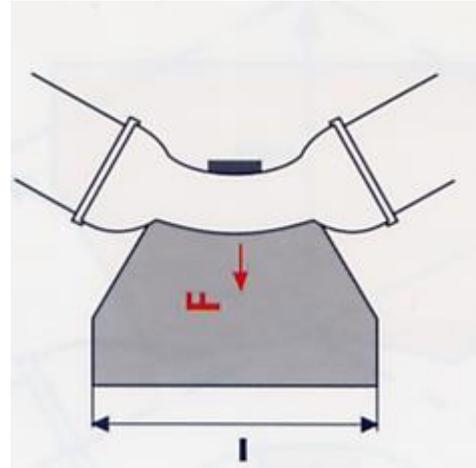


Figure (VI.5) : Butée sur un coude horizontal

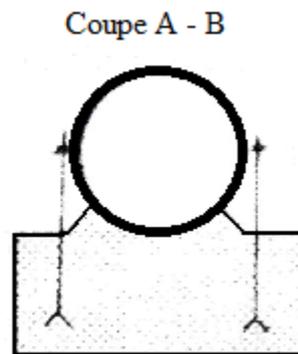
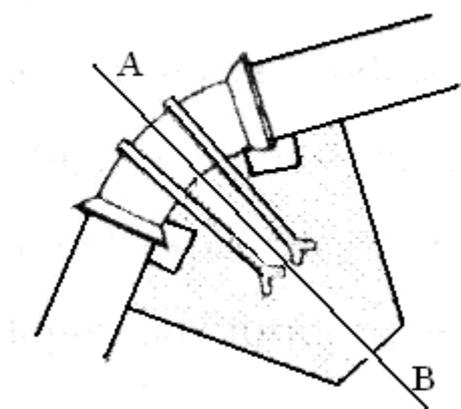


Figure (VI.6) : Butée sur un coude vertical

VI.2.2.5. Désinfection des conduites

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [5].

VI.3. Protection contre le coup de bélier

VI.3.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsque on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

VI.3.2. Causes du phénomène

- ✓ Arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- ✓ Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes ;
- ✓ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- ✓ Une variation brusque de la vitesse d'un liquide [1].

VI.3.3. Conséquences du phénomène

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

- ✓ Emission de bruit ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- ✓ Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- ✓ Eclatement de la conduite du à la surpression ;
- ✓ Ecrasement du à la dépression.

VI.3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Volant d'inertie ;
- ✓ Soupape de décharge ;
- ✓ Les ventouses ;
- ✓ Cheminée d'équilibre ;
- ✓ Les réservoirs d'air ;

- ✓ Vanne de fermeture lente.

VI.3.4.1. Le volant d'inertie

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. La figure (VI.7) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie.

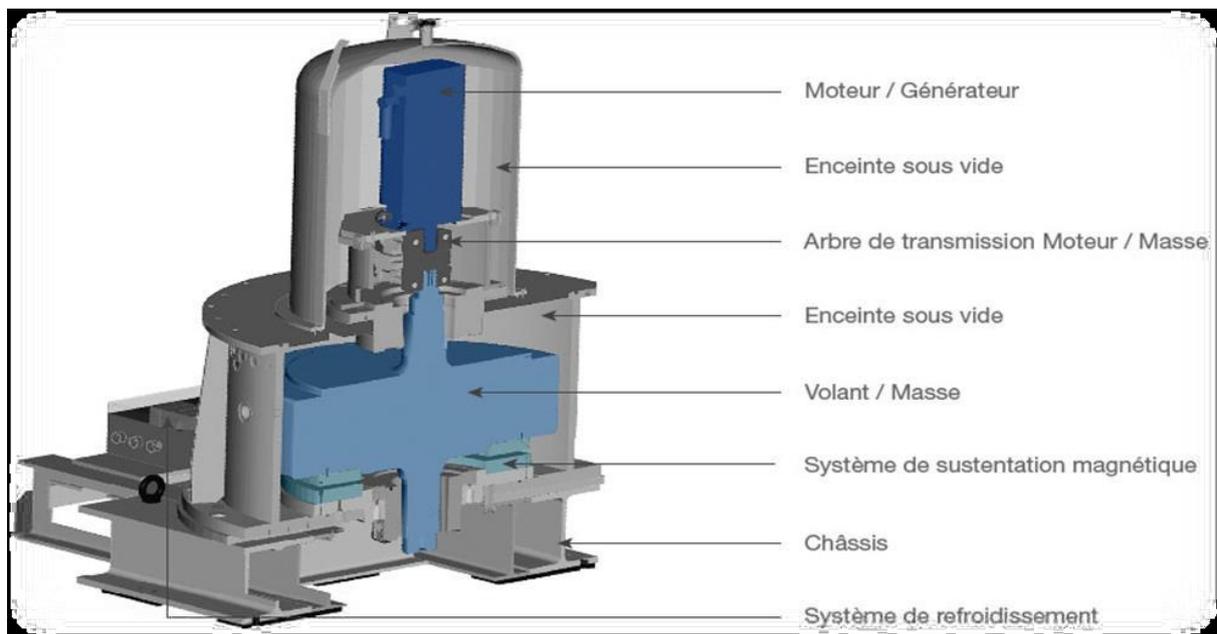


Figure (VI.7) : Schéma générale d'un volant d'inertie

Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que [1]:

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 considérable, par conséquent le système sera couteux ;
- ✓ 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'intensités de courant inadmissible ;
- ✓ Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'accède pas quelque centaines de mètres.

VI.3.4.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive. La figure (VI.8) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

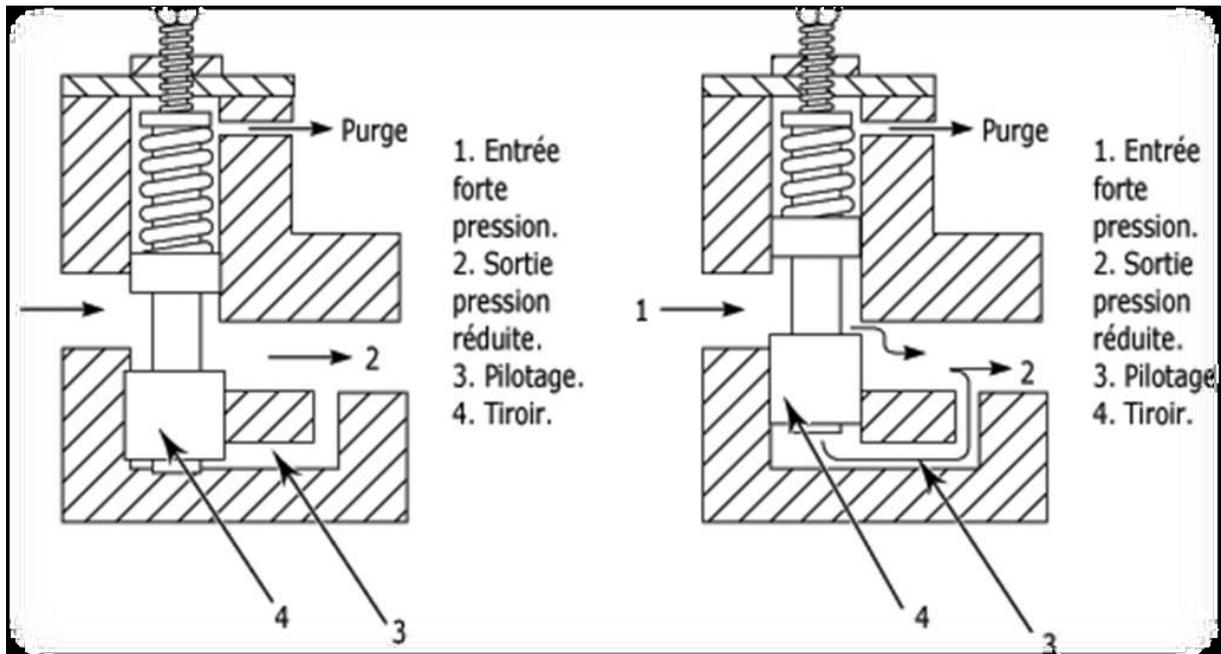


Figure (VI.8) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge

VI.3.4.3. Les ventouses

Dans la majorité des cas, les ventouses sont à double effet, elles fonctionnent comme des purgeurs automatiques : lorsqu'une poche d'air arrive, elles s'ouvrent pour l'extraire à l'extérieur, et lorsqu'une dépression se produit, elles s'ouvrent et permettent l'entrée d'air extérieur, cet air reste dans l'installation, mais le collapse de la tuyauterie a été évité.

La figure (VI.9) suivant nous représente un schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse :



Figure (VI.9) : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse

VI.3.4.4. Cheminées d'équilibre

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement [5].

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir:

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

La figure (VI.10) suivante nous représente une cheminée d'équilibre :

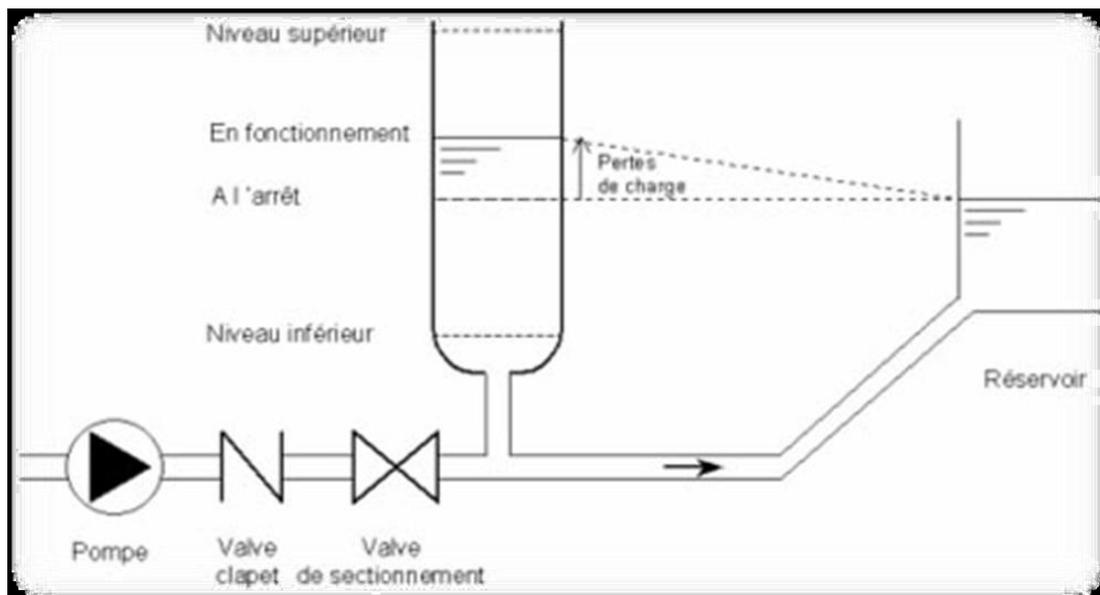


Figure (VI.10) : Cheminée d'équilibre

VI.3.4.5. Les réservoirs d'air

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau [5].

La figure (VI.11) suivante nous représente un réservoir d'air :

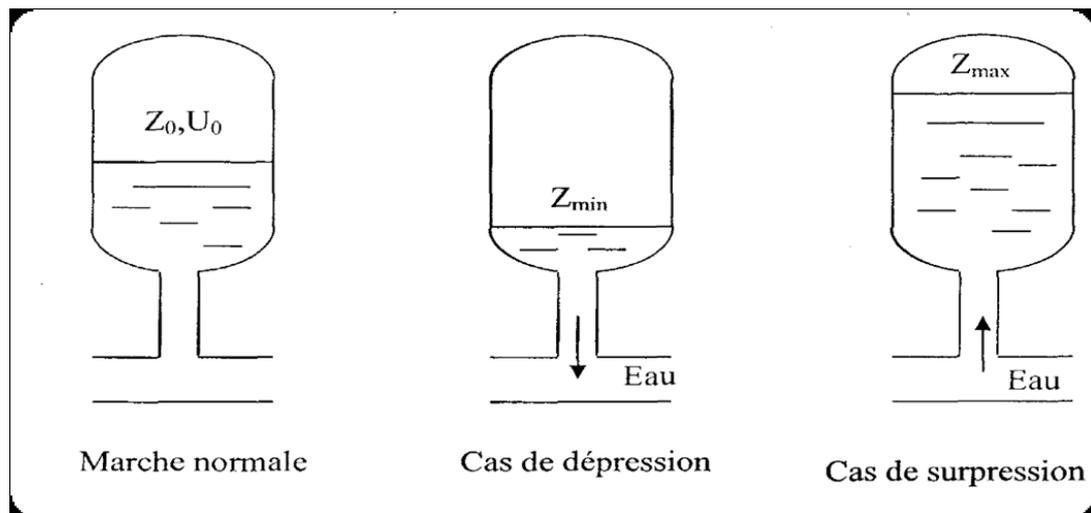


Figure (VI.11) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

VI.3.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Les avantages et les inconvénients des appareils anti-bélier sont représenté dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau (VI.1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - cout limité - entretien et réglage facile - ne consomme pas d'énergie - indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> - nécessite un entretien et un contrôle attentif - pertes considérable d'eau pendant le fonctionnement 	-utilisé comme protection contre la surpression
cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - bon fonctionnement (ne comporte pas d'organe mécanique susceptible de fonctionnement défectueux - Importante durée de vie Indépendante d'une installation électrique - pas de perte d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installations limitées - ouvrage couteux (hauteur généralement très développée, 	-utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> bon fonctionnement - bonne sécurité - pas des pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié - cout élevé 	-Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression

VI.3.6. Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions (H_S) et les dépressions (H_d) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans les différents tronçons de notre réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS) [1].

VI.3.6.1. Calcul de la célérité d'onde dans les tronçons

La célérité est la vitesse de propagation d'onde, elle dépend de la compressibilité d'eau et l'élasticité du tuyau. **ALLIEVI** a donné pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,4 + K' \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- K' : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation

Pour le PEHD \longrightarrow $K' = 83$

VI.3.6.2. Valeur numérique du coup de bélier

A) Cas d'une fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T_f [2]:

$$T_f < \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

Avec : $\frac{2L}{a}$ le temps d'aller et retour de l'onde

- ✓ La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$B = \frac{a \times V}{g} \quad (\text{VI.2})$$

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite H_0 , tels que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.3})$$

- ✓ La valeur maximale de la surpression est :

$$H_S = H_0 + B \quad (\text{VI.4})$$

- ✓ La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement(m) ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite (m) ;
- H_s : Valeur de la surpression (m) ;
- H_d : Valeur de la dépression (m).

B) Cas d'une fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f [2]:

$$T_f > \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.6})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V}{T} \quad (\text{VI.7})$$

Remarque :

Comme la valeur du coup de bélier est plus importante au cas de fermeture brusque de la vanne, nos calculs seront limités à ce cas .Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.2): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon		F1-R1	F2-R1	B-SR ₁	SR ₁ -SR ₂	SR ₂ -R _{ASSIOU}	SR ₂ - D
Caractéristiques de la conduite	D (mm)	194.2	194.2	204.6	194.2	124.2	130.8
	e (mm)	27.9	27.9	22.70	27.9	17.9	14.6
	V (m/s)	0.733	0.733	0.73	1.18	1.32	1.38
H_g		166	166	136	164	190	33
H₀=H_g+10 (m)		176	176	146	174	100	43
Célérité'' a''(m/s)		395.67	395.67	350.80	395.67	395.25	351.8
Valeur du coup de bélier 'B'(m)		29.56	29.56	26.10	47.59	53.18	49.49
Dépression 'H_d' (m)		146.44	146.44	119.90	126.41	46.82	-6.49
Surpression 'H_s' (m)		205.56	205.56	172.1	221.59	153.18	92.49
Pression de service 'PNS'(m)		200	200	160	200	200	160

Interprétation des calculs

Le calcul des valeurs de la surpression et la dépression montrent qu'une protection est nécessaire, pour les tronçons (B-SR₁) et (SR₁-SR₂) notre choix se porte sur le réservoir d'air comprimé vue sa double protection.

D'autre part pour le tronçon (SR₂ – el bir et Ivaraden) la vérification graphique montre que la ligne piézométrique coupe le terrain naturel au point D ce qui engendre une dépression. Donc une protection anti bélier est nécessaire. Pour le tronçon (1) nous avons opté pour le réservoir

d'air comprimé. Pour assurer la protection le tronçon (2) on place une cheminée d'équilibre Figure (VI.12).

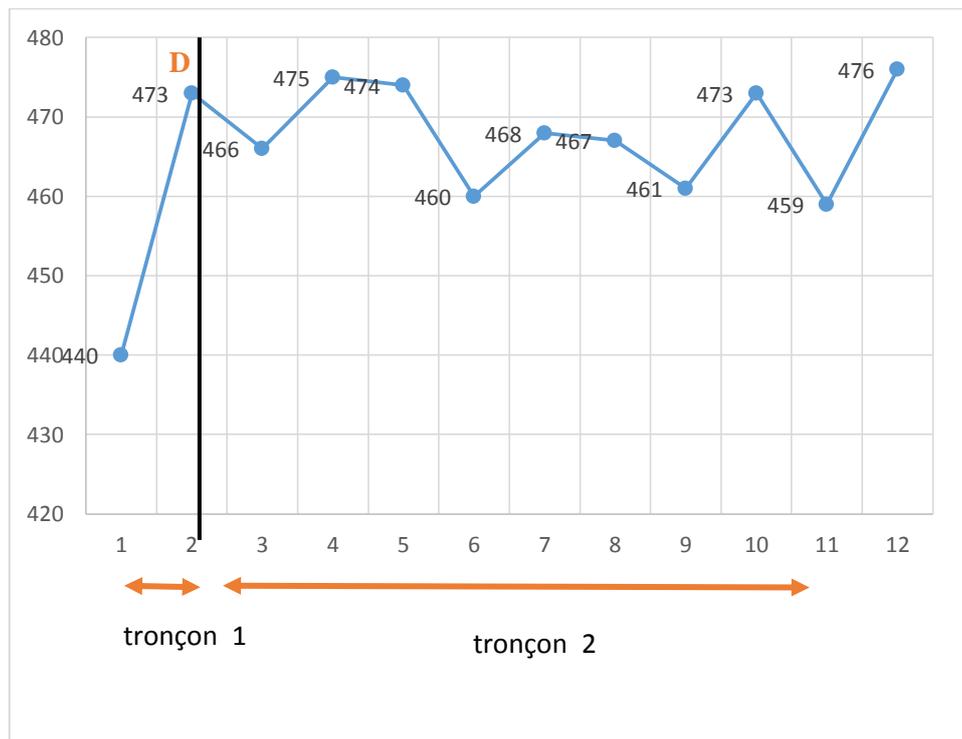


Figure (VI.12) : Allure de terrain naturel tronçon SR₂ vers R_{El Bir}

VI.3.7. 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.3.7.1. Principe de fonctionnement

C'est un réservoir cylindrique fermé contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et dans la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé réservoir d'air ou réservoir hydropneumatique. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent.

Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé [5].

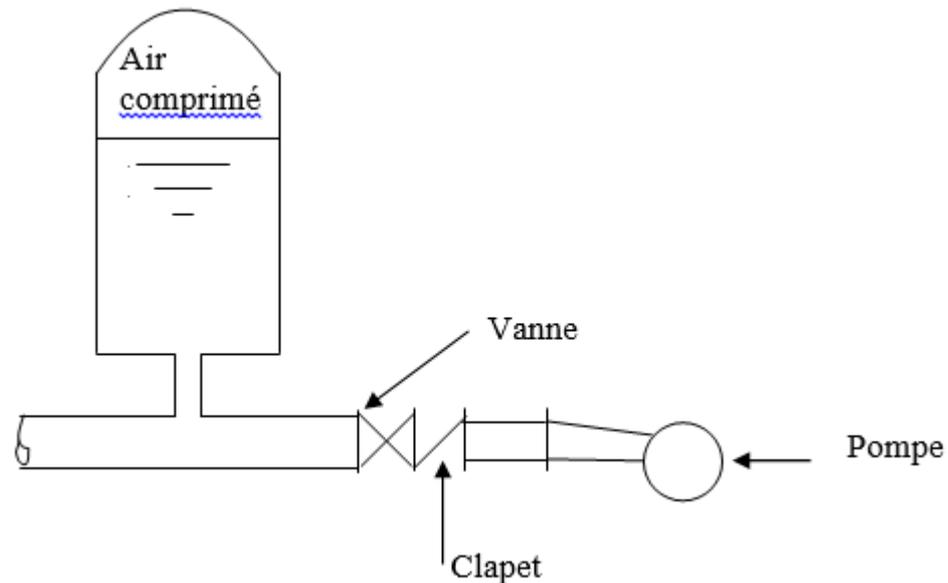


Figure (VI.13) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier)

Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression dans la conduite au point de raccordement. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

VI.3.7.2. Principe de calcul

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 a priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement [5] :

- ✓ 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

$$\Delta t = \frac{2 \times L}{a}, \text{ en prenant } \frac{L}{a} \text{ comme unité de temps :}$$

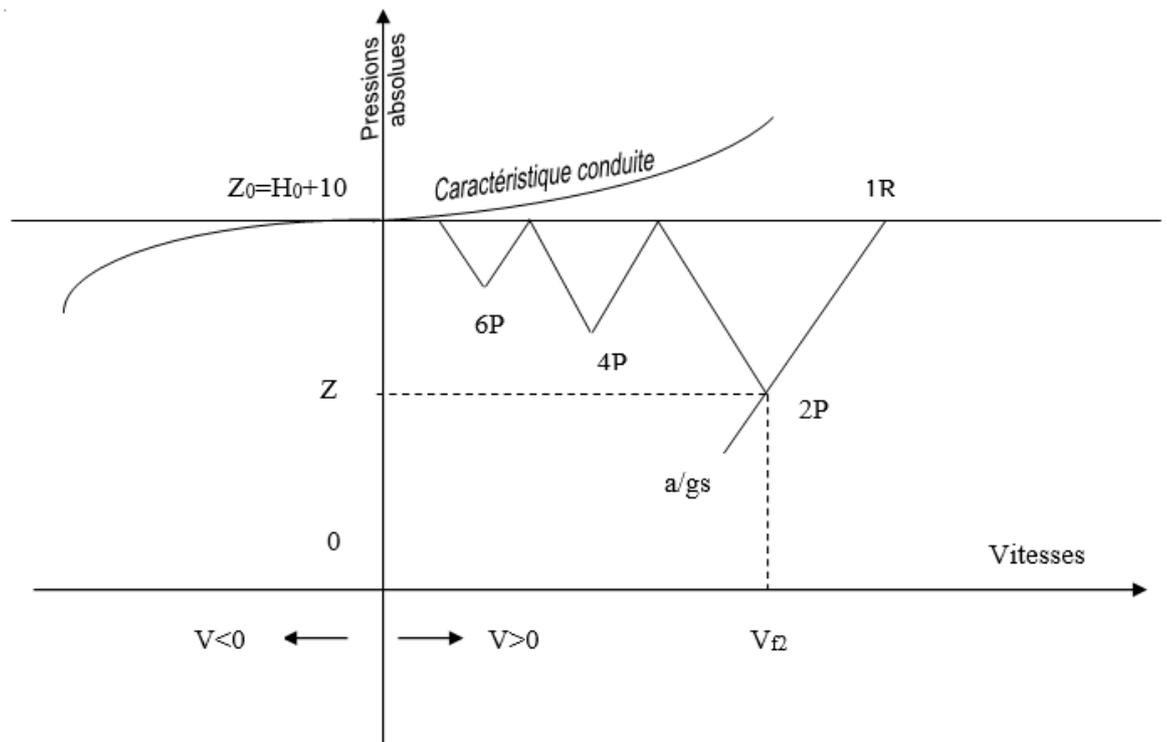


Figure (VI.14) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.

VI.3.7.3. 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

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (\text{VI.8})$$

Où ;

- H_g : hauteur géométrique,
- Z_0 : pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite (a/g_s) et $(-a/g_s)$ 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_s) en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

• **Principe de calcul du réservoir d'air**

1- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = \frac{2 \times L}{a}$

2- L'augmentation ou la diminution (ΔU) de ce volume est due à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire.

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (\text{VI.9})$$

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.

3- le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{VI.10})$$

Où :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
- Z_0 : Pression absolue,
- U_0 : Volume d'air initial,
- V : Volume nouveau de l'air,
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

• **Cas de la montée de l'eau**

A la montée de l'eau, On a un coefficient de débit de 0.92

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K \quad (\text{VI.11})$$

Ou :

- V_1 = Vitesse dans la tuyère,
- V_f = Vitesse finale choisie,
- D : Diamètre de la conduite,
- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

- $d' = 0.92 d$ (VI.12)
- d : sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20} \quad (\text{VI.13})$$

• **Cas de la descente de l'eau**

La tuyère agit comme un ajutage borda avec un coefficient de 0.5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 \quad (\text{VI.14})$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère,
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite

6- calcul des pertes de charge

- **Cas de la montée de l'eau**

$$\Delta h_1 = C \times (V^2/2g) \quad (\text{VI.15})$$

$$C = f(m)$$

Avec :

$$m = (0.92.d)^2/D^2 \quad (\text{VI.16})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Voir annexe (8)).

- **Cas de la descente de l'eau**

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2/2g) \quad (\text{VI.17})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 1/2 \times (d/D)^2 \quad (\text{VI.18})$$

La valeur de « C' » est lue sur l'abaque (Voir annexe (8)).

- Perte de charge : δ donnée par la formule de Coolebrock

- Pour le PEHD :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{VI.19})$$

- Pour l'acier :

$$\delta = 1.15 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{VI.20})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge:

$$\text{➤ Cas de la montée : } Z - \Delta h_1 - \delta \quad (\text{VI.21})$$

$$\text{Cas de la montée : } Z' + \Delta h_2 + \delta \quad (\text{VI.22})$$

VI.3.8. Application du calcul pour les différents tronçons**VI.3.8.1. Tronçon B-SR₁**

Le calcul des pertes de charge dans la tuyère pour le tronçon B-SR₁ est représenté dans le tableau (VI.3) qui suit :

Tableau (VI.3) : Calcul des pertes de charge dans la tuyère

Cas de la montée	
d _{tb} (m)	0.1023
d _t (m)	0.054
k	16.96
d' (m)	0.05
m	0.24
c	0.57
K _{pd} (entree)	31.5
Cas de descente	
m'	0.14
c'	0.75
k'	28.71
K _{pd} (sortie)	0.36

Concernant les forages, on optera pour un seul réservoir d'air, car on l'a choisi pour le cas le plus défavorable le tronçon **B-SR₁**.

Les calculs de réservoir d'air par la méthode de BERGERON sont donnés dans le tableau (VI.4) suivant :

Tableau (VI.4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon B-SR₁

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,25 m	Vitesse	0,733758 m/s	Volume U ₀	1 m ³
Débit	0,036 m ³ /s	Section	0,0490625 m ²	K PDC entr	31,1 Vf ²
H géomet	136 m	Célérité a	319,12298 m/s	K PDC sort	8,36 Vf ²
Long. Cond	2550 m	B	23,869422 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	159,86942 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0227 m	Hmin	112,13058 m	pres. air Z	
C Haz Will	70	periode θ	15,9813 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	146 m	Surpression	
Umax	1,259504 m ³	PDC δ	18,888866 m	Dépression	
Umin	1 m ³	a/g	32,530375 s		

temps	ΔU	U	Z	$\Delta h_1 ; \Delta h_2$	Z- Δh ; Z+ Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1	164,88887	0	164,88887	18,888866	146	0,733758	0	0	
15,9813	0,259504	1,259504	119,3746	0,1604509	119,53505	0,2553012	119,79036	-0,0719396	0,3309652	-0,0718275	-0,0001121
31,962599	-0,1881503	1,0713537	149,72189	5,1794982	154,90138	6,3728885	161,27427	-0,4080984	-0,2399624	-0,4080972	-1,173E-06
47,943899	-0,0415419	1,0298118	158,24512	0,7631424	157,48198	3,6520085	153,82997	0,3021376	-0,0529816	0,302134	3,569E-06
63,925198	0,1480194	1,1778312	131,12185	0,0475616	131,07429	0,2794977	130,79479	0,0754192	0,1887803	0,0754267	-7,49E-06
79,906498	-0,0782695	1,0995617	144,37231	2,3531814	146,72549	3,0694377	149,79493	-0,2753385	-0,099823	-0,2750727	-0,0002658
95,887798	-0,0592708	1,0402909	156,01796	0,1283106	155,88965	0,7006324	155,18902	0,1237946	-0,0755925	0,1238877	-9,307E-05
111,8691	0,0973	1,1375909	137,66096	0,1291668	137,5318	0,7049606	136,82683	0,1242821	0,124094	0,1243004	-1,83E-05
127,8504	-0,02618	1,1114109	142,22201	1,1354973	143,35751	1,5631773	144,92069	-0,1908842	-0,0333893	-0,191079	0,0001947
143,8317	-0,062999	1,0484119	154,32867	0,0077179	154,32096	0,0518875	154,26907	0,0301325	-0,0803474	0,0303841	-0,0002516
159,813	0,06408	1,1124919	142,02858	0,1480314	141,88055	0,7998095	141,08074	0,1331073	0,0817261	0,133068	3,929E-05
175,7943	0,0036232	1,116115	141,38352	0,4768543	141,86038	0,6999888	142,56036	-0,1238492	0,0046209	-0,1238262	-2,301E-05
191,7756	-0,0590004	1,0571146	152,55289	0,0221198	152,57501	0,0407543	152,61576	-0,0262135	-0,0752477	-0,0266692	0,0004557
207,75689	0,0383943	1,0955089	145,12059	0,129798	144,99079	0,7081497	144,28264	0,1243658	0,0489672	0,1246037	-0,0002378
223,73819	0,0222807	1,1177896	141,08707	0,1428401	141,22991	0,2292436	141,45916	-0,0680144	0,0284162	-0,0677712	-0,0002432

L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (VI.15)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

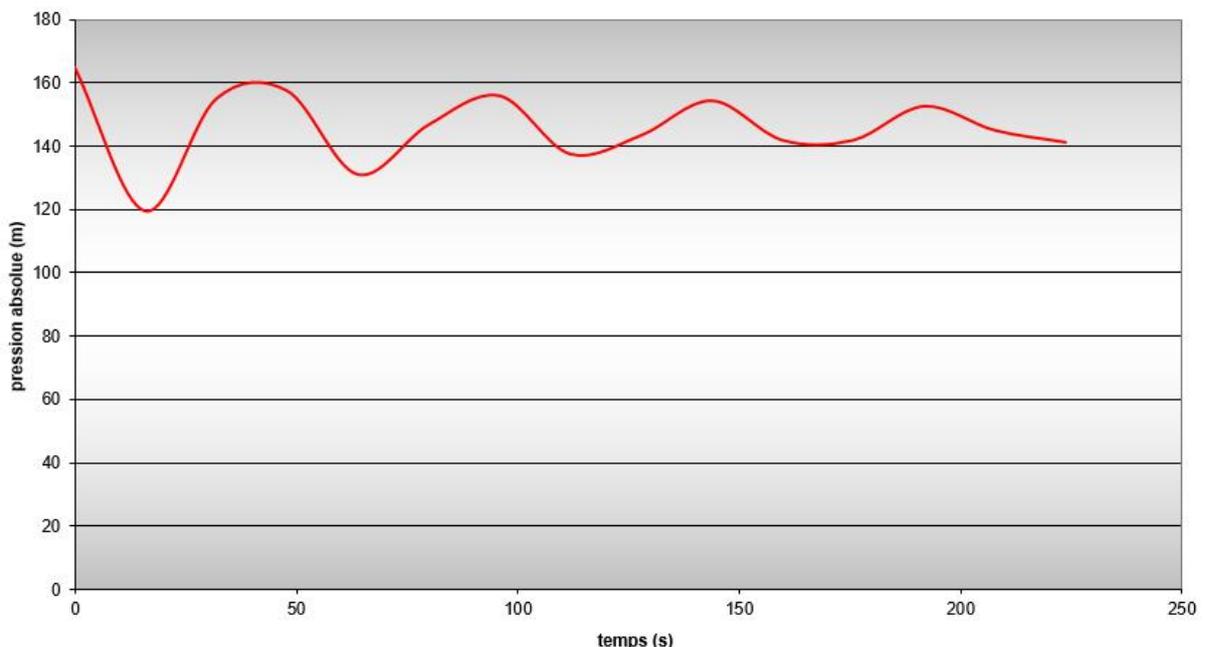


Figure (VI.15) : Enveloppe des pressions absolue en fonction du temps pour le tronçon B-SR₁

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $H_0=146$ m, correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale figure (VI.16)

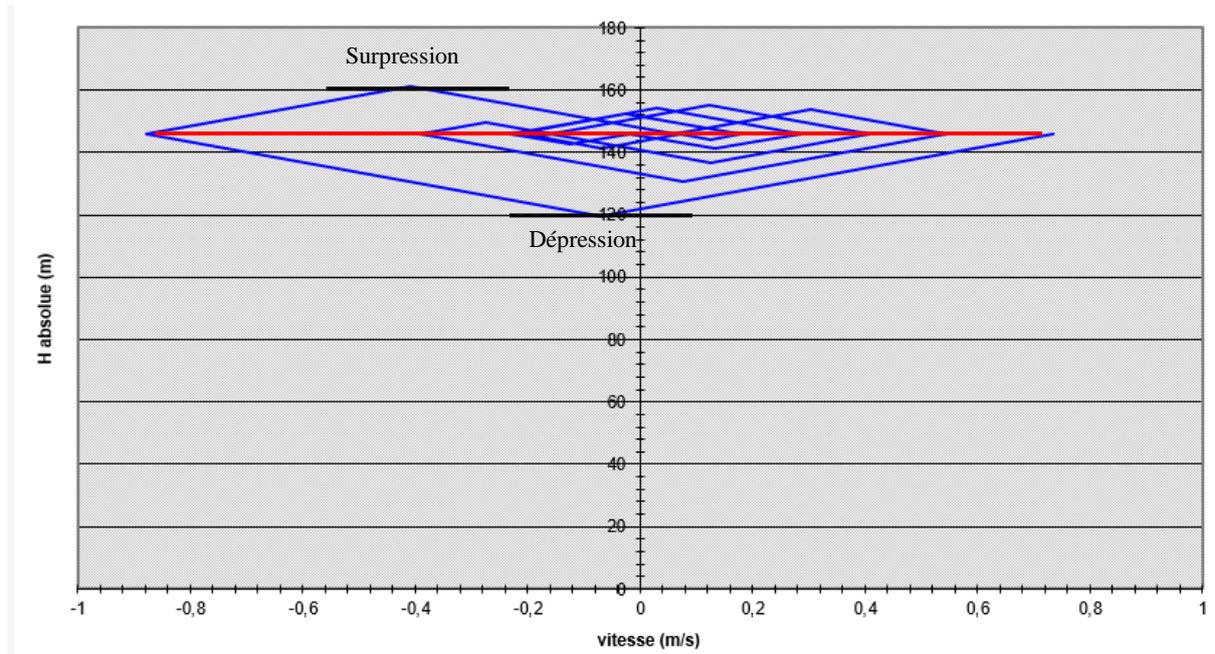


Figure (VI.16) : Epure de BERGERON pour le tronçon B-SR₁

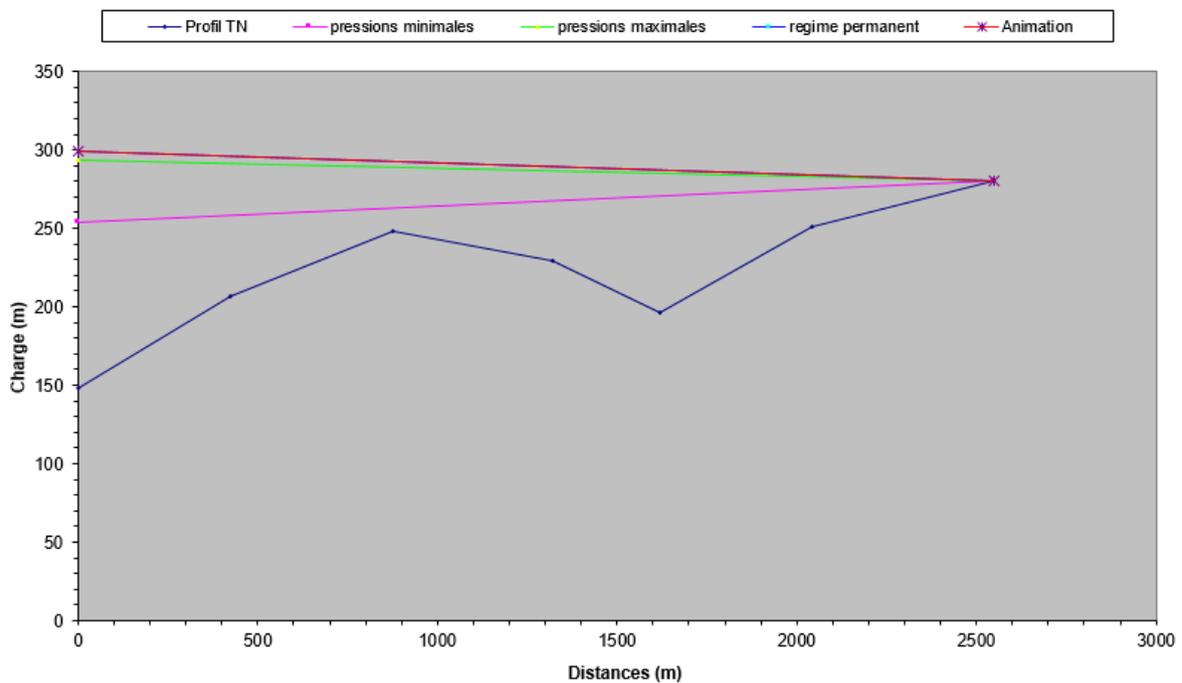


Figure (VI.17) : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon B-SR₁

• Interprétation des résultats

D'après le tableau (VI.4) et l'épure caractéristique du tronçon figure (VI.16) on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **161.27 m**
- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **1.26 m**
- Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **1 m**

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir du tableau (VI.4), on a le volume maximal d'air est de **1.26 m**. par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon **B-SR₁**, tel que :

$$V_t = 1.2 \times U_{\max}$$

D ou : $V_t = 1,2 \times 1,26 = \mathbf{1.512 \text{ m}^3}$

On optera alors pour un réservoir de **1.5 m³ (1500 l)**

VI.3.8.2. Tronçon SR₁-SR₂

Le calcul des pertes de charge dans la tuyère pour le tronçon SR₁-SR₂ est représenté dans le tableau (VI.5) qui suit :

Tableau (VI.5) : Calcul des pertes de charge dans la tuyère

Cas de la montée	
d _{tb} (m)	0.971
d _t (m)	0.05
k	17.82
d' (m)	0.046
m	0.22
c	0.62
K _{pd} (entree)	38.04
Cas de descente	
m'	0.13
c'	0.82
k'	30.17
K _{pd} (sortie)	10.03

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR₁ - SR₂ en utilisant la méthode de BERGERON sont donnés (voir annexe(14)). Et l'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.19):

L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (VI.18)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

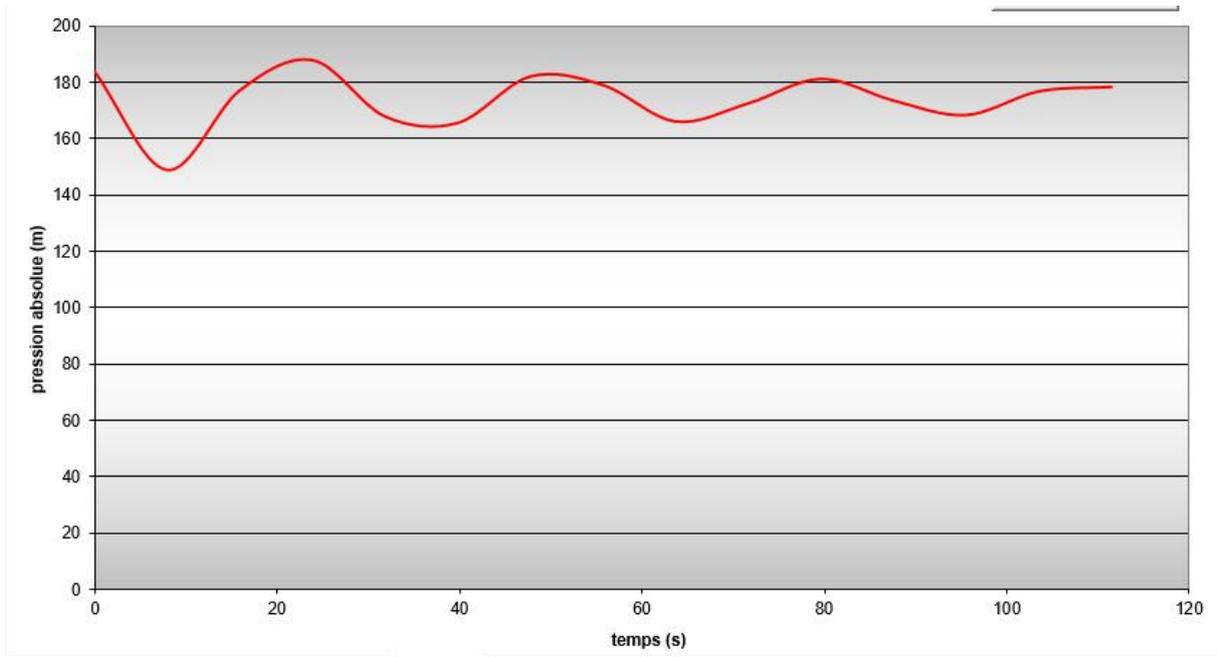


Figure (VI.18) : Enveloppe des pressions absolue en fonction du temps pour le tronçon SR₁-SR₂

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $H_0=174$ m, correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale figure (VI.19)

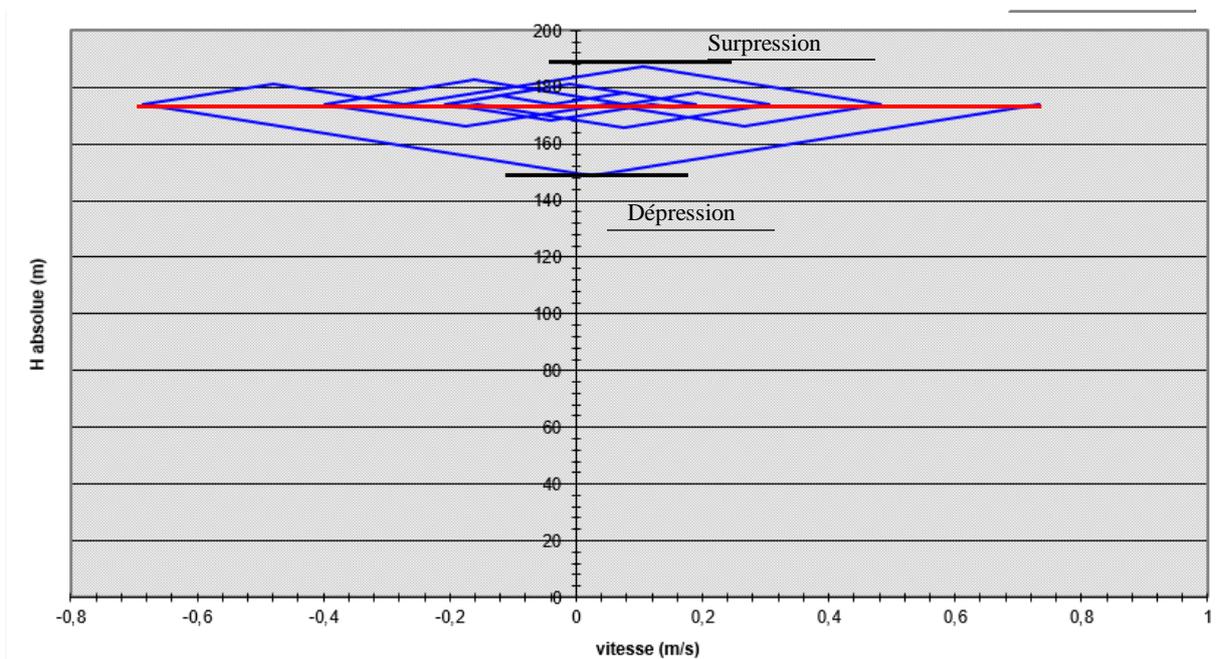


Figure (VI.19) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR₁-SR₂

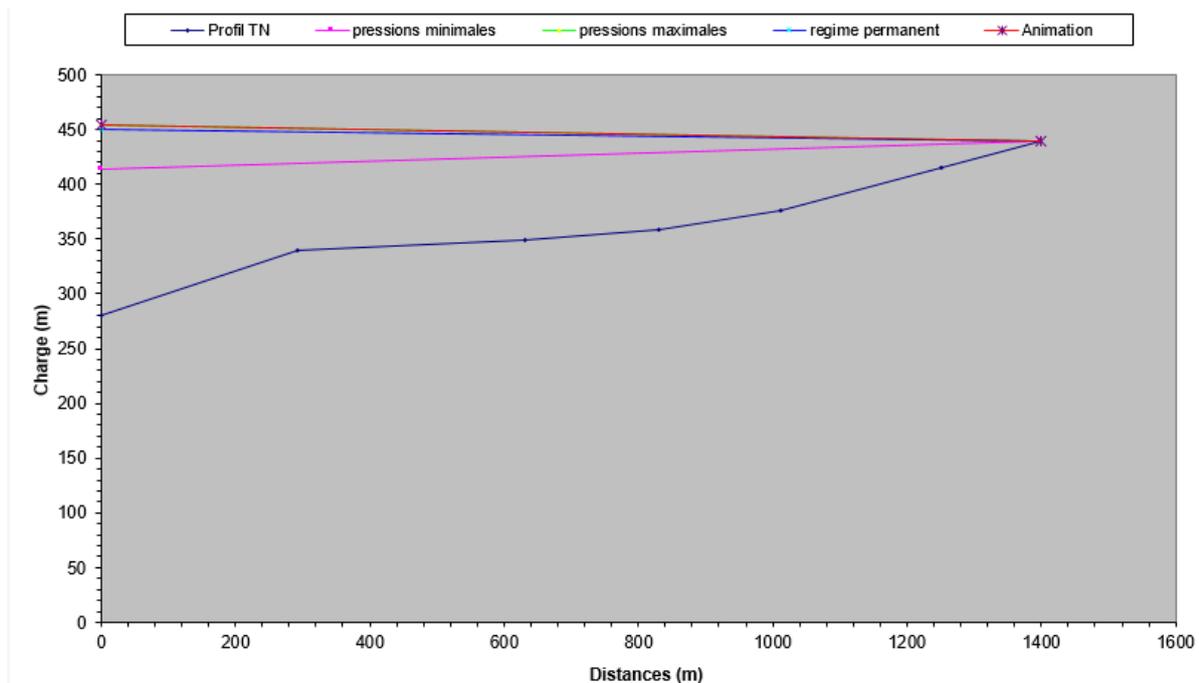


Figure (VI.20) : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR₁-SR₂

- **Interprétation des résultats**

D'après le calcul du réservoir d'air (voir annexe (14)) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (VI.19)) on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **187.54 m**
- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **1.47 m**
- Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.88 m**

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

Le volume maximal d'air est de **1.047 m**. par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti béliers pour le tronçon SR₁-SR₂, tel que :

$$V_t = 1.2 \times U_{\max}$$

D ou : $V_t = 1,2 \times 1.047 = \mathbf{1.26 \text{ m}^3}$

On optera alors pour un réservoir de **1,5 m³ (1500 l)**

VI.3.8.3. Tronçon SR₂-D

Le calcul des pertes de charge dans la tuyère pour le tronçon SR₂-D est représenté dans le tableau (VI.6) qui suit :

Tableau (VI.6) : Calcul des pertes de charge dans la tuyère

Cas de la montée	
d_{tb} (m)	0.0654
d_t (m)	0,017
k	17.48
d' (m)	0.0156
m	0.056
c	0.9
Kpdc (entree)	41.05
Cas de descente	
m'	0.033
c'	0.92
k'	29.59
Kpdc (sortie)	14.32

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR₂-D en utilisant la méthode de BERGERON sont donnés (voir annexe(15)). Et l'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.22):

L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (V.21)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

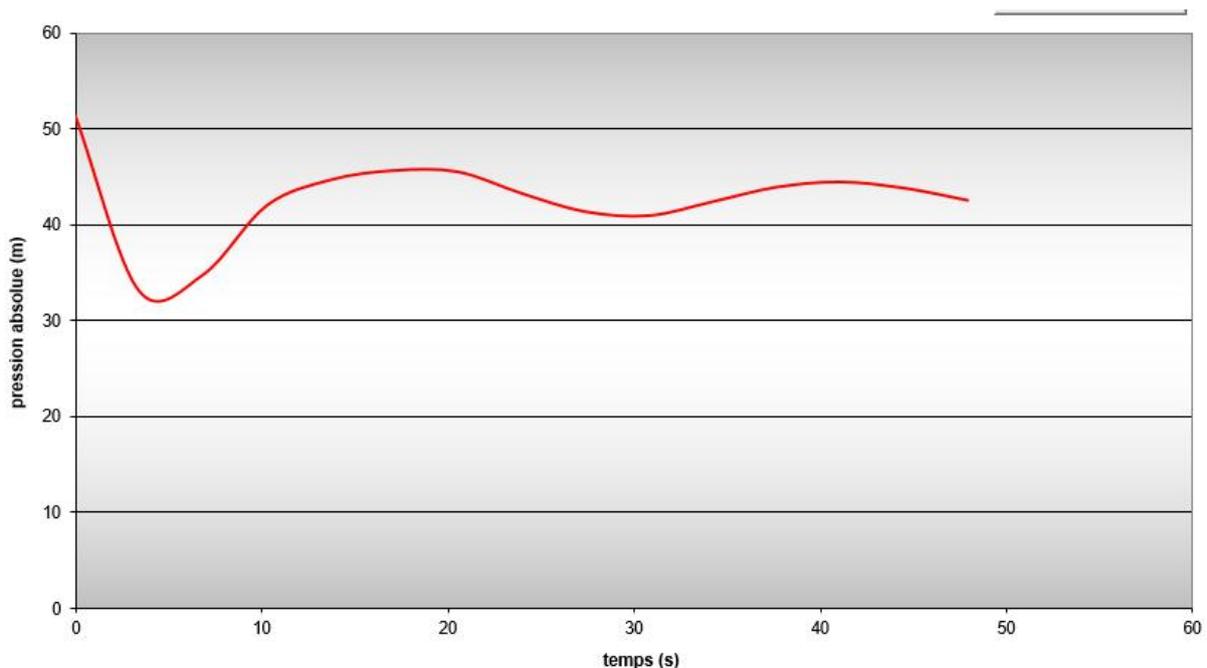


Figure (VI.21) : Enveloppe des pressions absolues en fonction du temps pour le tronçon SR₂-D

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $H_0=43$ m, correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale figure (VI.22)

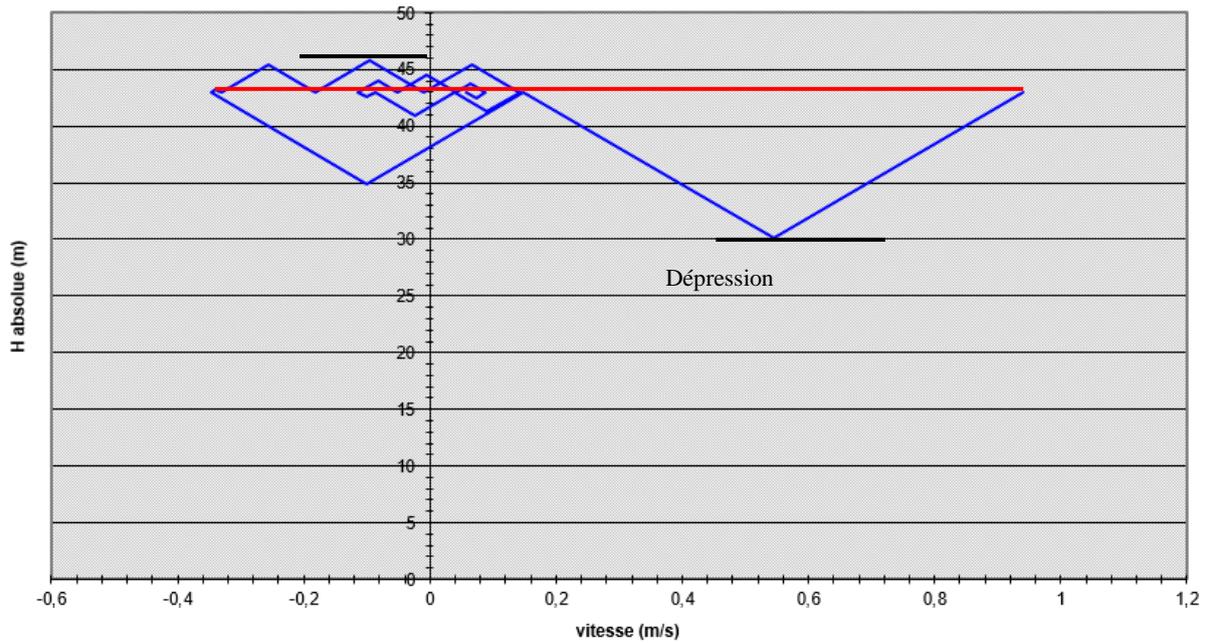


Figure (VI.22) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR₂ – D

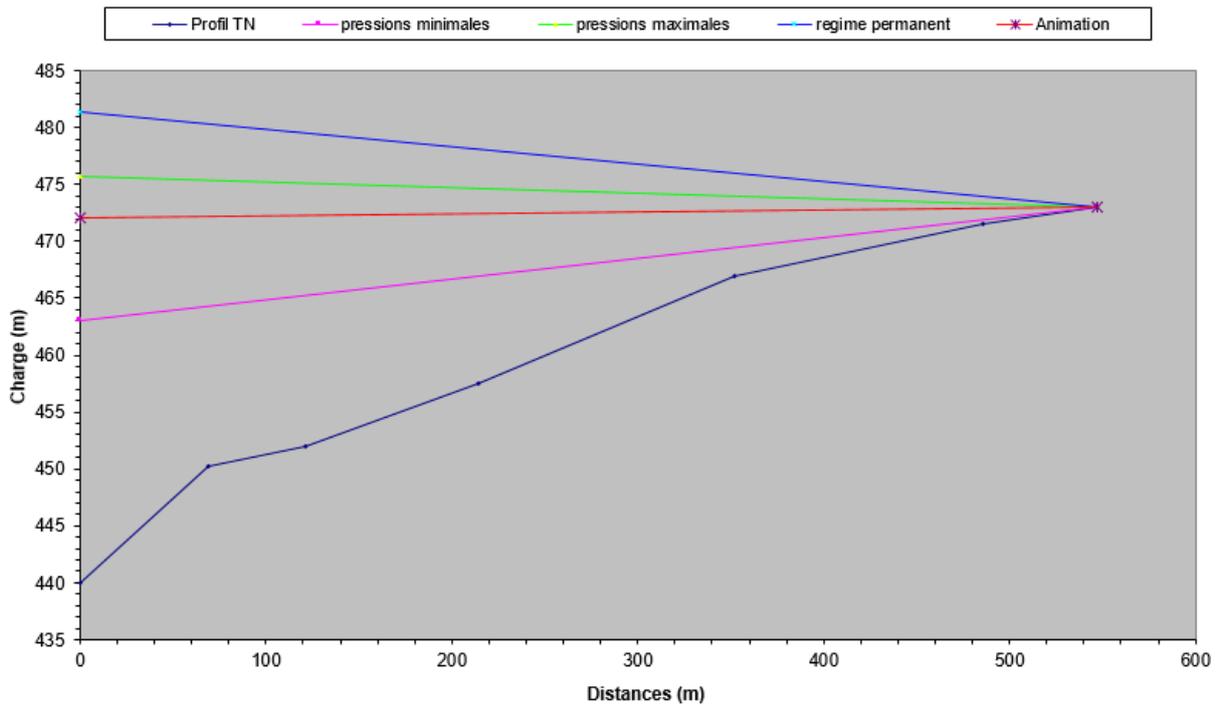


Figure (VI.23) : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR₂ – D

- **Interprétation des résultats**

D'après le calcul du réservoir d'air (voir annexe(15)) et l'épure caractéristique du tronçon (figure (VI.23)) on déduit que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **45.79 m**
- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.27 m**
- Le volume d'air à la fin de cette suppression est de **0.2 m**

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

Le volume maximal d'aire est de **0.27 m**. par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti béliet pour le tronçon SR₂- point D, tel que :

$$V_t = 1.2 \times U_{\max}$$

D ou : $V_t = 1,2 \times 0.27 = \mathbf{0.324 \text{ m}^3}$

On optera alors pour un réservoir de **0.35 m³ (350 l)**

VI.3.8.4. Conduite gravitaire

Pour la conduite gravitaire nous utiliserons une vanne à fermeture lente.

Dans le cas d'une fermeture lente :

$$T > \frac{2 \times L}{a}$$

La valeur de coup de béliet est caractérisée pas un temps de fermeture supérieure au retour d'onde.

Elle est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t}$$

Tableau (VI.7) : Calcul du temps de fermeture de la vanne

Tronçon	L (m)	V ₀ (m/s)	T(s)	a (m/s)	t(s)	B	H ₀	H _S	H _d	PN (m)
R _{EI -Bir -} R _{Thakhrivth}	3349.87	1.45	4.7	1423.78	10	99	259.23	358.23	160.23	400

On remarque que pour le ce tronçon le coup de béliet est atténué

VI.9 Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre nous conduit à conclure qu'il faut placer :

- un réservoir d'air comprimé d'une capacité de **1.5 m³** pour chacun des deux tronçons (**B-SR₁**), et (**SR₁-SR₂**)
- Un réservoir d'air comprimé d'une capacité de **0.35 m³** pour le tronçon (**SR₂- point D**)
- Une cheminée d'équilibre pour protéger le tronçon 2.

Conclusion générale

Conclusion générale

Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre les problèmes liés à l'approvisionnement en eau potable de la commune de MAATKAS, où il s'est avéré nécessaire de renforcer l'alimentation par la réalisation de deux forages qui vont alimenter les villages les plus touchés.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **9976.91 m³/j** soit **115.47 l/s** ; sont bien loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui est de **6000 m³/j**, soit de **69 l/s**. Par conséquent, on a un déficit de **46.47 l/s**.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de réaliser deux forages d'un débit total de **36 l/s** qui satisfait les besoins de la nouvelle chaîne composée de dix villages qui souffrent d'un manque exorbitant en eau.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement par refoulement et gravitaire, nous avons déterminé les volumes des réservoirs et ceux des deux stations de reprises.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement et gravitaire, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, comme on a opté pour le PEHD dans les cas de refoulement et la fonte ductile dans le cas gravitaire.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été réalisé par le catalogue CAPRARI.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons d'adduction par refoulement (B-SR₁), (SR₁-SR₂) et (SR₂-D) sont menacés par le coup de bélier. De ce fait, afin de les protéger on a proposé d'installer un réservoir d'air et une cheminée d'équilibre. Quant au tronçon d'adduction gravitaire on a proposé l'utilisation d'une vanne à fermeture lente.

Enfin, il est à signaler que pour assurer le bon fonctionnement du réseau et sa durabilité dans le temps, la bonne gestion et l'entretien périodique sont nécessaires.

A la lumière de ce travail et par le biais de cette conclusion, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] : **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.**, " Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemounte El Djedid à partir de takhoukht (wilaya de Tizi Ouzou) ", *mémoire de fin d'étude*, ingéniorat, Université Abderahmane Mira de Bejaia, Algerie, 129 pages, 2007.

[2] : **Bonnin, J.**, "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance", Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, *Edition Eyrolles*, 216 pages, 1977.

[3] : **Bonvin, J.**, "Hydraulique urbaine", Tome I: Captage – Réseaux d'adduction – Réservoirs – Réseaux de distribution – Equipement – Pompes – Petites centrales hydrauliques". Version 2005.

[4] : Direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi Ouzou.

[5] : **Dupont, A.**," Hydraulique Urbaine ", Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 pages, 1979.

[6] : **HAMANI, s et YAHIAOUI, S.**, " Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'El Ouricia(Wilaya de Setif), *Mémoire de fin d'étude*, Ingéniorat, Université Abderahmane Mira de Bejaia, Algerie, 137 pages, 2011.

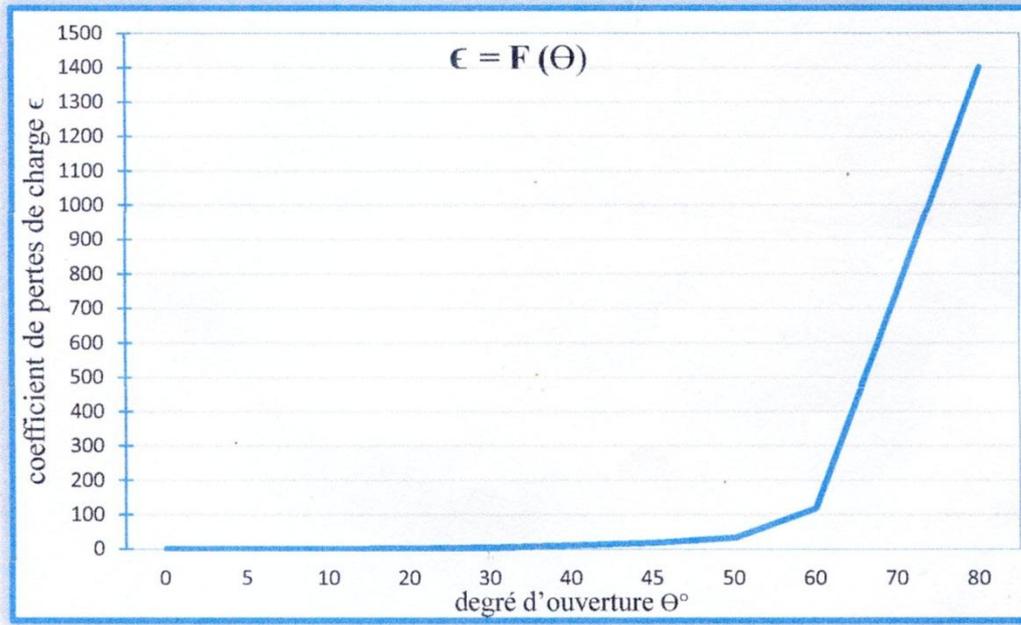
[7] : Plan directeur d'aménagement urbain.

[8] : Subdivision d'hydraulique de la Daïra de MAATKAS.

Annexes

Annexe (3) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison Θ°	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400
ϵ	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80



Annexe(4) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (DA)
80	40	2200
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

Annexe (5) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10

Diamètre (mm)	L'épaisseur (bar)	Prix unitaire (DA)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

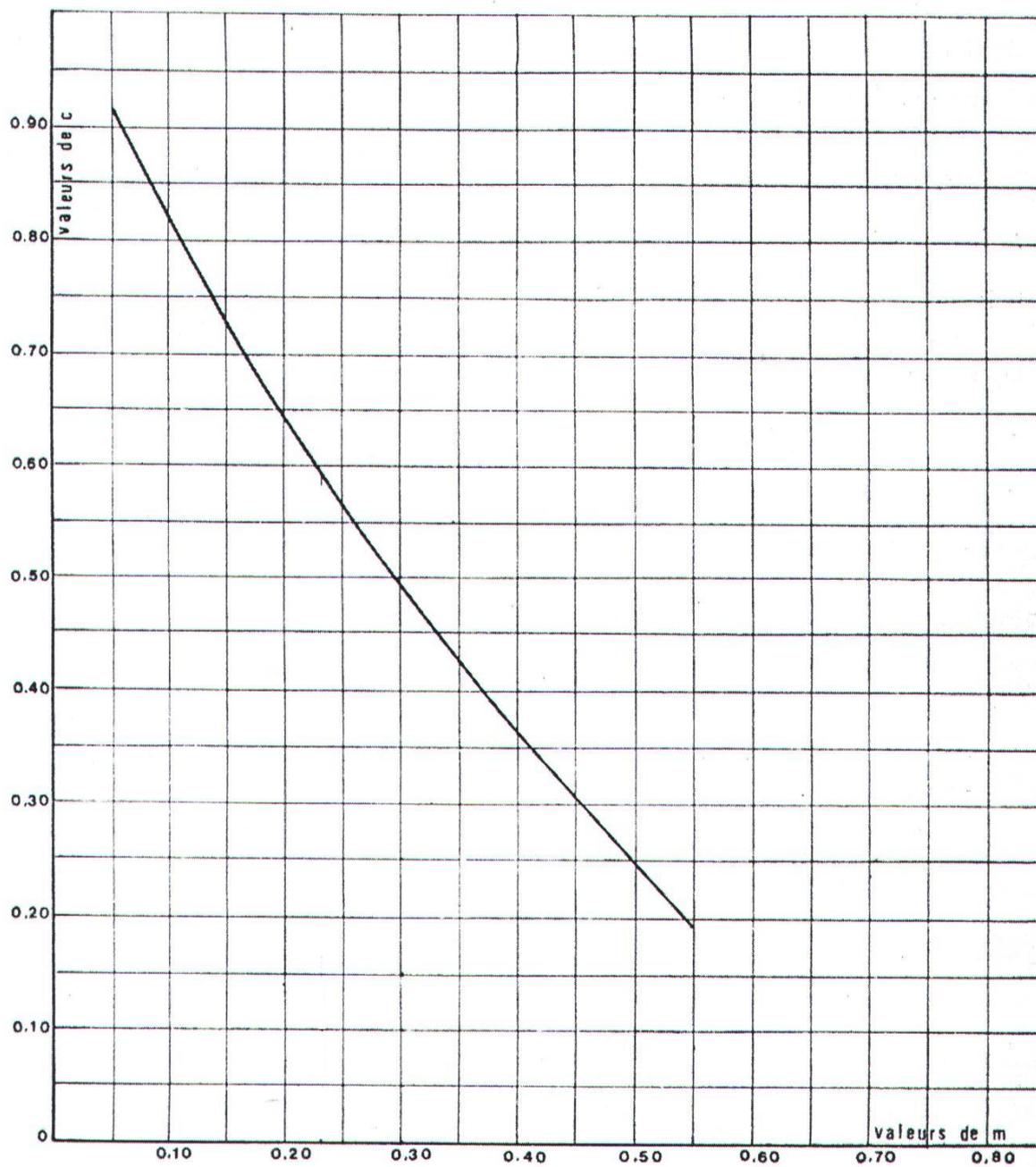
Annexe (6) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 16

Diamètre (mm)	L'épaisseur (bar)	Prix unitaire (DA)
20	2,0	40,74
25	2,3	59,87
32	3,0	99,14
40	3,7	153,50
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10,0	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,50
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,20

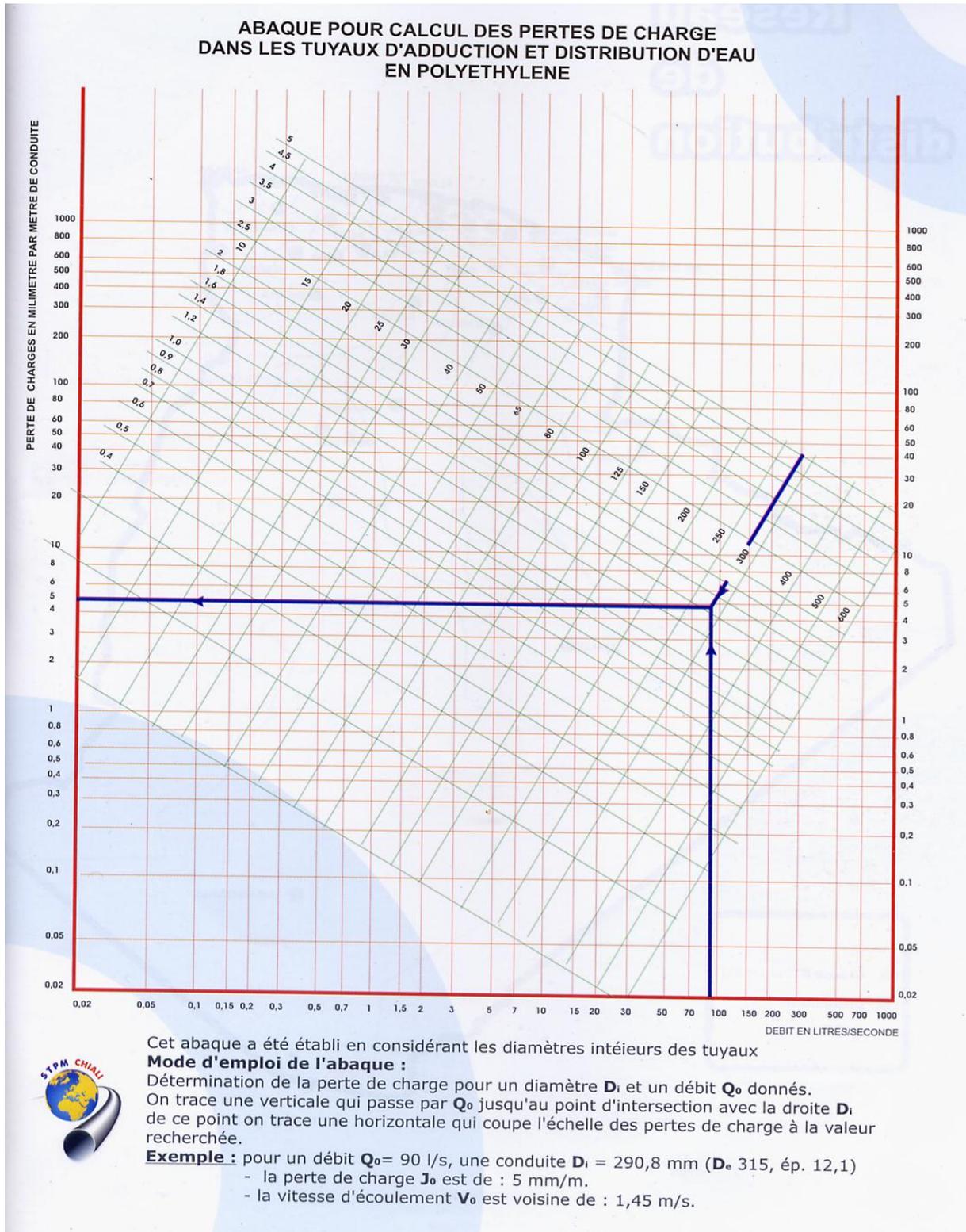
Annexe (7) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 20

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre interieur (mm)	prix de revient (DA/ml)		Pression nominale Bars
			HT	TTC	
63	8,6	45,8	361,7	687,23	20
75	10,1	54,8	508,54	966,226	20
90	10,3	69,4	678,64	1289,416	20
110	12,3	85,4	1004,91	1909,329	20
125	14	97	1273,74	2420,106	20
160	17,9	124,2	2071,43	3935,717	20
200	22,4	155,2	3242,24	6160,256	20
250	27,9	194,2	5043,49	9582,631	20
315	35,2	244,6	7705,89	14641,191	20
400	44,7	310,6	12418,48	23595,112	20
500	55,8	388,4	19337,24	36740,756	20
630	70,3	489,4	30722,26	58372,294	20

Annexe (8) : Coefficient de perte de charge « C » dans une tuyère



Annexe (9): Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



Annexe (14): Calcul du réservoir d'air du tronçon SR₁-SR₂

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,25 m	Vitesse	0,733758 m/s	Volume U ₁	0,9 m ³
Débit	0,036 m ³ /s	Section	0,0490625 m ²	K PDC entr	38,04 Vf ²
H géomet	164 m	Célérité a	351,77505 m/s	K PDC sort	10,03 Vf ²
Long. Cond	1400 m	B	26,311697 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	190,3117 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0279 m	Hmin	137,6883 m	pres. air Z	158,63063 /U ^Λ
C Haz Will	72	periode θ	7,9596321 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	174 m	Suppression	13,818778 m
Umax	1,0479335 m ³	PDC δ	9,8431821 m	Dépression	25,43958 m
Umin	0,8859768 m ³	a/g	35,858823 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,9	183,84318	0	183,84318	9,8431821	174	0,733758	0	0	
7,9596321	0,1479335	1,0479335	148,56613	0,0057131	148,56042	0,0172899	148,54313	0,0238387	0,3788122	0,0238663	-2,767E-05
15,919264	-0,0889225	0,959011	168,2031	8,7378676	176,94097	4,4727068	181,41367	-0,4793345	-0,2277031	-0,4792725	-6,201E-05
23,878896	-0,0730343	0,8859768	187,92986	0,1110781	187,81878	0,2698851	187,54889	0,1052515	-0,1870183	0,1052359	1,566E-05
31,838528	0,072319	0,9582958	168,37889	0,7050879	167,67381	1,4941709	166,17963	0,2650038	0,1851867	0,2651375	-0,0001337
39,79816	0,0175208	0,9758166	164,1616	1,1703946	165,33199	0,6951919	166,02718	-0,175423	0,0448655	-0,1754066	-1,637E-05
47,757793	-0,0656057	0,9102109	180,96235	0,9809651	181,94332	0,5903372	182,53365	-0,1597829	-0,1679961	-0,1605856	0,0008027
55,717425	0,0061201	0,916331	179,27252	0,3694728	178,90305	0,8213124	178,08174	0,1920242	0,0156717	0,1919291	9,517E-05
63,677057	0,0520996	0,9684306	165,9171	0,056258	165,86084	0,1437466	165,71709	0,0748656	0,1334111	0,0748931	-2,744E-05
71,636689	-0,0209125	0,947518	171,06634	1,2599573	172,3263	0,7443179	173,07061	-0,1820389	-0,0535506	-0,1819942	-4,465E-05
79,596321	-0,0376735	0,9098446	181,06435	0,0045578	181,06891	0,0040817	181,07299	-0,0107114	-0,0964701	-0,010946	0,0002346
87,555953	0,0278083	0,9376528	173,59138	0,235907	173,35547	0,542107	172,81336	0,1534421	0,0712084	0,1533628	7,936E-05
95,515585	0,0218512	0,9595041	168,08211	0,0653699	168,14748	0,0480694	168,19555	-0,0415192	0,0559543	-0,0414542	-6,503E-05
103,47522	-0,031402	0,928102	176,09744	0,5420187	176,63946	0,3408209	176,98028	-0,1202773	-0,080411	-0,1193677	-0,0009095
111,43485	-0,0081729	0,9199291	178,29163	0,0602597	178,23137	0,1531906	178,07818	0,076563	-0,0209284	0,0775109	-0,000948

Annexe (15): Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2-D

Données de l'Adduction	
Diametre	0,16 m
Débit	0,0189 m ³ /s
H géomet	33 m
Long. Cond.	547 m
coef. K	83
Epaisseur e	0,0146 m
C Haz Will	80,5

Résultats	
Vitesse	0,94048567 m/s
Section	0,020096 m ²
Célérité a	319,873006 m/s
B	30,6662567 m
Hmax	63,6662567 m
Hmin	2,33374328 m
periode θ	3,42010729 s
Ho	43 m
PDC δ	8,3344929 m
a/g	32,6068304 s

Données du Réservoir d'air	
Volume Uo	0,2 m ³
K PDC entr	41,05 Vf ²
K PDC sort	14,32 Vf ²
Exposant	1,4

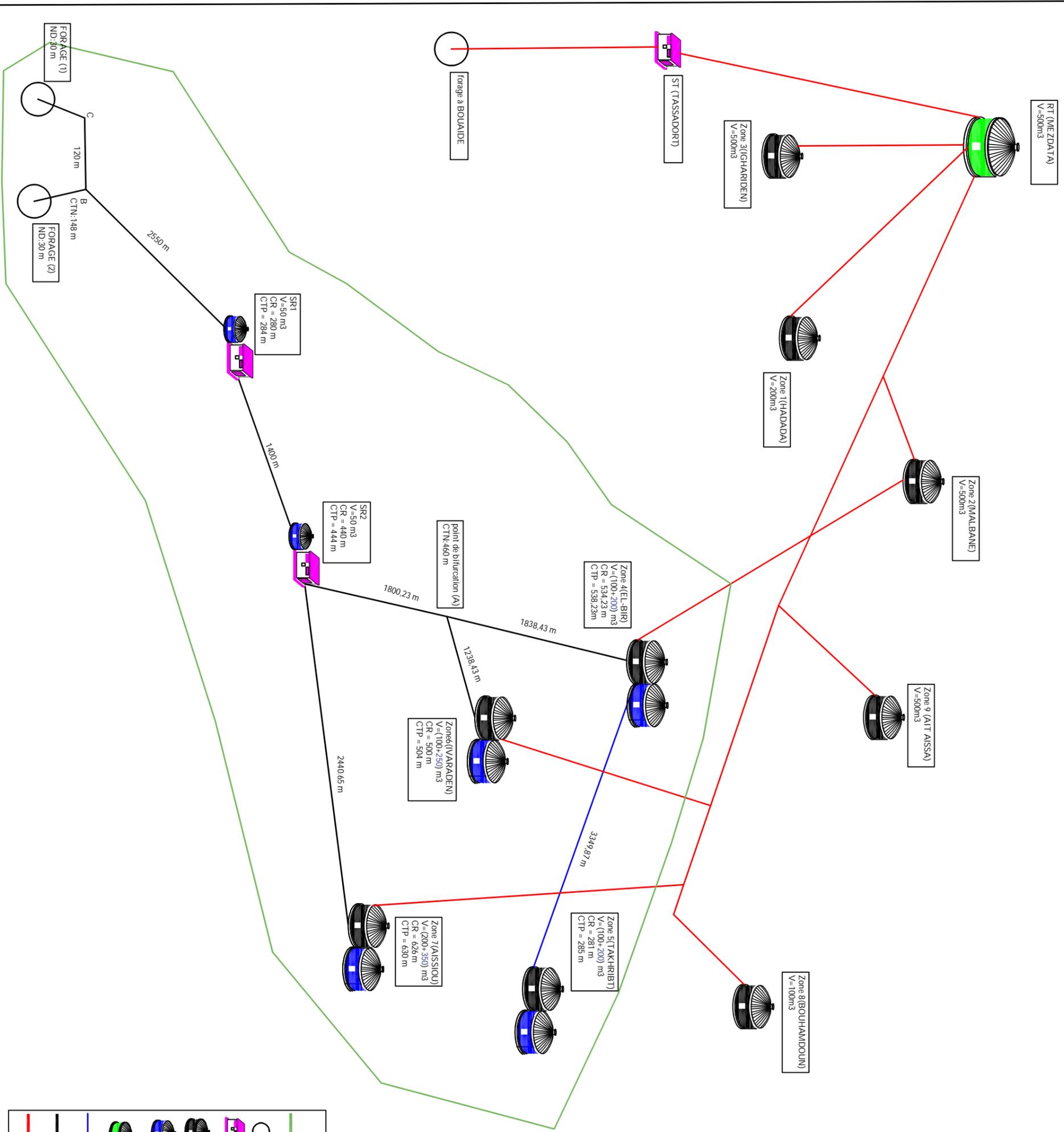
Pression de l'air	
pres. air Z	5,39325892 /U ²

Résultats des variations du volume d'air	
Umax	0,26629722 m ³
Umin	0,2 m ³

Résultats des pressions	
Supression	2,67208992 m
Dépression	9,89496785 m

temps	ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	Z- $\Delta h ; Z+\Delta h$	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,2	51,3344929	0	51,3344929	8,3344929	43	0,94048567	0	0	
3,42010729	0,05102317	0,25102317	37,3466747	4,24164254	33,1050322	3,02638552	30,0786466	0,54420817	0,74236601	0,54424635	-3,8183E-05
6,84021457	0,01527405	0,26629722	34,3825427	0,40873012	34,7912729	0,13076553	34,9220384	-0,09980767	0,22223108	-0,09978419	-2,3474E-05
10,2603219	-0,01506438	0,25123284	37,3030473	4,70573756	42,0087849	1,25648181	43,2652667	-0,33941068	-0,21918052	-0,33857686	-0,00083382
13,6804291	-0,02042335	0,23080949	42,0045326	2,68449144	44,6890241	0,74718679	45,4362109	-0,25656063	-0,2971513	-0,25572573	-0,0008349
17,1005364	-0,0120947	0,21871479	45,2920377	0,38005217	45,6720899	0,12224688	45,7943368	-0,096148	-0,17597283	-0,09621993	7,1933E-05
20,5206437	-0,00104353	0,21767125	45,5963164	0,06210212	45,5342143	0,06056814	45,4736462	0,06541272	-0,015183	0,06585393	-0,00044121
23,940751	0,00714606	0,22481731	43,5802405	0,28911625	43,2911243	0,25164067	43,0394836	0,14248644	0,10397217	0,1420904	0,00039604
27,3608583	0,00799504	0,23281235	41,4994976	0,11743669	41,3820609	0,10926122	41,2727997	0,09072684	0,11632457	0,09055874	0,00016809
30,7809656	0,0022516	0,23506396	40,9440515	0,02573638	40,9697879	0,01010346	40,9798914	-0,02419721	0,03275987	-0,02503901	0,0008418
34,2010729	-0,004291	0,23077296	42,0138407	0,40906804	42,4229087	0,13086564	42,5537744	-0,09983579	-0,06243222	-0,09982543	-1,0355E-05
37,6211801	-0,00624232	0,22453064	43,6581586	0,27481598	43,9329746	0,0905432	44,0235178	-0,08213115	-0,09082318	-0,08182093	-0,00031022
41,0412874	-0,00296455	0,22156609	44,4781452	0,0008111	44,4789563	0,00041125	44,4793676	-0,00537161	-0,043133	-0,00444508	-0,00092653
44,4613947	0,00206053	0,22362662	43,9054445	0,05939908	43,8460454	0,05812296	43,7879225	0,0641626	0,02997987	0,06440482	-0,00024222
47,881502	0,00471317	0,22833979	42,6419481	0,07577819	42,5661699	0,07282587	42,4933441	0,0727886	0,0685747	0,07274458	4,4023E-05

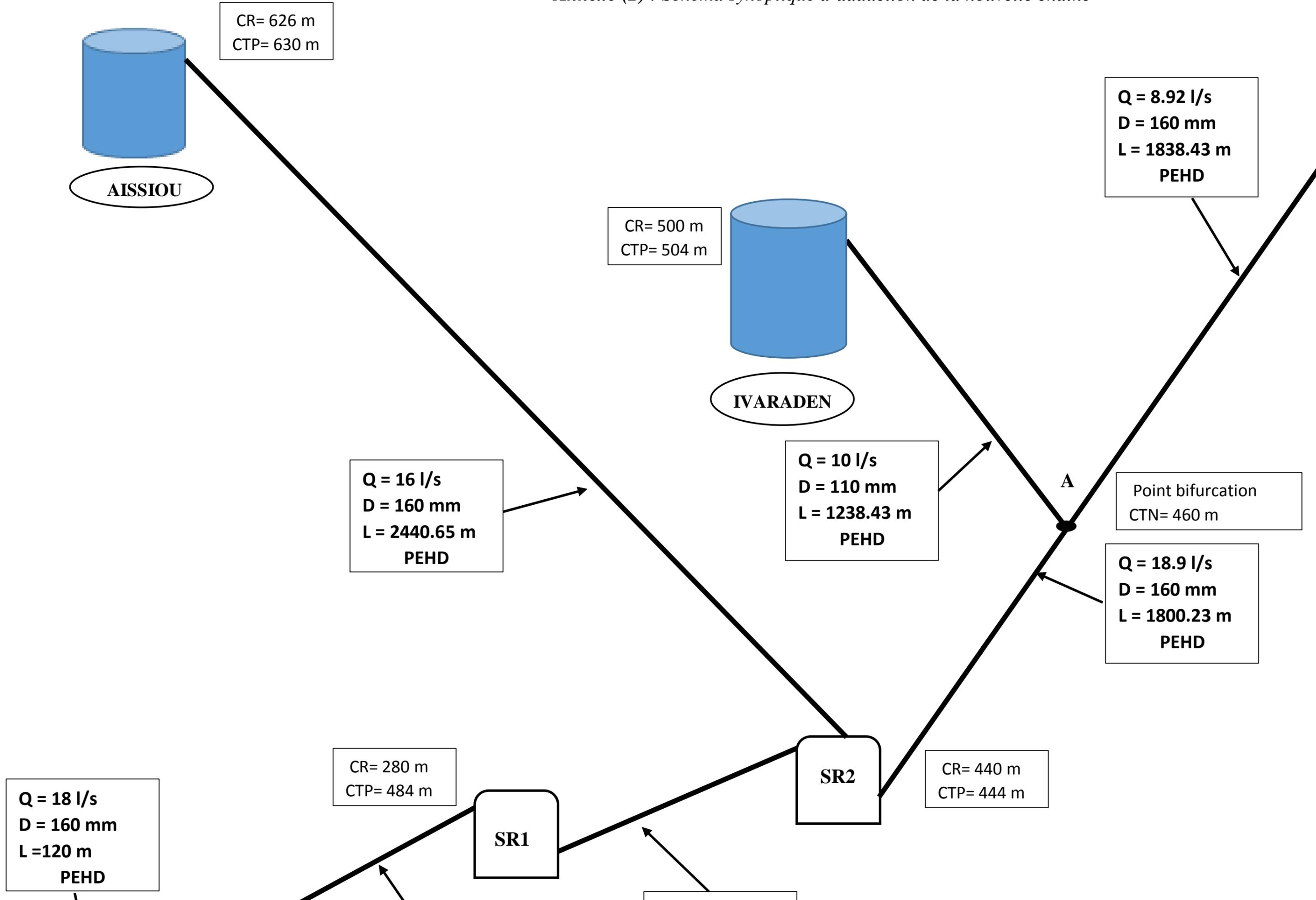
ANNEXE(1): SCHEMA SYNOPTIQUE DE LA CHAINE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE MAATKAS (W.)



LEGENDE

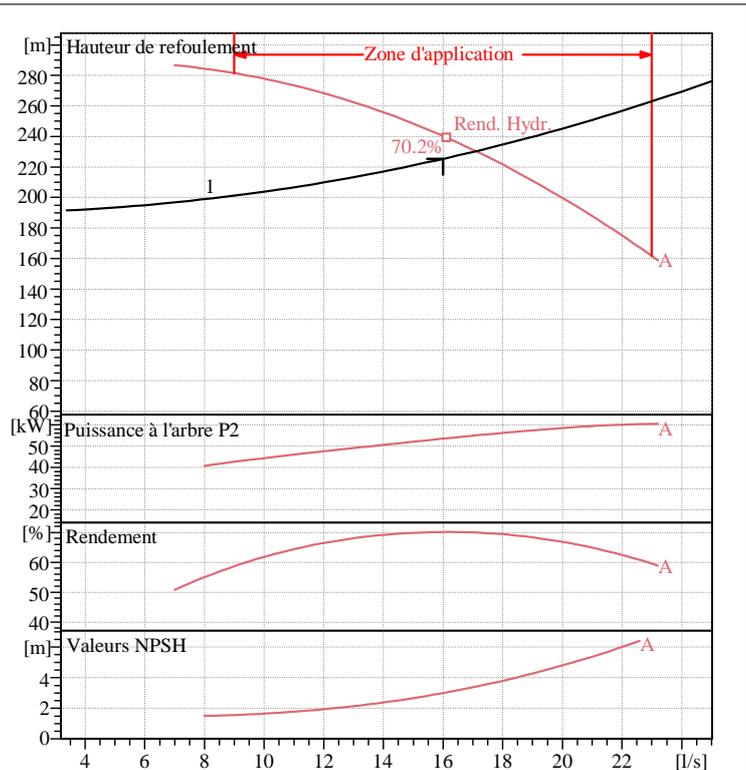
- Délimitation de la zone d'étude
- Forage
- Station de pompage projetée
- Réservoir existant
- Réservoir projeté
- Réservoir Tampon
- Conduite à écoulement par gravité
- Conduite à écoulement par refoulement
- Réseau existant

Annexe (2) : Schéma synoptique d'adduction de la nouvelle chaîne



PM 65/ 6 A	
Caractéristiques requises	
Débit	16 l/s
Hauteur de refoulement	225 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17.1 l/s
Hauteur de refoulement	230 m
Puissance absorbée	55 kW
Rendement	69.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	285 m
Orif. de refoulement	65 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	715 kg

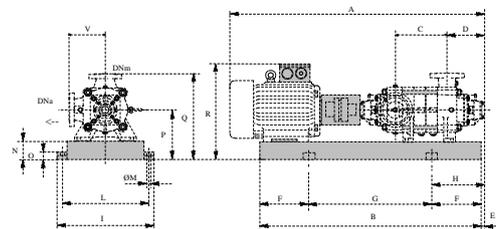
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

A = 1877
 B = 1596
 C = 430
 D = 229
 DNa = 80
 DNm = 65
 E = 139
 F = 250
 G = 1096
 H = 389
 I = 670
 L = 620
 M = 20
 N = 140
 O = 45
 P = 320
 Q = 540
 R = 836
 V = 220

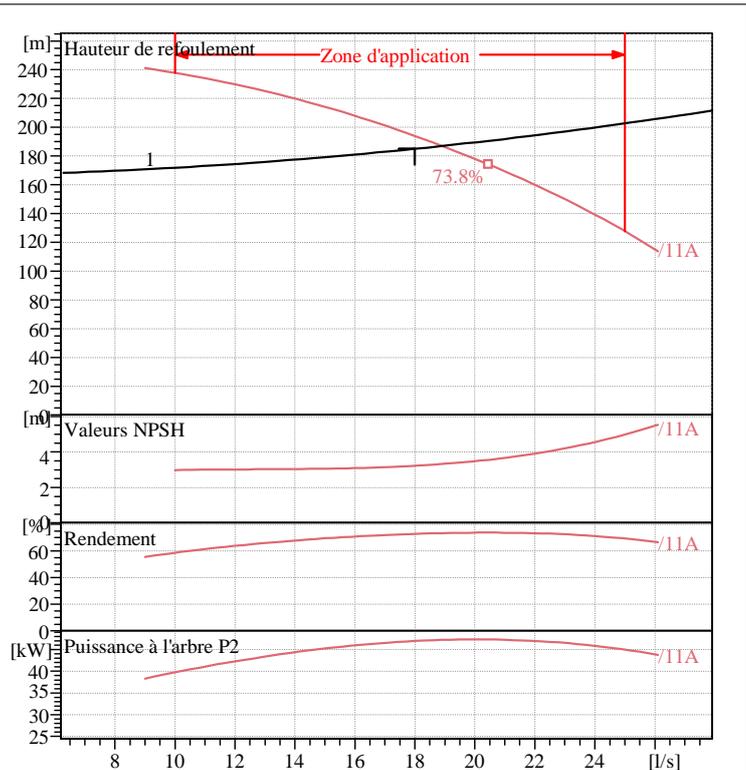


Notes:

Date 20.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

E8S42/11A + MC870	
Caractéristiques requises	
Débit	18 l/s
Hauteur de refoulement	185 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	18.9 l/s
Hauteur de refoulement	187 m
Puissance absorbée	47.2 kW
Rendement	73.4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	282 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	51 kW
Courant nominal	99.5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	377 kg

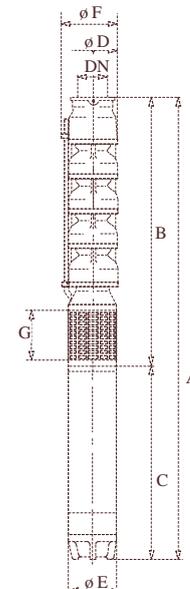
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

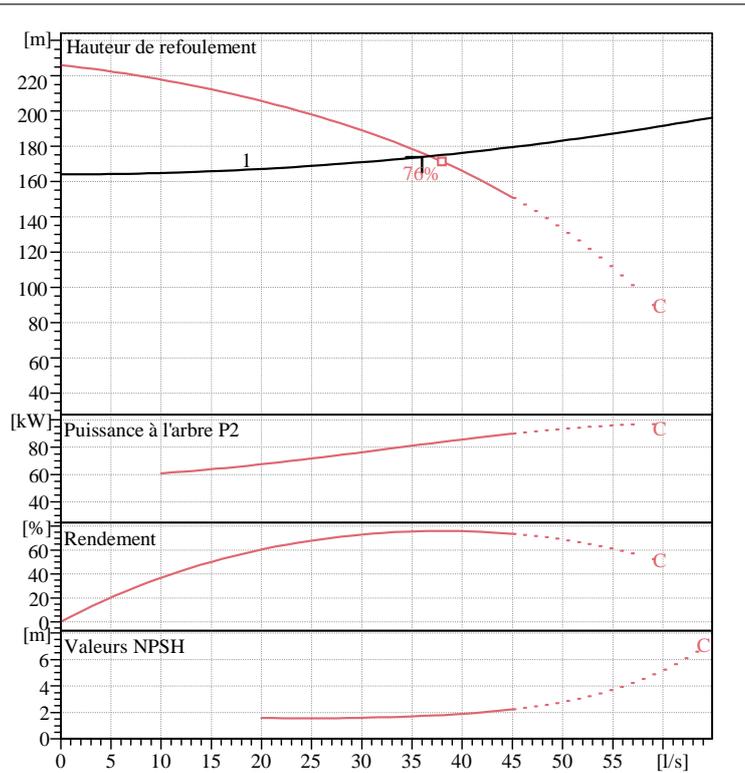
A = 3410
 B = 1953
 C = 1457
 D = 188
 DN = G5"
 E = 191
 F = 196
 G = 160



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
20.06.2017	1		

PM 125/ 9 C	
Caractéristiques requises	
Débit	36 l/s
Hauteur de refoulement	174 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	36.8 l/s
Hauteur de refoulement	174 m
Puissance absorbée	82.7 kW
Rendement	75.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	226 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1360 kg

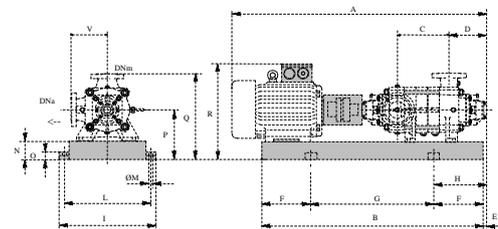


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2713
- B = 2327
- C = 945
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 400
- G = 1527
- H = 644
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 836
- V = 320



Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Fonte
Douille arbre	Fonte
Anneau d'étanchéité	Acier inox
Roulements a billes	Caoutchouc au nitrile
Presse-Etoupe	Acier inox
Etoupe	Acier
	Pressé graphitée
	Fonte

Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
20.06.2017	1		