

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université MOULOUD MAMMARI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie civil



Mémoire de fin d'études

Spécialité : Génie civil

Option : constructions hydrauliques et aménagements



THÈME

*Etude de renforcement de l'alimentation
en eau potable du versant ouest de la*

Présenté par :

proposé et dirigé par :

M^{me}: HEFSI Nacira

M^r: DJEMAI.M

Promotion : 2017/2018

D.P.A.T : Direction de la planification et d'Aménagement du Territoire.

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.

A.P.C : Assemblée Populaire Communale.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

DREW : Direction des Ressources en Eau de Wilaya.

O.N.M : Office National de la Météorologie.

CR : Côte Radier.

CTP : Côte Trop Plein.

ACL: Agglomération Chef-Lieu.

D: Diamètre.

Dext: Diamètre extérieur.

Dint : Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

Max : Maximum.

μS/cm : Micro Siemens par Centimètre.

Min : Minimum.

Moy : Moyenne.

P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

PP : Point de Piquage.

SR : Station de Reprise.

PE : Polyéthylène.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité

PVC : Chlorure de polyvinyle.

TA : Titre Alcalimétrique.

TAC : Titre Alcalimétrique Complet.

TDS : Taux de Matières Dissoutes.

TH : Titre Hydrotimétrique.

Liste des Abréviations

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise.

Pro : profondeur.

Q : débit.

Q_é : débit équivalent.

RGPH : Recensement générale de la population et de l'habitat

R : Réservoir.

RN : Route Nationale.

CW: Chemin de Wilaya.

RS : Réservoir de Stockage.

RST : Réservoir de stockage et de transit

S : Section.

Nd : Niveau dynamique.

NGA : Nivellement générale Algérien.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d: Charge nette d'aspiration Disponible. **NPSH_r** : Charge nette d'aspiration Requisite. **Ns** : Niveau Statique.

NTU: Nephelometric Turbidity Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

Introduction Générale

Introduction générale

Depuis la nuit des temps l'eau a toujours constitué un enjeu social, géopolitique, économique et écologique important pour la vie humaine.

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de Valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des Investissements énormes dans le cadre de dessalement de l'eau de mer (source ONID). Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles. Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes.

Notre étude consiste à renforcement de l'alimentation en eau potable des villages du versant ouest de la commune de Maâtkas qui seront répartie en trois localités comme suit :

1er groupe : Ait Ahmed alimentera Ait Zaim, Ait Ahmed et Cheurfa Bas.

2eme d'groupe : Ivaradhen alimentera Ighil Zeguaghen, Tizi Tzougart, Tadjouth Haut, Tadjouth Bas et Iakouchene .

3eme groupe : El Vir alimentera El Vir, Takhribt, Ighil Aouene, et Arkouv azougagh.

A partir des nouveaux forages d'Oued Boughni, notre travail vise essentiellement à dimensionner le nouveau réseau d'adduction.

La reconnaissance de terrain a montré que la commune de **Maâtkas** est alimentée à partir de la chaîne de **Tassadort** dont la ressource est mobilisée depuis **l'oued Sebou**, lieudit « **Bouaid** ». Cette chaîne alimente aussi d'autres localités telles que les communes de **Beni Douala**, **Beni Zmenzer**, et une partie de **Tizi Ntlela** et **Ouadhias**, en plus du débit reçu à partir du transfert du barrage **Taksebt** arrêté à 120 l/s [source DRE Tizi – Ouzou].

Dans cette étude nous envisagerons un renforcement à partir de cinq forages projeté débitant 45 l/s au total, implante dans le champ captant de l'Oued Boughni.

Notre travail sera reparti en Huit chapitre, que l'on essayera de développer au maximum.

Nous débiterons par une présentation brève du site en se concentrant sur la situation démographique, géographique et climatique.

Introduction Générale

En second lieu, nous estimerons les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitation et les équipements existants actuellement, cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

L'étude des ressources en eau existantes à savoir les eaux superficielles, souterraines ainsi que les ouvrages existants.

Le quatrième chapitre est consacré au dimensionnement des conduites d'adductions (refoulement et gravitaire), en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Afin d'assurer une bonne alimentation en eau potable, une étude des réservoirs, à savoir leurs types, et leurs dimensionnement est effectuée étudiée dans le cinquième chapitre.

L'acheminement de l'eau vers les réservoirs se fera par l'intermédiaire des stations de reprise équipées des pompes. Le choix de cette dernière sera le but de sixième chapitre.

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques recommandations seront présentées. En chapitre sept : poses et protection des conduites contre la corrosion.

En huitième chapitre, un exemple de calcul de coup de bélier est établi pour un tronçon de notre chaîne d'adduction. Afin d'éviter les conséquences extrêmes, une protection adéquate est proposée avec tout le dimensionnement nécessaire.

L'étude sera couronnée par une conclusion dans laquelle seront les principaux résultats et recommandations.

I.1. Introduction

Tout projet d'alimentation en eau potable, nécessite l'étude du site pour connaître toutes ses caractéristiques et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citerons :

- Les données propres au réseau d'alimentation en eau potable ;
- la connaissance de la géologie et la topographie ;
- Les données climatologiques.
- Les données relatives à l'agglomération ;

Ces différents paramètres nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins pour le terrassement de différents types de terrains (rocher ordinaire), le choix du type de matériaux pour les canalisations...etc.

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 45.29Km² (4529 Ha) et abrite une population de 32 121 habitants, soit une densité de 709.22hab/km² selon les données du RGPH 2008.

Elle est issue du découpage administratif de 1987 et relevé de la daïra Maâtkas. Elle est délimitée par la Figure(I .1) :

- Au Nord par la commune de **TIRMITINE**.
- A l'Est par la commune de **BENI ZMENZER**.
- Au Sud par le village de **SOUK EL TENINE** .
- A l'Ouest par les villages **AIT YAHIA MOUSSA**

La commune de Maâtkas est traversée dans le sens Nord Sud par le chemin de wilaya Tizi Ouzou

L'altitude de la zone d'études varie de 730m à Mezdata jusqu'à 150 m NGA au niveau du lieu-dit la gare.



Figure I.1 : Carte de de la situation
(extrait de la carte de la wilaya de TIZI OUZOU).

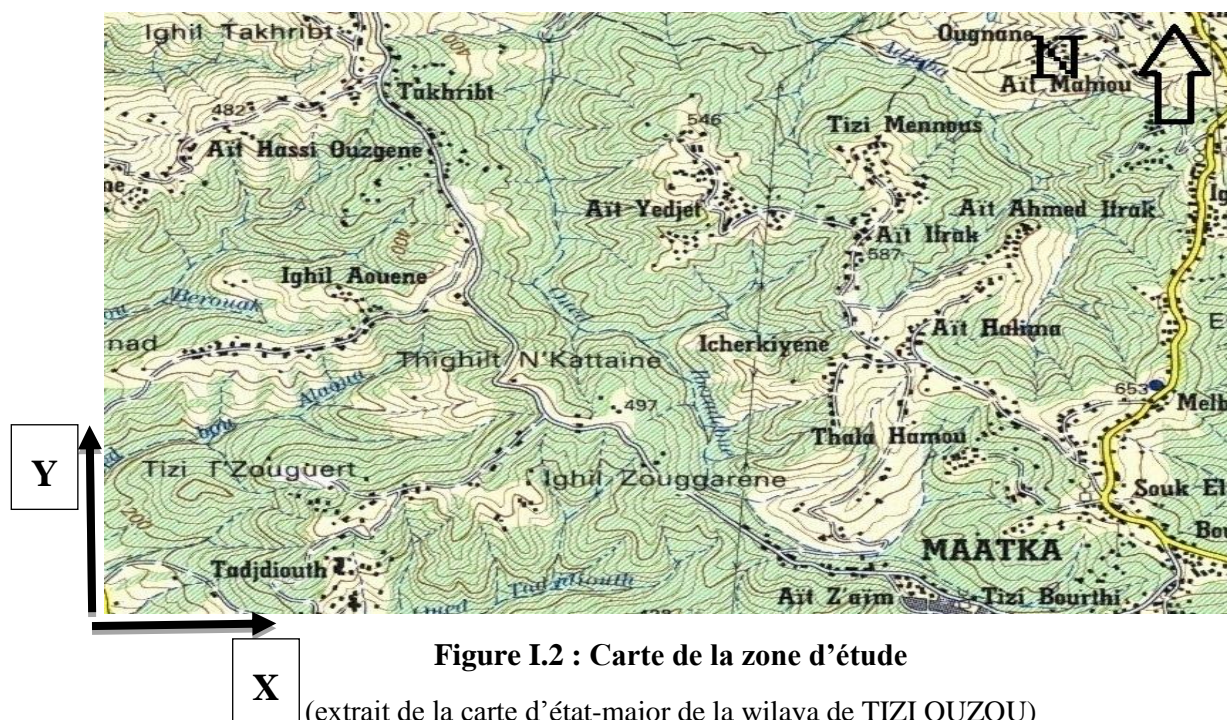


Figure I.2 : Carte de la zone d'étude
(extrait de la carte d'état-major de la wilaya de TIZI OUZOU)

I.3. Situation Topographique

Le relief dans la commune de Maâtkas se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du massif Kabyle (Figure I.2).

L'altitude moyenne oscille entre 150 et 700 m. Le relief est ponctué par des replats formants les sommets sur lesquels est implantée la majorité des établissements humains (Villages).

En ce qui concerne les pentes, elles sont moyennement fortes, allant de 0 jusqu'à 25 % et parfois dépassent les 25 % (Figure I. 3).

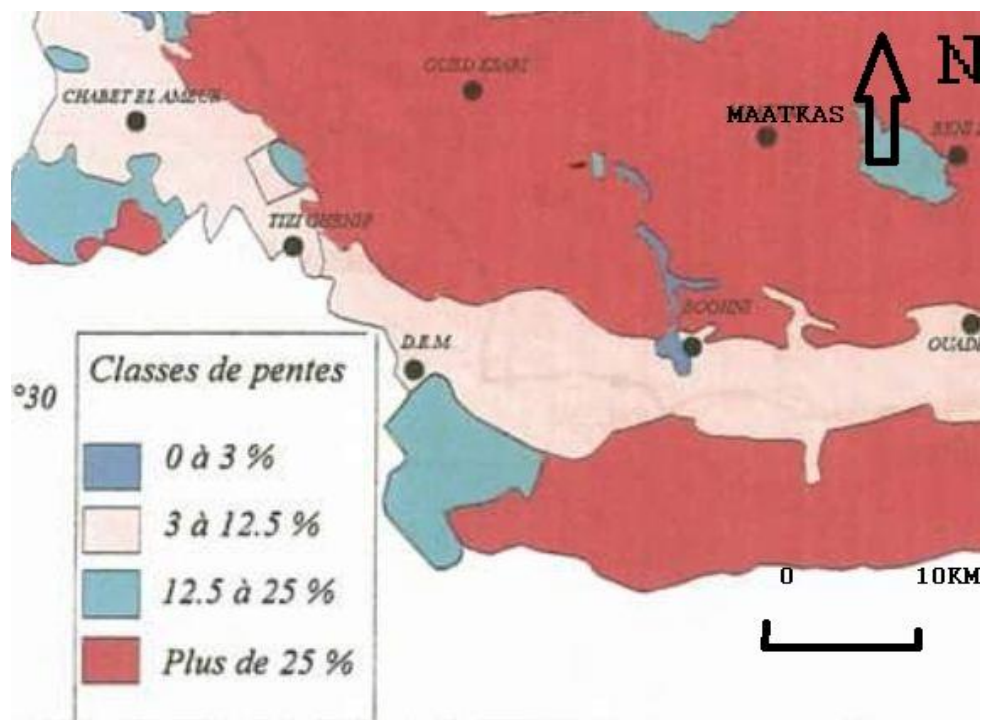


Figure I. 3: Carte des pentes

I.4. Climatologie

Le climat dans la commune de Maâtkas est typiquement méditerranéen, il est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver

I.5.1 La pluviométrie

Les pluies sont moyennement abondantes et se concentrent pendant quelques mois de l'année (Figure I.4 et Tableau I.1). En fait, la commune en question se situe dans la séquence bioclimatique humide dont la pluviométrie moyenne est de plus de 1200 mm [source : station météorologique Boukhalfa (2016)]

Les précipitations se caractérisent par leur torrencialité et leur irrégularité qui engendrent un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion. Tandis que la neige n'y est pas très abondante étant donné que les altitudes ne dépassent pas 700 m et les chutes de neige ne dure que moins de cinq (5) jours/an.

Tableau I.1 : précipitation moyennes mensuelles en (mm) (2005 2016)
[station météorologique Boukhalfa (2016)]

Année	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Total
2005	149	38	30	69	2	0	1	2	20	58	14	10	391
2006	5	9	9	11	15	20	22	25	18	72	10	8	223,1
2007	14	18	21	23	30	35	38	37	30	27	19	14	305,6
2008	21	27	27	28	38	43	47	46	37	32	32	21	398,6
2009	221	42	92	132	69	-	3	7	170	40	116	140	1033,1
2010	82	6	97	94	59	27	2	26	15	25	113	144	691,1
2011	90	146	89	106	154	41	2	0	8	34	34	157	860,9
2012	70	270	97	144	40	1	-	6	11	96	67	37	838,4
2013	212	186	94	65	152	-	0	11	38	39	165	103	1063,0
2014	110	110	172	5	10	48	0	4	12	27	62	272	832,6
2015	201	182	70	55	10	15	4	3	4	82	103	115	844,5
2016	1 175	1 034	799	731	578	231	118	168	362	532	735	1 020	7481,4
Pmoy	195,79	172,26	133,2	112,6	96,31	38,42	19,747	27,92	60,37	88,62	122,5	170,042	1237,7

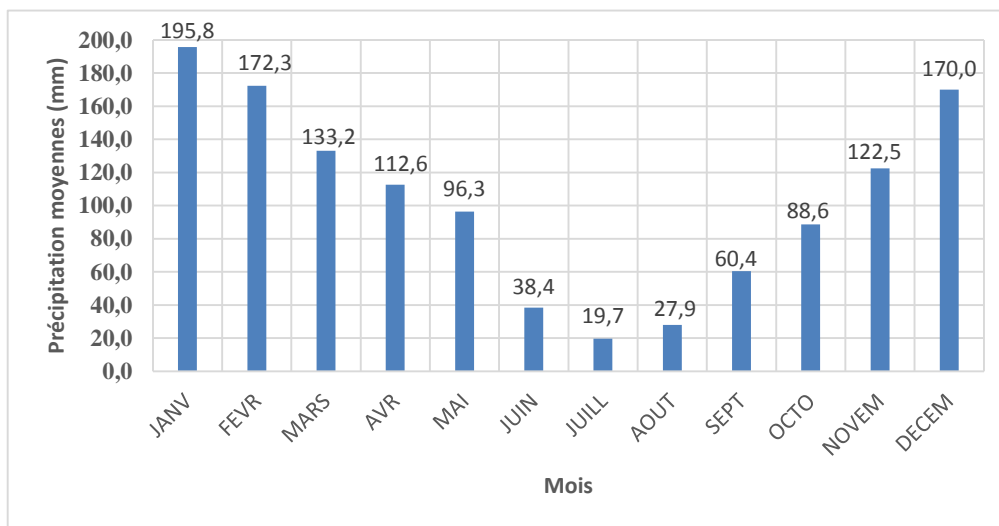


Figure I.4 : Courbe Précipitation moyennes mensuelles (2005-2016).

I.5.2 Les températures

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou et de Larbaâ – Nath – Irathen varient entre 12 et 22 °c (Figure I.5 et Tableau I.2), leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales varient entre 5 et 9°C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 38 °c au mois Juillet.

Tableau I.2 : Température max,moy et min (2000-2016)Station LNI

Année	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D
2006	13,8	15,3	20,7	25,2	29,0	32,3	37,1	34,2	31,7	30,1	23,8	16,7
2008	10,8	10,4	12,7	14,0	20,8	25,2	38,5	33,5	22,8	19,3	15,3	15,8
2010	10,6	10,3	13,4	17,6	19,7	23,2	36	34	30	19,6	15,7	11,7
2012	6,9	5,2	10,4	11,3	12,8	15,5	20,3	20,3	19,1	18,1	17,9	7,4
2014	9,9	9,8	13,1	17,3	21,4	30	36	33,5	24,4	20,2	14,9	12,2
2016	12,8	12,6	12,5	16,1	19,0	24,3	27,9	27,1	24,3	22,5	15,7	12,6

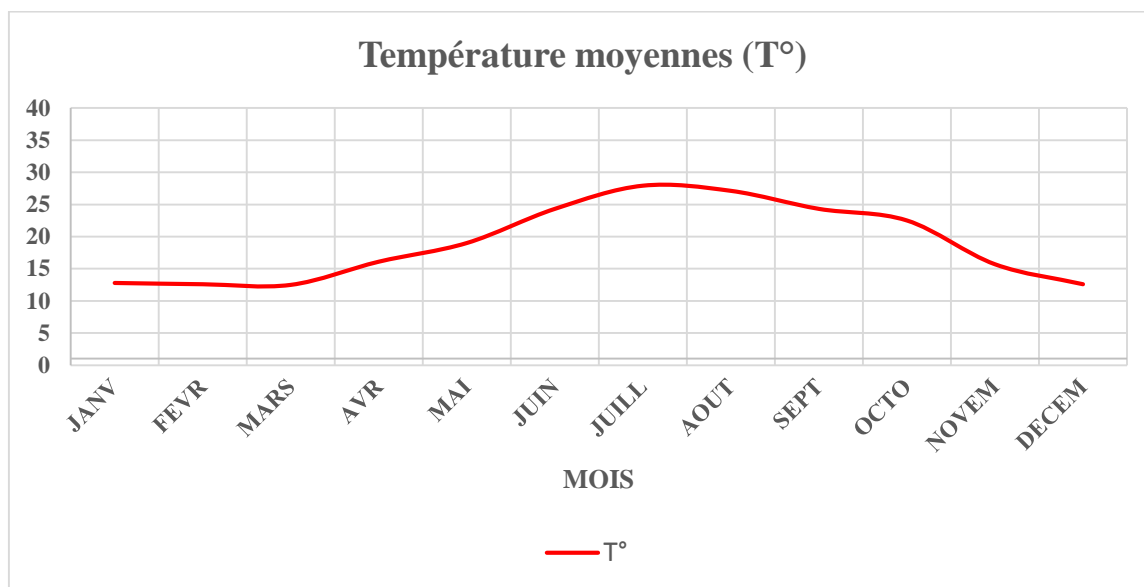


Figure I.5 : courbe températures moyennes mensuelles.

✓ **Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$**

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

Sur le diagramme de la Figure (I.6) sont reportés :

- en abscisses les mois de l'année.
- en ordonnées les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celles des précipitations de l'autre.

Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les abscisses des points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

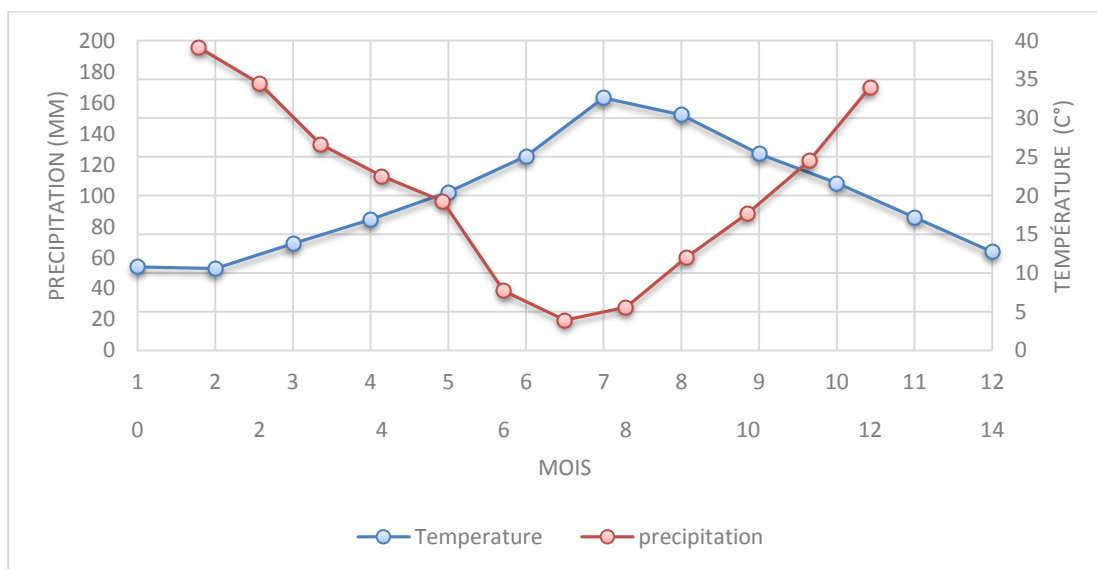


Figure I.6: Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.

I.5. Analyse sociodémographique et économique :

a) Evolution de la population de la commune de Maâtkas

Les données du Tableau I.3 ci-dessus nous montrent la croissance démographique de la commune de Maâtkas. En effet, les RGPH 1987 et 1998 ont donné respectivement une population de 25 049 et 30 816 habitants c'est-à-dire que la commune a enregistré une augmentation relative, avec un taux d'accroissement de 1.55. Ce dernier est voisin du taux observé au niveau de la wilaya et national qui est respectivement de 1,54 et 2,12 % durant la même période.

Tableau I.3: Evolution de la population de la commune de Maâtkas

Unité territoriale	Effectif de la population			Taux d'accroissement annuel moyen	
	1987	1998	2008	1987 – 1998	1998 – 2008
Commune de Maâtkas	25 049	30 816	32 121	1.55	0.4

Quand au recensement de 2008 il donne une population de 32 121 habitants, ce qui nous permet de constater que la croissance démographique a peu évolué, avec un taux d'accroissement faible de 0,4 qui est largement inférieur au taux national (2.12 %) et supérieure à celui de la wilaya de Tizi Ouzou.

b) Répartition et évolution de la population par dispersion

Le Tableau suivant nous montre la répartition spatiale de la population sur le territoire communal.

Tableau I.4 : La répartition spatial de la population sur le territoire communal

Dispersion	Population RGPH		Taux d'accroissement 1998 - 2008
	1998	2008	
ACL	25 115	26 142	0.4
AS	5 391	5 679	0.52
ZE	310	300	-0.32
Total communal	30 816	32 121	0.4

[source RGPH]

Les données du Tableau ci-dessus nous permettent de constater que la population a peu évolué, entre les deux RGPH 1998 et 2008, que ce soit au niveau de l'ACL ou de l'agglomération secondaire et la zone éparsée. En ce qui concerne la répartition, c'est l'ACL qui abrite la grande partie de la population avec 26 142 habitants soit 81,38% de la population globale, selon le dernier recensement. Ajoutant qu'elle a connu un taux d'accroissement faible qui est de 0,4%.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et démographique

Ces données de base, nous serviront pour l'élaboration du projet concernant l'étude de renforcement du l'alimentation en eau potable du versant ouest de la commune de Maâtkas.

II.1. Introduction

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

II.2. Evaluation de la population

D'après le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008), la population de Maâtkas s'élève au nombre de **32 121** habitants, cette information est fourni par les services d'APC .par alleur, la population des localités concernant la zone d'étude s'élevée la même période a **7 769** habitants (Tableau II.1) .

Tableau II.1 : Evaluation de la population 2008

POPULATION	2008
CHEURFA BAS	573
AIT AHMED	2773
AIT ZAIM	236
IGHIL ZOUGAGHENE	307
TIZI TZOUGARTH	1416
TAJDIOUTH HAUT	236
TAJDIOUTH BAS	295
IGHIL AOUENE	212
EL VIR	141
IAKOUCHENE	141
ARKOUB AZOUGAGH	1298
TAKHRIBT	141
Population totale	7 769

Pour cela il va falloir calculer la population pour l'année d'étude, puis pour l'horizon d'étude.

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

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

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

P_0 : population de l'année de référence

α : taux d'accroissement de la population, dans notre cas il est égal à **1,55%** selon l'office national des statistiques (source DREW T.O).

n : nombre d'année séparant les horizons considérés.

Dans notre cas, l'année d'étude étant (2018), en passant par une étude à court terme(2028), moyen terme(2038), long terme (2048), l'évolution de la zone d'études aux différents horizons et illustre est le (Tableau II.2 et Figure II.1).

Tableau II.2 : Evaluation de la population aux horizons d'étude

POPULATION	2008	2018	2028	2038	2048
CHEURFA BAS	573	668	779	908	1059
AIT AHMED	2773	3235	3772	4400	5131
AIT ZAIM	236	275	320	374	436
IGHIL ZOUGAGHENE	307	358	417	487	567
TIZI TZOUGARTH	1416	1651	1926	2246	2619
TAJDIOUTH HAUT	236	275	320	374	436
TAJDIOUTH BAS	295	344	401	468	546
IGHIL AOUENE	212	248	289	337	393
EL VIR	141	165	192	224	261
IAKOUCHENE	141	165	192	224	261
ARKOUB AZOUGAGH	1298	1514	1766	2059	2402
TAKHRIBT	141	165	192	224	261
Population totale	7769	9060	10567	12324	14373

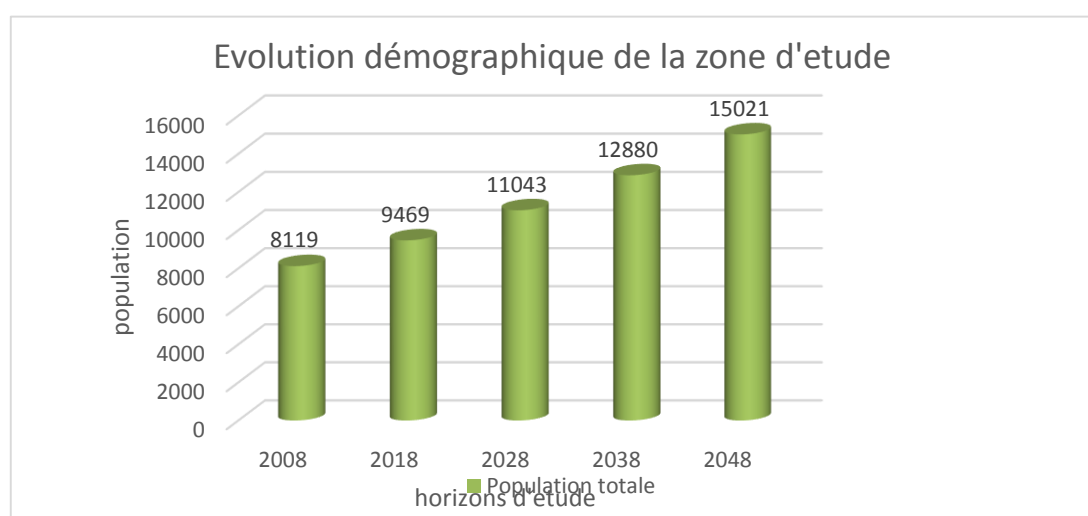


Figure II.1: Evolution démographique de la zone d'étude pour différents Horizons.

II.3. La dotation

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

Voici à titre indicatif quelques exemples de dotations adoptées :

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

La commune de **Maâtkas** est située dans une zone rurale, selon le niveau de vie des gens, et l'évolution future, il est admis une dotation de **150** litres/habitant/jour largement suffisante pour ce genre d'agglomération, nous maintenons la même valeur pour les divers horizons d'étude (DRE W T .O).

II.4. La consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autre installation pendant une journée, elle est donnée par la relation (II.2)

$$Q_{\text{moy j}} = D * N / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(II.2)}$$

$Q_{\text{moy j}}$: débit moyen journalier en (m³/j) ;

N : nombre de consommateurs (habitants) ;

D : dotation en (l/j/habitant)

II.5. Différents types de besoins

L'estimation des besoins domestiques sur les divers horizons d'étude, se fait à l'aide de la formule (II.2):

a) Les besoins domestiques

✓ L'année d'étude (2018)

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

Tableau II.3 : besoins domestiques pour l'année d'étude

LOCALITE	2018		
	Habitants	Qmoyj (m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
CHEURFA BAS	667,9	100	1,16
AIT AHMED	3234,5	485	5,62
AIT ZAIM	274,8	41	0,48
IGHIL ZOUGAGHENE	357,7	54	0,62
TIZI TZOUGARTH	1651,3	248	2,87
TAJDIOUTH HAUT	274,8	41	0,48
TAJDIOUTH BAS	344,1	52	0,6
IGHIL AOUENE	247,6	37	0,43
EL VIR	164,6	25	0,29
IAKOUCHENE	164,6	25	0,29
ARKOUB AZOUGAGH	1513,9	227	2,63
TAKHRIBT	164,6	25	0,29
TOTAL			15,73

✓ Court terme (2028)

Tableau II.4 : besoins domestique à l'horizon 2028

LOCALITE	2028		
	Habitants	Qmoyj (m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
CHEURFA BAS	778,9	116,83	1,35
AIT AHMED	3772,33	565,85	6,55
AIT ZAIM	320,44	48,07	0,56
IGHIL ZOUGAGHENE	417,21	62,58	0,72
TIZI TZOUGARTH	1925,82	288,87	3,34
TAJDIOUTH HAUT	320,44	48,07	0,56
TAJDIOUTH BAS	401,35	60,2	0,7
IGHIL AOUENE	288,71	43,31	0,5
EL VIR	191,95	28,79	0,33
IAKOUCHENE	191,95	28,79	0,33
ARKOUB AZOUGAGH	1765,6	264,84	3,07
TAKHRIBT	191,95	28,79	0,33
TOTAL			18,34

✓ Moyen terme (2038)

Tableau II.5 : besoins domestiques à l'horizon 2038

LOCALITE	2038		
	Habitants	Qmoyj(m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
CHEURFA BAS	908,4	136,26	1,58
AIT AHMED	4399,56	659,93	7,64
AIT ZAIM	373,72	56,06	0,65
IGHIL ZOUGAGHENE	486,58	72,99	0,84
TIZI TZOUGARTH	2246,03	336,9	3,9
TAJDIOUTH HAUT	373,72	56,06	0,65
TAJDIOUTH BAS	468,08	70,21	0,81
IGHIL AOUENE	336,72	50,51	0,58
EL VIR	223,86	33,58	0,39
IAKOUCHENE	223,86	33,58	0,39
ARKOUB AZOUGAGH	2059,17	308,88	3,57
TAKHRIBT	223,86	33,58	0,39
TOTAL			21,4

✓ long terme (2048)

Tableau II.6: Besoins domestique à l'horizon 2048

LOCALITE	2048		
	Habitants	Qmoyj(m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
CHEURFA BAS	1059,44	158,92	1,84
AIT AHMED	5131,07	769,66	8,91
AIT ZAIM	435,86	65,38	0,76
IGHIL ZOUGAGHENE	567,48	85,12	0,99
TIZI TZOUGARTH	2619,48	392,92	4,55
TAJDIOUTH HAUT	435,86	65,38	0,76
TAJDIOUTH BAS	545,9	81,89	0,95
IGHIL AOUENE	392,71	58,91	0,68
EL VIR	261,08	39,16	0,45
IAKOUCHENE	261,08	39,16	0,45
ARKOUB AZOUGAGH	2401,55	360,23	4,17
TAKHRIBT	261,08	39,16	0,45
TOTAL			24,95

Tableau II.7 : Récapitulatif des besoins domestique

Horizon	Population	Q moy j (m ³ /j)	Q moy j (l/s)
2028	12092	1813,76	20,99
2038	23782	1848,54	21,39
2048	47275	2155,89	24,95

b) Les besoins spécifiques

On désigne par besoins spécifiques, tous les besoins qui ont un rapport avec la quantité d'eau consommée par les édifices publics, en dehors de celle des ménages, tel que : les écoles, les stades, les mosquées, dispensaire de la santéetc.

Dans notre cas la consommation spécifique est prise égale à **30 %** des besoins domestiques (source DREW T.O). Les besoins spécifiques sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{spe} = Q_{moyj} \times 0,30 \quad (II.3)$$

Tableau II.8: les besoins spécifiques

Horizon	Q moy j (m ³ /j)	tTaux	Qspe(m ³ /j)	Qspe(l/s)
2018	1359,03	0,3	407,71	4,72
2028	1813,76	0,3	544,13	6,30
2038	1848,54	0,3	554,56	6,42
2048	2155,89	0,3	646,77	7,49

La consommation moyenne de Maâtkas pour les différents horizons, est résumée dans le Tableau (II.9) :

Tableau II.9 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau.

Horizon	Q moy j (m ³ /j)	Q moy j (l/s)
2018	1766,74	20,45
2028	2357,88	24,92
2038	2403,10	29,07
2048	2802,66	33,9

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

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

Ainsi, l'estimation totale des besoins journalières, en tenant compte les pertes, est donnée par la relation (II.4) et les résultats sont illustrés dans le Tableau (II.10)

$$P = Q_{\text{moy j}} * 0,2 \quad (\text{II.4})$$

Tableau II.10: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau en tenant compte les pertes.

Horizon	Q moy j (m ³ /j)	Q moy j (l/s)
2018	2120.08	24.53
2028	2829.45	32.74
2038	2883.72	33.37
2048	3363.19	38.92

II.6. Etude des variations des débits

a) Variations des débits

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

b) Coefficients d'irrégularité

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

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

$$K_{\text{max j}} = Q_{\text{max j}} / Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II.5})$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages dans le réseau, en majorant la moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de « k » varie entre 1,1 et 1,3, pour notre cas, le taux de fuites est pris égal à 10 % ce qui nous donne

$k_{maxj} = 1,1$ (**Rapport de l'APC de Maâtkas**).

✓ **Coefficient d'irrégularité minimum journalier (k_{minj})**

Celui-ci est défini comme étant le rapport de consommation minimale journalière et moyenne journalière tel que donnée par l'équation (II.6).

$$K_{minj} = Q_{minj} / Q_{moyj} \quad (II.6)$$

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

✓ **Coefficient d'irrégularité maximum horaire (k_{maxh})**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation durant les heures de la journée. Ce coefficient tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné avec la relation (II.7)

$$k_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec:

α_{max} : étant le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération.

Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas, on prend $\alpha_{max} = 1.3$;

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

Tableau II.11 : les variations du coefficient β

Nbre habitants	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
Bmax	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1.15	1.1

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à 14 373 habitants, compris entre 10000 et 20000 pour déterminer le β_{max} nous procéderons par interpolation, nous obtenues $\beta_{max} = 1,299$

$$\beta_{max} = 1,15 + ((1,3 - 1,15) \times (20000 - 14373)) / (20000 - 10000) = 1,50$$

En utilisant la relation (2.6), on aura : $k_{maxh} = 1,3 * 1,25 \rightarrow k_{maxh} = 1,95$

II.7. La variation du débit

a. La variation journalière

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

$$Q_{minj} = k_{minj} \times Q_{moyj} \quad (II.8)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier ;

Q_{maxj} : débit maximum journalier ;

Q_{minj} : débit minimum journalier.

Les résultats sont résumés dans le Tableau (II.12)

Tableau II.12: Variations des débits journaliers

horizon	Q_{moyj}		k_{minj}	Q_{minj}		K_{maxj}	Q_{maxj}	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2018	2120,09	20,45	0,8	1696,07	19,63	1,1	2332,10	26,99
2028	2829,46	24,92	0,8	2263,57	26,19	1,1	3112,41	36,02
2038	2883,72	29,07	0,8	2306,97	26,70	1,1	3172,09	36,71
2048	3363,19	33,90	0,8	2690,55	31,14	1,1	3699,51	42,82

b. Débit maximum horaire

Cette consommation permet de déduire la plus forte charge, pour prévenir les risques des dépôts dans le réseau. Ce débit est donné par la relation (II.9).

$$Q_{maxh} = k_{maxh} \times Q_{moyh} \quad (II.9)$$

Avec :

Q_{maxh} : débit maximum horaire ;

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

Q_{moyh} : débit moyen horaire.

Le débit moyen horaire est obtenu avec la relation (II.10) :

$$Q_{moyh} = Q_{maxj} / 24 \quad (II.10)$$

Tableau II.13 : Débit maximum horaire

horizon	K_{maxj}	$Q_{moy.j}$		Q_{moyh}		Q_{maxh}	
		m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s
2018	1,95	2120,09	20,45	88,33	1,02	172,25	1,99
2028	1,95	2829,46	24,92	117,89	1,36	229,89	2,66
2038	1,95	2883,72	29,07	120,15	1,39	234,30	2,71
2048	1,95	3363,19	33,9	140,13	1,62	273,25	3,16

II.8. Calcul des débits maximaux horaires et journaliers pour les différentes localités de la zone d'étude du village qui ont un réservoir en commun

Pour l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, celle-ci est répartie en 3 localités chaque localité est rattachée à un réseau comme l'illustre le schéma synoptique. Notre projet comprend de trois réservoirs posés au sol, et chacun d'eux alimente les trois localités, sont comme suit :

Le réservoir 200m³ existant Ait Ahmed alimentera Ait Zaim, Ait Ahmed et Cheurfa Bas.

Le réservoir projeté 2* 300m³ d'Ivaradhen alimentera Ighil Zeguaghen, Tizi Tzougart, Tadjiouth Haut, Tadjiouth Bas et Iakouchene .

Le réservoir 100m³ El Vir alimentera El Vir, Takhribt, Ighil Aouene, et Arkouv azougagh.

Tableau II.14 : les débits maximums journaliers pour chaque groupe de villages.

Réservoirs	R 200 m ³ existant à Ait Ahmed	R 300 m ³ projeté à Ivaradhen	R 100 m ³ El Vir
Population horizon 2048	6626,38	4168,73	3577,51
Q moy j (m³/j)	993,96	625,31	536,63
Q moy j (l/s)	11,5	7,24	6,21
Q spéc (m³/j)	298,19	187,59	160,99
Q spéc (l/s)	3,45	2,17	1,86
Q moy j en tenant les pertes (m³/j)	198,79	125,06	107,33
Q moy j en tenant les pertes (l/s)	2,3	1,45	1,24
Q moy totale (m³/j)	1550,57	975,48	837,14
Q moy total (l/s)	17,26	10,86	9,32
β max	1,3	1,4	1,5
K max h	1,95	1,39	1,36
K max j	1,1	1,1	1,1
K min j	0,8	0,8	0,8
Q max j (m³/j)	1705,63	1073,03	920,85
Q max j (l/s)	19,74	12,42	10,66
Q min j (m³/j)	1240,46	780,39	669,71
Q moy h (m³/j)	3023,62	1355,92	1138,51
Q max h (m³/h)	3325,98	1491,51	1252,36
Q max h (l/s)	38,5	17,26	14,49

Conclusion

Le but de notre projet étant le renforcement de l'alimentation en eau potable pour les trois localités qui font partie de la commune de Maâtkas versant ouest. Ainsi, nous avons procédé à l'étude des différentes catégories des besoins en eau en utilisant les dotations qui sont fixées par le plan de développement et d'aménagement urbain (PDAU, 2018).

Après évaluation des besoins en eau à l'horizon 2048, la consommation des trois localités de la commune Maâtkas versant ouest est estimée **3699.51m³/j** soit **Q max j= 42.82 l/s**.

III.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, on va étudier les ressources en eau dans notre région d'étude pour établir un diagnostic sur l'état du système d'alimentation en eau potable (ouvrages hydrauliques, ouvrages de génie civil, conduites et installations électromécaniques...etc.) Pour déterminer le déficit en eau qui conduit à réaliser une nouvelle chaîne (Oued de Boughni) qui couvrira le manque en eau de la population pour satisfaire leurs besoins dans le temps.

III.2. Situation actuelle de l'AEP

La zone d'étude est alimentée en eau potable à partir de la chaîne de Tassadort dont la source mobilisée est provient de l'oued Sebou, lieu-dit « Bouaid », le débit total mobilisé avoisine les 438,5 l/s, soit 37886,4 m³/j, ce débit alimente la commune de Maâtkas et les autres localités concernées par la chaîne de Tassadort telles que les communes de Beni Douala, Beni Zmenzer, et une partie de Tizi Ntleta et Ouadhias, en plus du débit reçu à partir du transfert du barrage Taksebt arrêté à 120 l/sec.

La station de Tassadort, comprend sept groupes électropompes dont deux sont destinés pour la zone de Maâtkas et Tirmatine, quatre pour la zone de Beni Douala et le dernier pouvant refouler dans les deux directions.

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

III.3. Les ressources hydrauliques existantes

a- Les forages de la chaîne de Tassadort

La source essentielle d'alimentation en eau potable de la région d'étude est située au lieu-dit « Bouaid » à 4 km à l'Ouest de la ville de tizi-ouzou. Il comporte dix(10) Forages implantés sur la rive gauche de l'oued Boughni à une altitude de 50 m NGA. Totalisant un débit d'exploitation maximal de 438,5 l/s, soit 37886,4 m³/j.

Les forages sont numérotés comme suit : BA1, BA2, BA3, BA4, BA5, BA6, BA7, BA8, BA9 et BA10.

Les caractéristiques générales de ces forages représentées dans le Tableau qui suit ;

Tableau III.1 : Fiche technique des forages.

N° du forage	Coordonnées		Débit Qexp (m ³ /h)	Puissance (KW)	Diamètre (mm)	NS (m)	ND (m)
	X (m)	Y (m)					
III. BA01	616,99	384,248	50	110	500	5,5	7,1
BA02	616,814	384,076	50	110	500	4,43	5,2
BA03	616,706	383,864	50	110	500	4,69	5,94
BA04	616,493	383,784	50	110	500	4,22	5,74
BA05	616,58	383,96	50	110	500	4,58	6
BA06	616,79	384,21	50	75	500	4,36	5,41
BA07	616,67	383,73	30	78	500	5,18	5,86
F08	-	-	30	-	-	-	-
F09	-	-	30	-	-	-	-
F10	-	-	30	-	-	-	-

Source :Subdivision hydraulique (DRE W T O)

ND : niveau dynamique

Qexp : débit d'exploitation

III.4. Les reservoirs de Stockage

La commune de Maâtkas dispose d'une capacité globale de stockage de 3920m³ répartie sur 19 réservoirs sur les différents villages.

Le Tableau suivant donne l'inventaire des réservoirs existants et leurs affectations

Tableau III.2 : les réservoirs de stockage en eau potables de la commune de Maâtkas.

Réservoirs	Capacités	Affectations
MEZDATA	500 m3	IGARIDEN,FEKRAN
IGARIDENE	500 m3	ADJABA,ANGAH
MELBANE	500 m3	EL BIR, TIZI TZOUGAGHTH
FEKRANE	500 m3	AFIR, BARKOUKA
HADADA	40 m3	HADADA
EL BIR	100 m3	EL BIR
CHARKIA	40 m3	CHARKIA
AIT AHMED	200 m3	AIT AHMED
TAKHRIBTH	100 m3	TAKHRIBTH
TIZI TZOUGAGHTH	40 m3	TIZI TZOUGAGHTH
BOUHAMDOUN	100 m3	BOUHAMDOUN
BERKOUKA	100 m3	BERKOUKA
AIT AISSA OUZIANE	200 m3	A l'arrêt
IGHIL ZEGAGHENE	300 m3	A l'arrêt
TALAHMOU	50 m3	TALAHMOU
IGHIL ISSOUENE	100 m3	A l'arrêt
ANNGAH	50 m3	ANNGAH
AFIR	200 m3	AFIR
CHEURFA	200 m3	CHEURFA

III.5. Les adductions

III.5.1. Adduction par refoulement

Le refoulement se fait au niveau de la station principale TASSADORT qui refoule un volume d'eau de 9000m³/j vers le réservoir de MEZDATA d'une capacité de 500m³ par deux conduites en acier de diamètres 500mm

III.5.2. Adduction gravitaire

A partir du réservoir de stockage de MEZDATA partent trois conduites d'adduction principales qui sont :

➤ Adduction MEZDATA-FEKRANE ; conduite en acier enrobé d'une longueur de 7824.60ml et de diamètre 350mm.

➤ Adduction MEZDATA-IGARIDENE ; conduite en acier enrobé d'une longueur de

➤ Adduction MEZDATA-MELBANE ; conduite en acier Noir d'une longueur de 485.65ml et de diamètre 250mm.

Les conduites d'adduction secondaires raccordées au réseau de distribution des villages sont :

- ✓ Adduction Igaridene-Adjaba : conduite en acier d'une longueur de 1613ml.
- ✓ El Bir-Thakhribth : conduite en acier d'une longueur de 1348ml.
- ✓ Adduction Fekrane-Berkouka : conduite en acier de diamètre 150mm.
- ✓ Adduction Fekrane-Afir : conduite en acier de diamètre 80mm.
- ✓ Adduction Bouhamdoun : conduite en acier de 100mm de diamètre.

III.6. Situation des réseaux d'adduction d'eau potable de la commune et au centre de Maâtkas.

Tableau III.3 : les réseaux centraux d'adduction en eau potable à la commune de Maâtkas.

Commune et centre	RESEAUX D'ADDUCTION				
	Nature de la conduite	Diamètre mm	Longueur ML	Date de mise en service	Etat de la conduite
Maâtkas	Acier Noir	350	4974.60	1990	C
Melbane	Acier Noir	250	485.65	1990	C
I- Issiouéne	Galvanise	66/76	556.65	/	C
A- A -Ouziane	Acier Noir	100	1708.10	/	C
El Bir	Acier Noir	200	3680.40	1992	C
Ait Ahmed	Acier Noir	100	862.80	1991	C
Berkouka	Acier Noir	100	4309.14	1991	B
Berkouka	Acier Noir	100	4000.00	2002	C
Bouhamdoun	Acier Noir	80	/	1990	B
Takhribt	Galvanise	66/76	1348.00	1992	C
Tizi T'zougart	Acier Noir	80	920	/	B
I-Zougaghen	Acier Noir	100	950	/	C
Total longueur du réseau d'adduction 23795.34					

Source : Subdivision d'hydraulique de Maâtkas

B : moyen ;

C : bon.

III.7. Caractéristique physico-chimiques des forages

Pour ces caractéristiques, nous allons comparer les analyses faites par les services l'Algérienne Des Eaux (ADE) (faite le 03 Février 2017) aux normes internationales l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) pour vérifier la potabilité. Les résultats illustrés dans le Tableau qui suit :

Tableau III.4 : Caractéristique physico chimique des forages

Elément/substance	Symbole	Unité	Dosage	Norme OMS
Calcium	Ca ⁺⁺	mg/l	98,76	100
Magnésium	Mg ⁺⁺		16,53	50
sodium	Na ⁺		38	200
Potassium	K ⁺		03	12
Chlorure	Cl ⁻		34,39	250
Sulfate	SO ₄ ⁻		73,10	250
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻		375,03	/
Nitrate	NO ₃		1,77	50
Résidu sec à 105 C	R.S		465,73	2000

Conclusion

Les analyses physico-chimiques présentées précédemment, montrent que les eaux forages sont de bonne qualité, elle est douce et propre à la consommation.

Le débit que vont offrir ces forages est de **45 l/s** soit **3888 m³/j**, est largement suffisant pour compenser le manque des localités de en long terme de eau potable de la zone d'étude qui est **42.82 l/s** soit **3699.51 m³/j**.

Pour faire face à cette situation nous proposons une deuxième chaîne d'adduction à partir de l'oued Boughni pour satisfaire la totalité des besoins en eau.

IV.1. Introduction

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

IV.2. Types adduction

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

+ Adduction gravitaire

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

+ Adduction par refoulement

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

+ Adduction mixte

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

Remarque : dans notre cas l'adduction se fait par refoulement.

IV.3. Choix du tracé des conduites d'adduction

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

- + Avoir un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation.
- + Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer. Une cavitation peut apparaître et une rupture de la veine liquide peut provoquer ainsi l'écrasement de la canalisation.

- ✚ Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), on doit prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- ✚ Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds, les forêts...etc.), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

IV.4. Choix du type de matériaux des conduites d'adduction.

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

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

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

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

(PEHD).

➤ Tuyaux en fonte ductile.

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2.2% à

4%. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, se fait en distribution, en assainissement et en irrigation. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire. Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides haute température, acides). Ces tuyaux sont réalisés dans des diamètres normalisés.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de 6 m pour les petits et moyens diamètres (Jusqu'à 800 mm) et de 7 m à partir de 800 mm (Thèse Mr. SADI et Melle. HABICHI 2015-

2016).

a. Avantage des tuyaux en fonte ductile

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

b. Inconvénient

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

➤ Conduites en polyéthylène (PE).

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs. La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

a. Avantage des tuyaux

- + petit poids ;
- + grandes longueurs ;
- + résistants à la corrosion ;
- + flexibilité ;
- + économiques ;
- + pose facile ;
- + non conducteurs d'électricité.

b. Inconvénient

- + sensibles aux coups ;

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

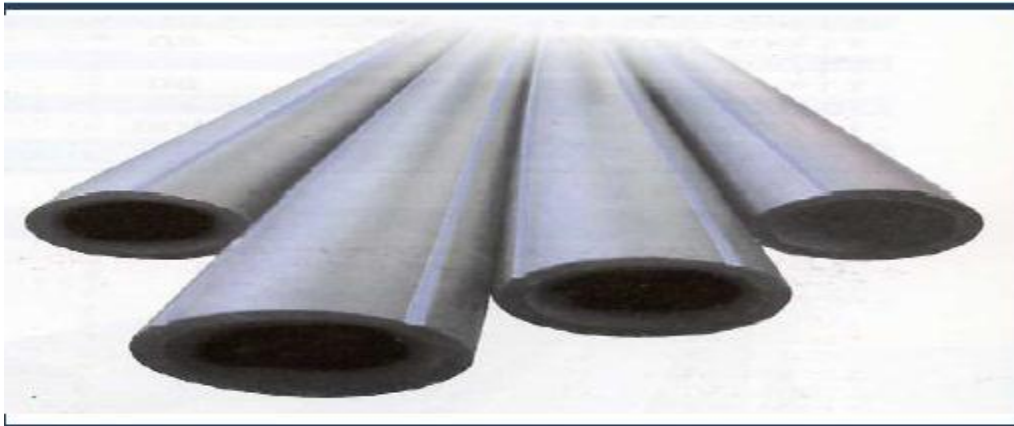


Figure IV.1 : Les tuyaux en PEHD

IV.5. Systèmes de raccordement :

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube PEHD :

a. Bout à bout :

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

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



Figure IV.2 : bout à bout « bouteuse »

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

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm. Tube.

b. Raccordement par accessoires électro-soudables :

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

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

La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique, un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et du raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube. Ce type de raccordement est très recommandé Figure (IV.3).



Figure IV.3 : Raccordement par accessoires électro-soudable

c. Raccordement par accessoires à compression (mécanique):

Ces raccords sont soit en matières plastique soit métallique .Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63mm et existe dans des diamètres supérieurs 90 mm maximum Figure (IV.4).



Coude mal fileté



Raccorde d'adaptation

Figure IV.4 : raccordement par accessoires à compressions

Toute une gamme de raccord en PE destinée à :

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

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

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

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

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

- ✚ Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage ;
- ✚ Un faible coût ;
- ✚ Montage facile : ces tubes sont facilement manipulables et à transporter ;
- ✚ Légèreté : les tubes (PEHD) sont quatre fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels ;
- ✚ Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites ;
- ✚ Résistance chimique lors de transport des fluides industriels et des eaux usées ;
- ✚ Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à

400mm déjà deux fois supérieures aux tubes traditionnels (fonte, acier..) ;

- ✚ Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

Le raccord (PEHD) présente plusieurs avantages parmi eux :

- ✚ Résistance aux rayons ultra-violets et aux chocs ;
- ✚ Résistance à « l'abrasion » ;
- ✚ Poids spécifique bas ;
- ✚ Conformés sanitaire.

IV.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

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

- **Vanne de sectionnement**

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

- **Joint démontage**

Ce sont des appareils Permettent l'installation en insertion ou la dépose d'un appareil de robinetterie à brides entre deux éléments fixes d'une canalisation. Figure (IV.5)

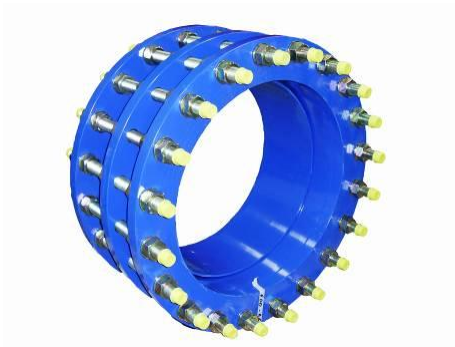


Figure IV.5 : joint démontage

- **Ventouse**

Ce sont des appareils permettant l'évacuation de l'air entrainé par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau Figure (IV.6).



Figure IV.6 : la ventouse

- **Clapets**

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

Le clapet trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la station de la pompe Figure (IV.7).

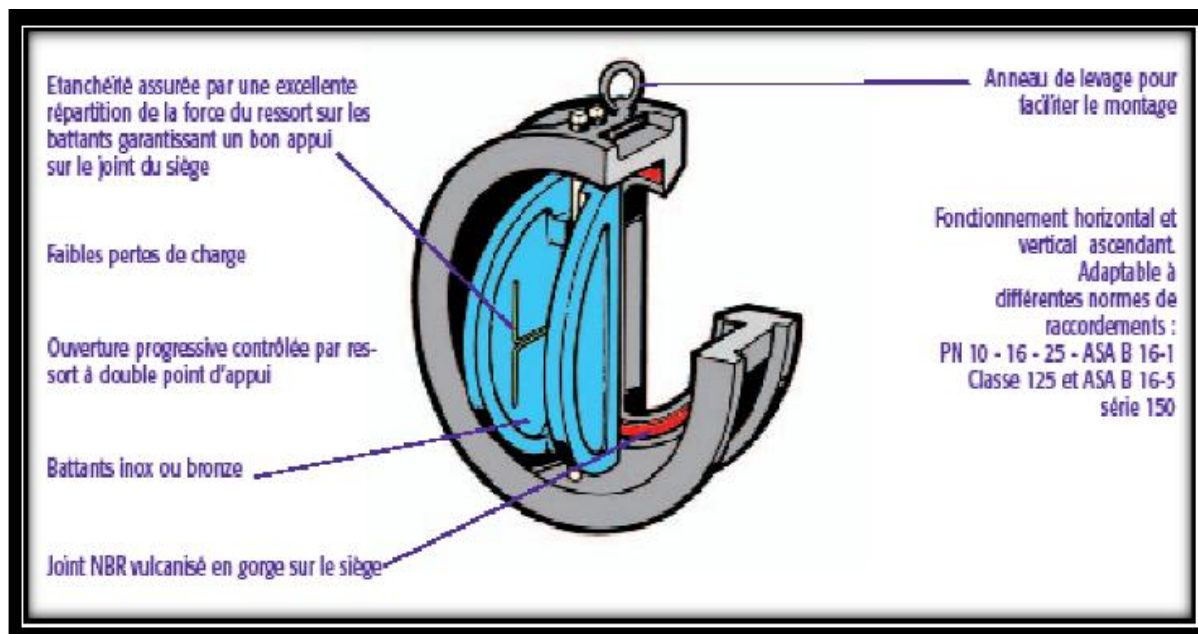


Figure IV.7: clapet à double battant.

- **Crépines**

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0.5 m du fond du puisard Figure (IV.8).



Figure IV.8: crépine

- **Réduction de pression**

Les soupapes de réduction de pression sont des appareils du type normalement ouvert. Elles permettent de délivrer une pression réduite sur un circuit secondaire à partir d'un circuit Figure (IV.9)

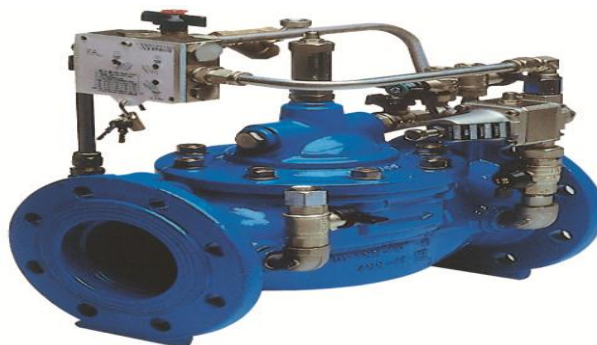


Figure IV.9: Réducteur de pression

IV.7. Etude technico-économique des diamètres des conduites de refoulement

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

- ✚ les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

IV.8. Choix de la gamme de diamètre

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

- ✚ Expression générale : $D = K\sqrt{Q}$ (IV.1)

- ✚ Formule de **Bonin** : $=\sqrt{Q}$; $K=1$ (IV.2)

- ✚ Formule de **Bresse** : $D = 1,50\sqrt{Q}$; $K=1,50$ (IV.3)

- ✚ La relation de **Pavlovski** : $D = 1,38 * Q^{0,48}$ (IV.4)

Les deux formules (4.2) et (4.3) nous donnent des valeurs supérieure et inférieure du diamètre.

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

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s} \quad (\text{IV.5})$$

IV.9. Evaluation des frais d'amortissement.

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

$$\mathbf{F_{am} = Puc * L * A \text{ (DA)}} \quad \mathbf{(IV.6)}$$

Puc : le prix unitaire de la conduite, fourniture, pause et terrassement ;

L : longueur de la conduite en metre (m) ;

A : annuité d'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i} \quad \mathbf{(IV.7)}$$

Dans notre cas :

Avec :

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

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

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

IV.10. Evaluation des frais exploitation.

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

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation **(IV.8)** :

$$\mathbf{F \text{ exp} = E * Pue \text{ (DA)}} \quad \mathbf{(IV.8)}$$

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

IV.11. Calcul de la vitesse de l'écoulement.

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne de l'écoulement et satisfaire la condition de continuité dans la conduite, donnée par la relation **(IV.9)** :

$$\mathbf{V = \frac{4Q}{\pi D^2}} \quad \mathbf{(IV.9)}$$

❖ Perte de charge (J).

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

✚ Pertes de charge linéaires ;

✚ Pertes de charge singulières.

❖ **Pertes de charge linéaire j (régulières).**

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

$$J = \lambda (L/D_h) (v^2_{\text{moy}}/2g) \quad (\text{IV.10})$$

✚ **Détermination de (λ)**

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

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

$$\lambda^{1/2} = [1,14 - 0,86 \log (\frac{\epsilon}{D})] \quad (\text{IV.11})$$

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} - 2 \log \left[\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.12})$$

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

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

$$\lambda = 64/Re \quad \lambda = f(Re) \quad (\text{IV.13})$$

NB : λ peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Reynolds (**Re**) et la rugosité relative $\frac{\epsilon}{D}$. (**Annexe 4 : diagramme de Moody**)

✚ **Détermination du nombre de Reynolds**

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité (IV,14).

$$Re = V_m * D_h / \nu \quad (\text{IV.14})$$

ν : la viscosité cinématique du liquide = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, à 20°C ;

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

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

✚ La rugosité

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

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

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha * t \quad (\text{IV.15})$$

Dans le Tableau (IV.1) nous donnons les différents matériaux avec leur coefficient de rugosité.

Tableau IV.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

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

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **Hazen williams** (IV,16)

$$J = 1.28 * 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} * D^{4.871}} \quad (\text{IV,16})$$

a) Pertes de charge singulières J_s .

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

$$J_{\text{singuliers}} = 0.15 * J \quad (\text{IV.17})$$

b) Les pertes de charge totales (Jt)

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

Donc :

$$J t = 1,15 * J \quad (IV.18)$$

$$J t = 1,15 * \lambda * \frac{L * V^2}{Dh * 2g} \quad (IV.19)$$

IV.12. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

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

$$H mt = Hg + Jt \quad (IV.20)$$

$$Hg = Ca - Cd \quad (IV.21)$$

IV.13. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

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

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \quad (IV.22)$$

Q : m³/s

P : la puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

Hmt : hauteur manométrique totale en m ;

η : rendement de la pompe qui est de 82% (DREW T.O).

IV.14. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

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

$$E = P_{abs} * t * 365 \text{ (KWh /an)} \quad (IV.21)$$

IV.15. Calcul des frais d'exploitation

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

$$F exp = E * P_{ue} \quad (IV.22)$$

Fex : frais de l'exploitation en DA ;

E : énergie consommée par la pompe Kwh ;

Pue : prix d'un Kwh donné par SONELGAZ égale à 4.82DA.

IV.16. Bilan des frais

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

$$F_t = F_{\text{exp}} + F_a \quad (\text{IV.23})$$

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

IV.17. Calcul de la valeur maximal du coup de bélier

La valeur maximale du coup du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (\text{IV.24})$$

ρ : vitesse de l'eau (m/s) ;

g : l'accélération (m/s²) ;

a : célérité des ondes du bélier(en m/s), et elle est donnée par la relation suivante :

La célérité des ondes du coup de bélier est donnée par la relation suivant (IV.25)

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{E_e} \right)}} \quad (\text{m.s}^{-1}) \quad (\text{IV.25})$$

ρ : Masse volumique de l'eau= 103 Kg/m³ ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

E_e : module de Joung de la paroi ;

e : épaisseur de la conduite (m) ;

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{k.D}{e}}} \quad (\text{IV.26})$$

ρ : Masse volumique de l'eau= 103 Kg/m³ ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

e : épaisseur de la conduite (m) ;

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

= 0,50 pour une conduite en acier,

= 0,66 pour le PEHD,

= 1,00 pour une conduite en fonte,

= 4,40 pour une conduite en amiante ciment,

= 33,00 pour une conduite en PVC.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (IV.27), (MOUSSA, 2002).

$$A = \frac{1240}{\sqrt{1+k\frac{D}{e}}} \quad (\text{IV.27})$$

IV.18. Calcul de la pression maximale et minimale

❖ Cas de surpression :

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation (IV.28)

$$P \text{ max} = Hg + B \quad (\text{IV.28})$$

Pmax : la pression maximale ;

B : valeur maximale du coup de bélier ;

Hg : la hauteur géométrique.

❖ Cas de dépression

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation (IV.29)

$$P \text{ min} = Hg - B \quad (\text{IV.29})$$

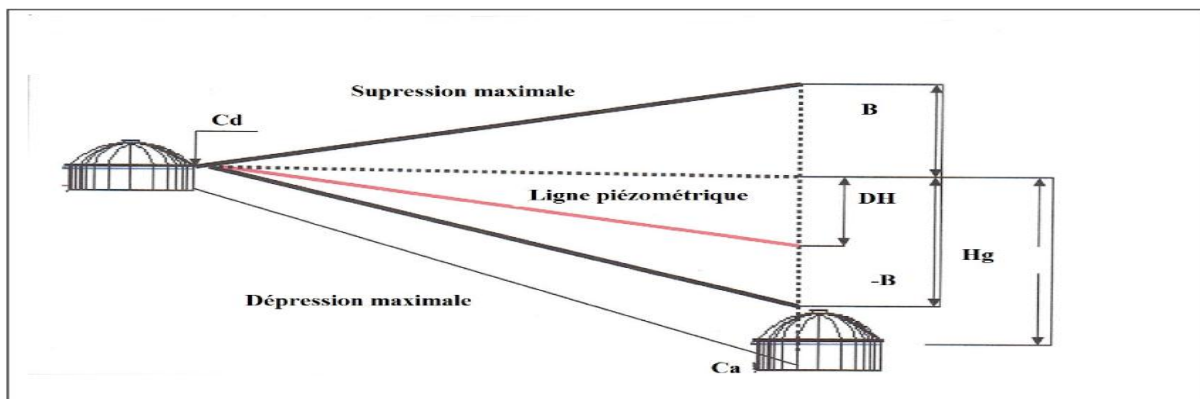


Figure IV.11 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.

Pmax : la pression maximale ;

+B : valeur maximale du coup de bélier ;

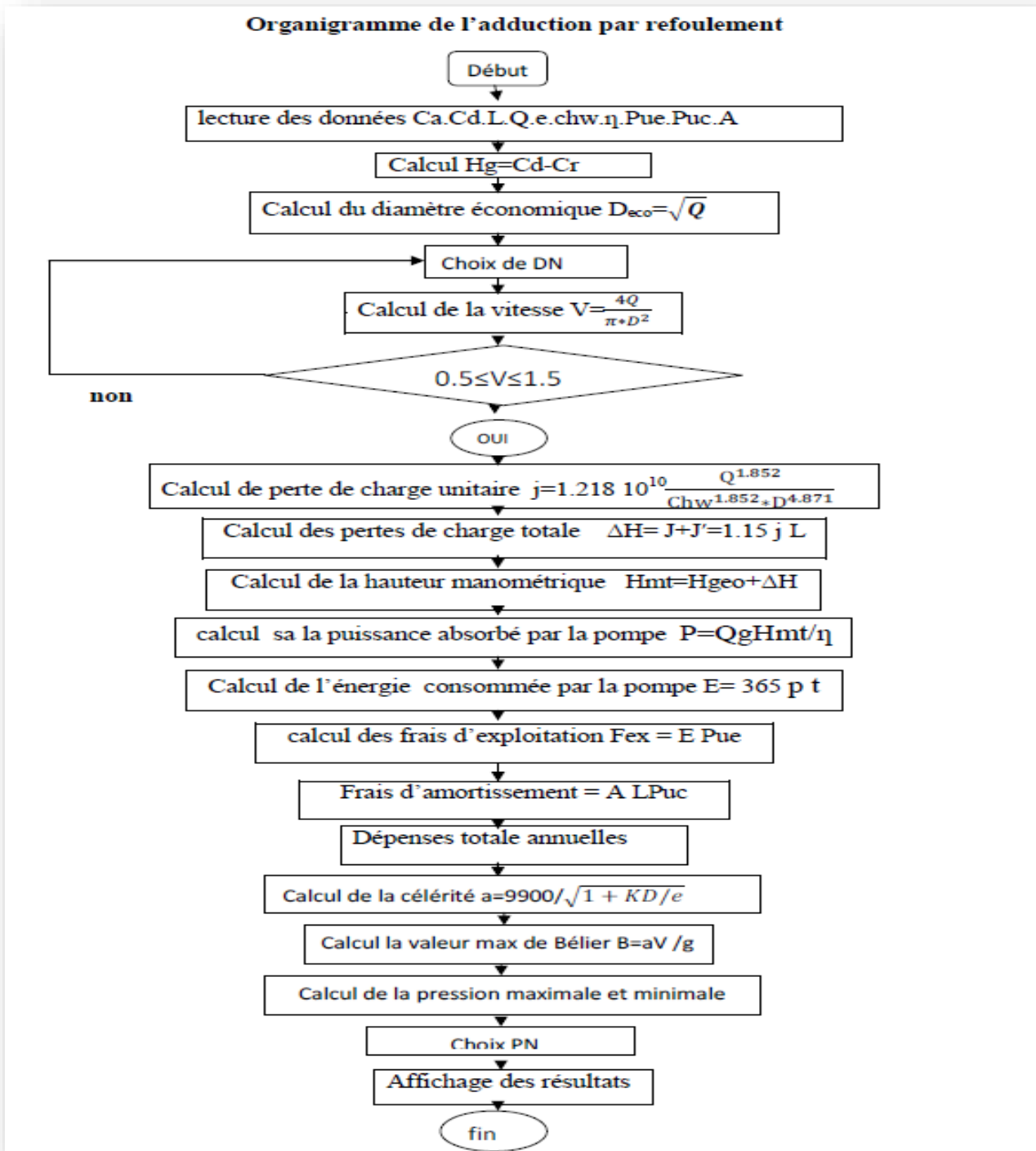
-B : valeur minimale du coup de bélier ;

Hg : la hauteur géométrique ;

Cd : cote départ ;

Ca : cote arrive.

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



IV.19. Etude du projet

Le schéma directeur du système d'alimentation en eau potable se résume comme suit :

- ❖ Réalisation des cinq forages au niveau de l'oued Boughni dont le nombre sera déterminée en fonction du débit 45l/s.
- ❖ Réaliser une chaîne d'adduction à partir de ces forages vers les réservoirs de tête, situés à Ait Ahmed, Ivaraden et El Vir.
- ❖ Vu la dénivellée importante entre les forages et les Réservoirs de tête, on doit prévoir deux stations de reprise S.R.1 et S.R.2 avec deux bâches de stockage. La S.R1 sera placée à une cote 284m et la deuxième à une cote de 444m.
- ❖ Les réservoirs 200m³ existant un réservoir projeté à Ait Ahmed alimenteront Ait Zaim, Ait Ahmed et Cheurfa Bas.
- ❖ Le réservoir projeté 200m³ non fonctionnel et un réservoir projeté à d'Ivaradhen alimentera Ighil Zeguaghen, Tizi Tzougart, Tadjiouth Haut, Tadjiouth Bas et Iakouchene.
- ❖ Les réservoirs 100m³ et un réservoir projeté El Vir alimentera El Vir, Takhribt, Ighil Aouene, et arkouv azougaghe.

Dans notre projet, les adductions se font toutes par refoulement conformément au schéma synoptique (Voir Annexe 6).

Les études sont effectuées conformément aux étapes présentées dans l'organigramme précédent.

Les conduites d'adduction sont toutes en PEHD. Les résultats de ces calculs sont résumés dans les Tableaux qui suivent :

Tableau IV.2 : Les adductions et les débits de dimensionnement concernés

N° de l'adduction	Point de départ	Point d'arrivée	Débit de Dimensionnement (l/s)
1	forage	SR-1	51.38
2	SR-1	SR-2	51.38
3	SR-2	R200 Ait Ahmed	23.68
4	SR-2	R200 Ivaraden	14.90
4	SR2	R100 EL VIR	12.78

❖ Etude d'adduction par refoulement : Forage –station de reprise 1 :

Tableau IV.3 : Etude d'adduction par refoulement : Forage –station de reprise 1

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	124,82			m
3	Cote d'arrivée Ca	286,00			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	51,38			l/s
5	Longueur de la conduite L	2 600,00			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique Hgéo	162,00			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	226,67			mm
9	Temps de pompage	20,00			h
	Le rendement de la pompe η	70	70	70	%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4.82			DA
11	Choix des diamètres	200	250	315	mm
12	Epaisseur de la conduite	18,2	22,7	28,6	mm
13	Nature des matériaux de la conduite	PEHD	PEHD	PEHD	
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	2 565,20	3968,800	5950,0	DA
15	Introduis le coefficient K	83	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1,64	1,047	0,659	m/s
17	Test de la vitesse	incorrecte	correcte	correcte	
18	introduire le coefficient A	0,09	0,090	0,090	
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	
20	Perte de charge unitaire j		0,004191	0,00136	m/ml
21	Perte de charge linéaire J		10,897615	3,53530	m
22	Perte de charge singulière J'		16,346	5,303	m
23	Perte de charge totale Dh		27,244	8,838	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt		189,244	170,838	m
25	Célérité de l'onde de choc a		40,991	40,990	m/s
26	Valeur du coup de bélier B		4,374	2,755	m
27	Puissance absorbée par la pompe P		136,266	123,013	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E		994741,264	897993,215	
29	Frais d'exploitation annuels Fext		3978965,055	3591972,861	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam		928699,200	1392300,000	DA
31	Dépenses totales annuelle		4 907 664,26	4 984 272,86	DA
32	Surpression maximale Pmax		16,637	16,475	Bar
33	Dépression maximale Pmin		15,763	15,925	Bar
34	Choix de la pression nominale PN		20	16	Bar

D'après le Tableau (IV.3) ci-dessus, le diamètre économique reliant le point le forage vers la station de reprise projeté 1 est de **DN 250PN20** dont matériau utilise est de **PEHD**.

❖ **Adduction station de reprise 1 –station de reprise 2 :**

Tableau IV.4 : Etude d'adduction par refoulement : SR 1 –SR 2

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	284,82			m
3	Cote d'arrivée Ca	440,00			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	51,38			l/s
5	Longueur de la conduite L	1 348,91			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique Hgéo	156,00			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	226,67			mm
9	Temps de pompage	20			h
	Le rendement de la pompe η	70	70	70	%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4.82			DA
11	Choix des diamètres	200	250	315	mm
12	Epaisseur de la conduite	18,20	22,70	35,20	mm
13	Nature du matériau de la conduite	PEHD	PEHD	PEHD	
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	2 565,20	3 968,80	5 950,00	DA
15	Introduis le coefficient K	83,00	83,00	83,00	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1,64	1,05	0,66	m/s
17	Test de la vitesse	incorrecte	correcte	correcte	
18	introduire le coefficient A	0,09	0,09	0,09	mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136,00	136,00	
20	Perte de charge unitaire j	0,01	0,00419139	0,00135973	m/ml
21	Perte de charge linéaire J	16,76	5,65	1,83	m
22	Perte de charge singulière J'	19,28	6,50	2,11	m
23	Perte de charge totale Dh	36,04	12,16	3,94	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	192,04	168,16	159,94	m
25	Célérité de l'onde de choc a	41,04	40,99	45,47	m/s
26	Valeur du coup de bélier B	6,84	4,37	3,06	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	138,28	121,08	115,17	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E		883 892,58	840 725,74	
29	Frais d'exploitation annuels Fext		3 535 570,34	3 362 902,97	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam		481 819,86	666 496,43	DA
31	Dépenses totales annuelle		4 017 390,20	4 029 399,40	DA
32	Surpression maximale Pmax		16,04	15,91	Bar
33	Dépression maximale Pmin		15,16	15,29	Bar
34	Choix de la pression nominale PN		20	20	Bar

D'après le Tableau (IV.4) ci-dessus, le diamètre économique reliant entre la station de reprise 1 et la station de reprise projeté 2 est de **DN 250PN16** dont matériau utilise est de **PEHD**.

❖ **Etude d'adduction par refoulement : station de reprise 2 –Réservoir R₁ Ait Ahmed**

Tableau IV.5 : Etude d'adduction par refoulement : SR2 –R₁ Ait Ahmed

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	444,82			m
3	Cote d'arrivée Ca	589,00			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	23,68			l/s
5	Longueur de la conduite L	2 332,19			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique H _{géo}	145,00			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	153,88			mm
9	Temps de pompage	20,00			h
	Le rendement de la pompe η	70,00			%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4,82			DA
11	Choix des diamètres	160	200	250	mm
12	Epaisseur de la conduite	15	18	18	mm
13	Nature du matériaux de la conduite	PEHD	PEHD	PEHD	
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	999,46	2 565,20	3 968,80	DA
15	Introduis le coefficient K	83,00	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1,18	0,754	0,482	m/s
17	Test de la vitesse	correcte	correcte	incorrecte	
18	introduire le coefficient A	0,09			mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136,00			
20	Perte de charge unitaire j	0,01	0,003	0,001	m/ml
21	Perte de charge linéaire J	20,47	6,905	2,329	m
22	Perte de charge singulière J'	23,54	7,940	2,678	m
23	Perte de charge totale Dh	44,02	14,845	5,006	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	189,02	159,845	150,006	m
25	Célérité de l'onde de choc a	41,09	41,036	36,708	m/s
26	Valeur du coup de bélier B	4,93	3,153	1,805	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	62,73	53,046	49,781	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E		387 234,418	363 400,305	
29	Frais d'exploitation annuels Fext		1 548 937,672	1 453 601,219	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam		342 866,913	538 428,041	DA
31	Dépenses totales annuelle		1 891 804,585	1 992 029,260	DA
32	Surpression maximale Pmax		14,815		Bar
33	Dépression maximale Pmin		14,185		Bar
34	Choix de la pression nominale PN		16		Bar

D'après le Tableau (IV.5) ci-dessus, le diamètre économique reliant entre la station de reprise 2 et la le réservoir Ait Ahmed est de **DN 200PN16** dont matériau utilise est de **PEHD**.

❖ **Eude d'adduction : Station de reprise 2- Réservoirs R2 Ivaraden :**

Tableau IV.6 : Etude d'adduction par refoulement : SR2- R2 Ivaraden

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	444,82			m
3	Cote d'arrivée Ca	511,00			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	14,90			l/s
5	Longueur de la conduite L	1 537,59			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique Hgéo	67,00			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	122,08			mm
9	Temps de pompage	20,00			h
	Le rendement de la pompe η	70,00			%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4,82			DA
11	Choix des diamètres	110	125	160	mm
12	Epaisseur de la conduite	12,30	14,82	14,60	mm
13	Nature du matériaux de la conduite	PEHD	PEHD	PEHD	
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	586,46	633,50	999,46	DA
15	Introduit le coefficient K	83	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1,57	1,2144	0,7412	m/s
17	Test de la vitesse	incorrecte	correcte	correcte	
18	introduire le coefficient A	0,09			mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136,00			
20	Perte de charge unitaire j	0,02	0,012394	0,00372	m/ml
21	Perte de charge linéaire J	35,52	19,056	5,726	m
22	Perte de charge singulière J'	40,85	21,915	6,584	m
23	Perte de charge totale Dh	76,37	40,971	12,310	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	143,37	107,971	79,310	m
25	Célérité de l'onde de choc a	45,48	45,520	41,092	m/s
26	Valeur du coup de bélier B	7,27	5,635	3,105	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	29,94	22,551	16,564	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E		164 619,192	120 920,800	
29	Frais d'exploitation annuels Fext		658 476,768	483 683,199	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam		226 048,794	354 980,328	DA
31	Dépenses totales annuelle		884 525,562	838 663,527	DA
32	Surpression maximale Pmax		7,264	7,01049	Bar
33	Dépression maximale Pmin		4,445	5,04355	Bar
34	Choix de la pression nominale PN		10	10	Bar

D'après le Tableau (IV.6) ci-dessus, le diamètre économique reliant entre la station de reprise 2 et la le réservoir Evradhen est de **DN 160PN10** dont matériau utilise est de **PEHD**.

❖ **Etude d'adduction : Station de reprise n°2 projetée –Réservoir R3El Vir :**

Tableau IV.7 : Etude d'adduction par refoulement : SR1-R3 El Vir.

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	444,82			m
3	Cote d'arrivée Ca	525,00			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	12,78			l/s
5	Longueur de la conduite L	4 295,00			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique H _{géo}	81,00			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	113,05			mm
9	Temps de pompage	20,00			h
	Le rendement de la pompe η	70,00			%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4.82			DA
11	Choix des diamètres	90	110	125	mm
12	Epaisseur de la conduite	8,20	12,30	14,82	mm
13	Nature du matériaux de la conduite	PEHD			
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	388,85	586.46	633,50	DA
15	Introduit le coefficient K	83	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	2,01	1,345	1,041	m/s
17	Test de la vitesse	incorrecte	correcte	correcte	
18	introduit le coefficient A	0,09			mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136,00			
20	Perte de charge unitaire j		0,017378	0,00932	m/ml
21	Perte de charge linéaire J		74,639	40,044	m
22	Perte de charge singulière J'		85,835	46,051	m
23	Perte de charge totale Dh		160,475	86,096	m
24	Hauteur manométrique totale H _{mt}		241,475	167,096	m
25	Célérité de l'onde de choc a		45,483	45,520	m/s
26	Valeur du coup de bélier B		6,235	4,832	m
27	Puissance absorbée par la pompe P		43,249	29,927	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E		315 715,634	218 469,033	
29	Frais d'exploitation annuels F _{ext}		1 262 862,537	873 876,130	DA
30	Frais d'amortissement annuels F _{am}		309 085,380	386 341,263	DA
31	Dépenses totales annuelle		1 571 947,917	1 260 217,39	DA
32	Surpression maximale P _{max}		8,723	8,583	Bar
33	Dépression maximale P _{min}		7,477	7,617	Bar
34	Choix de la pression nominale PN		10	10	Bar

D'après le Tableau (IV.7) ci-dessus ,le diamètre économique reliant entre la station de reprise 2 et la le réservoir El Vir est de **DN 125PN10**dont matériau utilise est de **PEHD**

Le Tableau (IV.8) au-dessous résume tous les caractéristiques technico-économiques des Canalisations

N° de l'adduction	Point d'arrivée	Diamètre économique (mm)	Pression nominale Bar	Vitesse d'écoulement (m/s)	Dépense totales annuelle DA
1	Forage -SR1	250	20	1,047	4 907 664,26
2	SR1-2	250	16	1,047	4 017 390,20
3	R1200 Ait Ahmed	200	16	0,754	1 891 804,58
4	R2200 Ivaraden	160	10	1,214	884 525,56
5	R3100 El Vir	125	10	1,041	1 260 217,39
					12 961 601,99

Conclusion

Le dimensionnement des conduites de notre chaine d'adduction, a été fait sur la base de besoins en eau de la population ; c'elle ci nous permet de calcule des diamètres économique nécessaire avec des frais minimale.

Les frais de la réalisation de notre réseau s'élèvent **12 961 601,99 DA.**

Pour le matériau utilise, notre choix s'est porte sur le PEHD, vie les avantages qu'il présente (flexibilite,elasticite ,durée de vie assez longue 50ans).

V.1. Introduction

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

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

V.2. Rôle et fonction des réservoirs

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

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

V.3. Implantation des réservoirs

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

- En plan, ils doivent généralement être au centre de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité (Figure **(V.1)**).
- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité (Figure **(V.2)**) (**Moussa, 2002**)

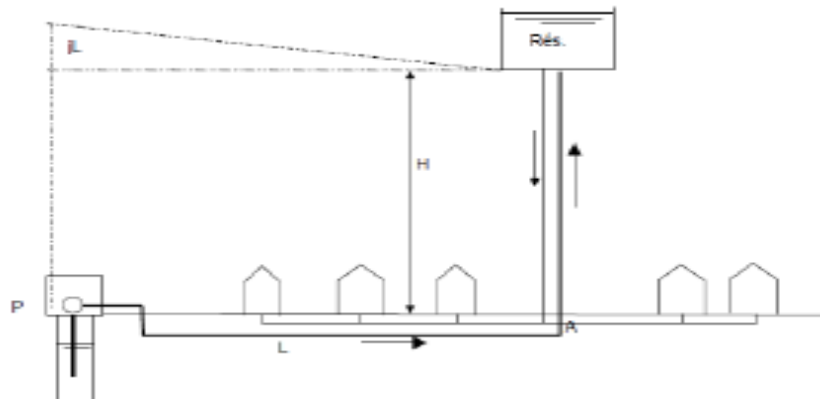


FIGURE V.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

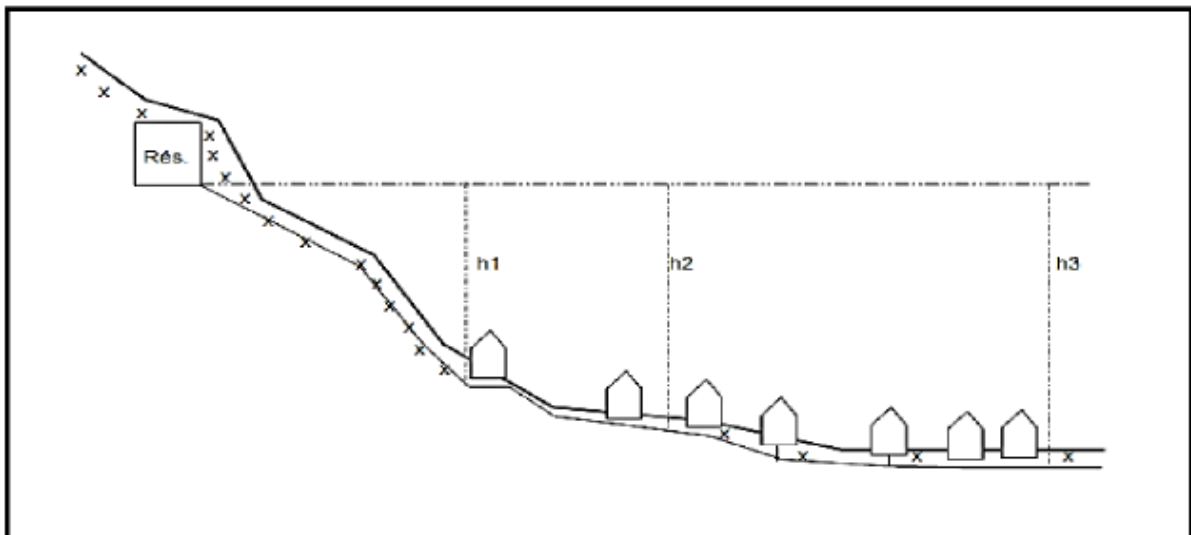


Figure V.2: Emplacement du réservoir en altitude

V.4. Classification des réservoirs

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

- ✓ La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
 - réservoirs métalliques ;
 - réservoirs en maçonnerie ;
 - réservoirs en béton armé ou précontrainte.
- ✓ La situation des lieux ou par rapport à la surface du sol, nous distinguons
 - des réservoirs enterrés ;
 - semi enterrés ;

- surélevés ou sur tour (château d'eau).
- ✓ l'usage des réservoirs on peut les classer en :
 - réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
 - réservoirs de traitement.
- ✓ leurs formes géométriques :
 - réservoirs cylindriques ;
 - réservoirs rectangulaires ;
- ✓ il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

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

V.5. Construction des réservoirs

▪ **Forme**

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

▪ **Hauteur d'eau**

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser **6m**. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution. Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens capacité. Tableau (V.1)

Tableau V.1: Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

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

V.6. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les équipements de réservoirs sont représentés dans la **Figure (V.6)**.

➤ Conduite d'adduction (ou d'arrivée)

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

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

➤ Conduite de distribution (départ)

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

➤ Conduite du trop-plein

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

➤ Conduite de vidange

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

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein Figure (V.3)

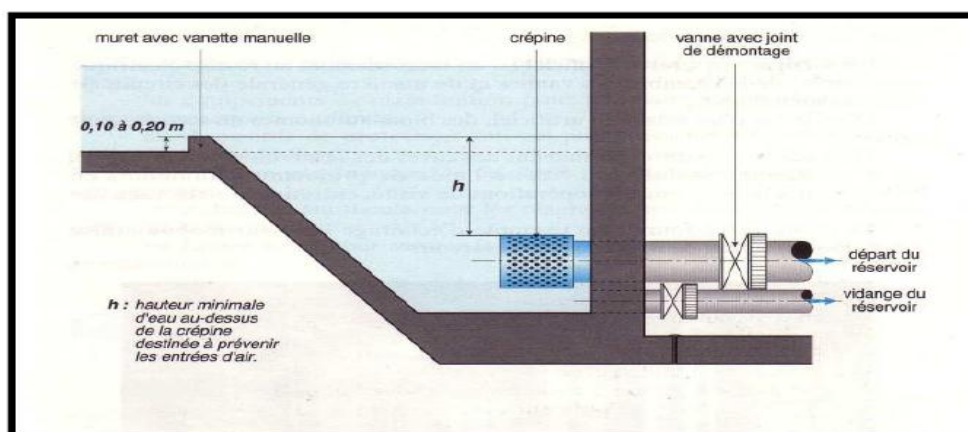


FIGURE V.3 : Conduite de vidange.

➤ Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution, la communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la **Figure (V.4)** en marche normale les vannes « 1 » et « 2 » sont ouvertes, la vanne « 3 » est fermée, en by-pass on ferme « 1 » et « 2 » et on ouvre « 3 »

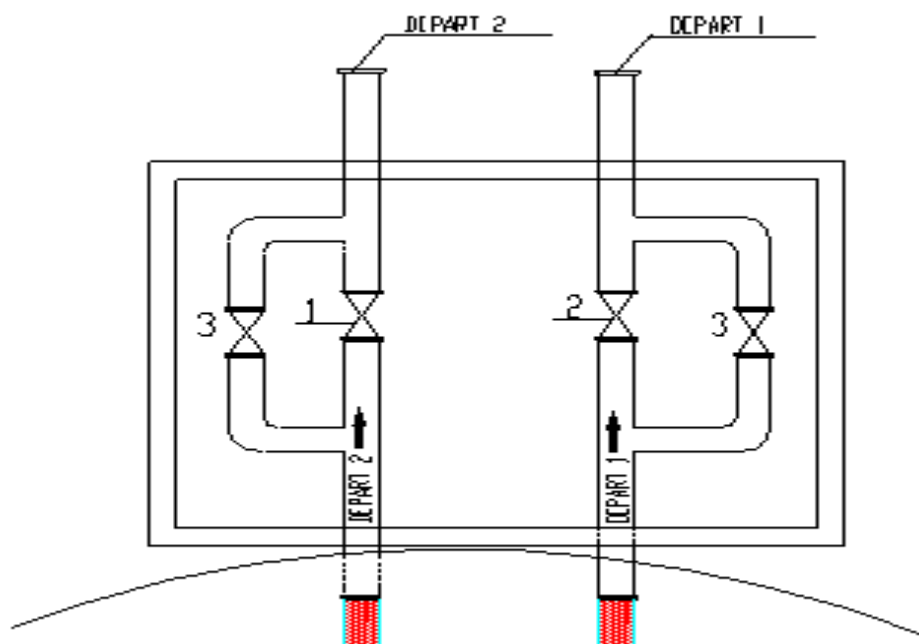


Figure V.4 : la conduite by-pass

➤ Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la **Figure (V.5)** et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, les vannes « 1 » et « 2 » sont ouvertes. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 3 » pour pouvoir exploiter cette réserve.

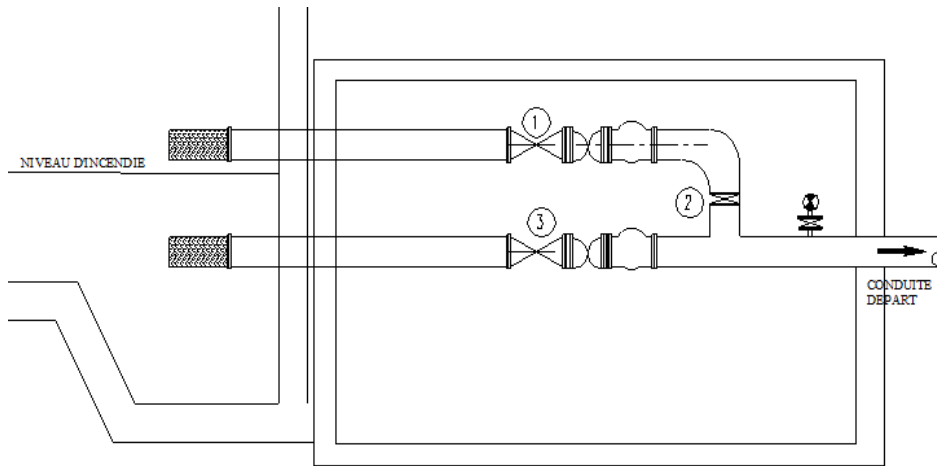


Figure V.5 : Réserve d'incendie

V.7. Exigences techniques à satisfaire

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **Étanchéité** : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume
- **Durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

V.8. Entretien des réservoirs

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

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

V.9. Hygiène et sécurité

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

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers,
- être éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épais plaques de verre,

- avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation,
- avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant),
- être aérés par des orifices de grillage.

V.10. Calcul de la capacité des réservoirs

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

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

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

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

✓ Méthode forfaitaire

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

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

✓ Méthode graphique

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation.

Représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue. La somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond.

$$\Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} \quad (\text{V.2})$$

A cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeté

✓ **Méthode analytique**

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit

(a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$).

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

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

- de 6 heures à 7 heures = a ;
- de 7 heures à 11 heures = $3,5a$;
- de 11 heures à 16 heures = $0,4a$;
- de 16 heures à 18 heures = $2a$;
- de 18 heures à 22 heures = $0,5a$;
- de 22 heures à 6 heures = $0,125a$.

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

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

$$V_r = \Delta V^+ \max + \Delta V^- \max \quad (V.1)$$

$$V_T = \Delta V^+ \max + \Delta V^- \max + V_{ri} \quad (V.2)$$

Avec :

V_r : volume réel du réservoir en m³ ;

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

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

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

- **Le débit moyen horaire de distribution (a)**

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

$$a = \frac{Q \max j}{24} \quad (V.3)$$

- **Dimensionnement du réservoir**

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

a. Section du réservoir projeté :

Elle déterminée par la formule (V.5) :

$$V_r = S.h \quad (V.4)$$

Avec :

V_r : Volume du réservoir projeté en (m³).

S : section du réservoir en (m²).

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

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (V.5)$$

b. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (V.6)

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (V.6)$$

D : Diamètre du réservoir en (m)

c. Hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi.D^2} \quad (V.7)$$

Avec:

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m).

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

V.11. Calcul de la capacité du réservoir de transit RT.

Pour calculer la capacité du réservoir de transit RT, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique, les détails de calcul sont présentés dans le Tableau (V.2) illustré dans la Figure (V.6).

Sachent que :

la somme des débits max j de 3 localités est :

$$Q_{max,j} = 1705.63 + 1073.03 + 920.85 = 3699.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

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

$$a_1 = \frac{Q_{\max, j1}}{24} = \frac{1705.63}{24} \rightarrow a_1 = 71.07 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_2 = \frac{Q_{\max, j2}}{24} = \frac{1073.03}{24} \rightarrow a_2 = 44.71 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_3 = \frac{Q_{\max, j3}}{24} = \frac{920.85}{24} \rightarrow a_3 = 38.37 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les débits horaires que doivent arriver aux réservoirs R1, R2 et R3 pour satisfaire les besoins sont donnés respectivement :

$$a_1 = 71,07 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_2 = 44,71 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_3 = 38,37 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Tableau (V.2) : Calcul de réservoirs transit (RT)

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie en m3		sortie cumulée	différence
				sortie	sortie1		
00h-01h	1,2 a	184.98	184.98	1,2 a	0.00	0.00	-184.98
01h-02h	1,2 a	184.98	369.95	1,2 a	0.00	0.00	-369.95
02h-03h	1,2 a	184.98	554.93	1,2 a	0.00	0.00	-554.93
03h-04h	1,2 a	184.98	739.90	1,2 a	0.00	0.00	-739.90
04h-05h	1,2 a	184.98	924.88	1,2 a	184.98	184.98	-739.90
05h-06h	1,2 a	184.98	1109.85	1,2 a	184.98	369.95	-739.90
06h-07h	1,2 a	184.98	1294.83	1,2 a	184.98	554.93	-739.90
07h-08h	1,2 a	184.98	1479.80	1,2 a	184.98	739.90	-739.90
08h-09h	1,2 a	184.98	1664.78	1,2 a	184.98	924.88	-739.90
09h-10h	1,2 a	184.98	1849.76	1,2 a	184.98	1109.85	-739.90
10h-11h	1,2 a	184.98	2034.73	1,2 a	184.98	1294.83	-739.90
11h-12h	1,2 a	184.98	2219.71	1,2 a	184.98	1479.80	-739.90
12h-13h	1,2 a	184.98	2404.68	1,2 a	184.98	1664.78	-739.90
13h-14h	1,2 a	184.98	2589.66	1,2 a	184.98	1849.76	-739.90
14h-15h	1,2 a	184.98	2774.63	1,2 a	184.98	2034.73	-739.90
15h-16h	1,2 a	184.98	2959.61	1,2 a	184.98	2219.71	-739.90
16h-17h	0.00	0.00	2959.61	1,2 a	184.98	2404.68	-554.93
17h-18h	0.00	0.00	2959.61	1,2 a	184.98	2589.66	-369.95
18h-19h	0.00	0.00	2959.61	1,2 a	184.98	2774.63	-184.98
19h-20h	0.00	0.00	2959.61	1,2 a	184.98	2959.61	0.00
20h-21h	1,2 a	184.98	3144.58	1,2 a	184.98	3144.58	0.00
21h-22h	1,2 a	184.98	3329.56	1,2 a	184.98	3329.56	0.00
22h-23h	1,2 a	184.98	3514.53	1,2 a	184.98	3514.53	0.00
23h-00h	1,2 a	184.98	3699.51	1,2 a	184.98	3699.51	0.00

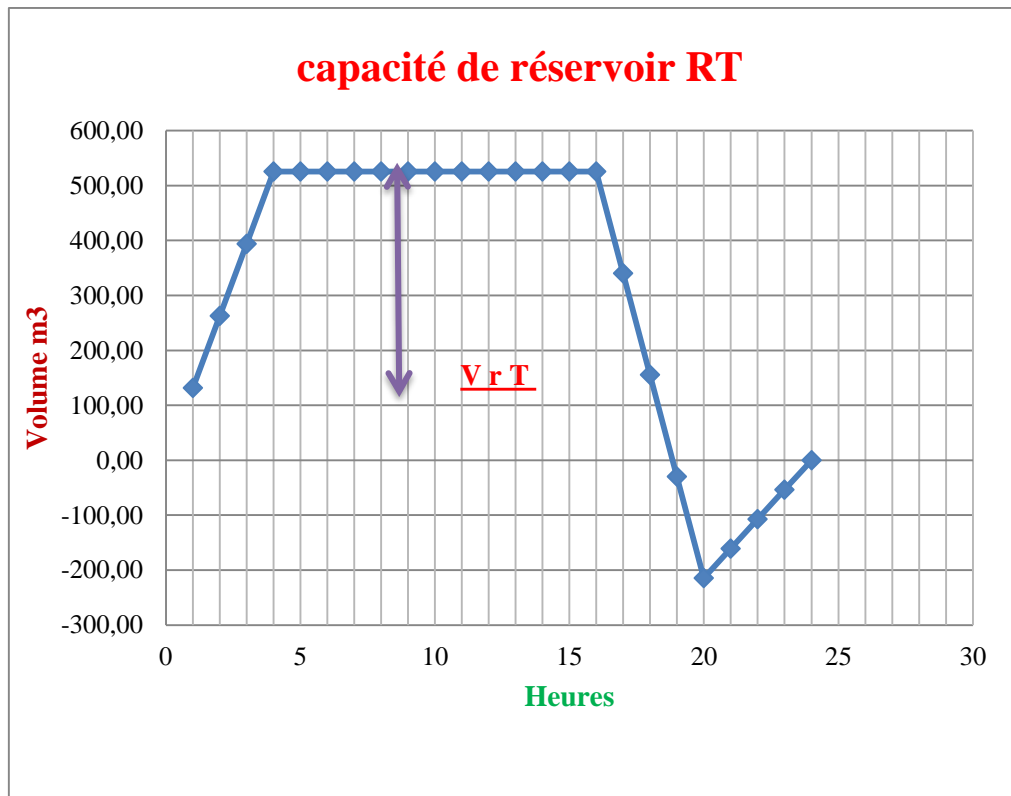


Figure V.6 : capacité graphique du réservoir de transit RT

Capacité du réservoir RT est comme suit :

$$V_r = |369.95| + |-397.95|$$

$$V_r = 739.91 \text{ m}^3$$

❖ Dimensionnement du réservoir

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

a) Section du réservoir projeté :

Elle est déterminée par la formule (V.8) :

$$V = S \cdot h \quad (\text{V.8})$$

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (\text{V.9})$$

b) Diamètre du réservoir :

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (V.10) :

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (\text{V.10})$$

Les dimensions du réservoir sont représentées sur le Tableau (V.3) suivant :

Tableau (V.3): Les caractéristiques du réservoir projeté RT1.

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté Vr	739.90	m3
Volume finale Vrf	739.90	m3
Hauteur d'eau dans le réservoir h	5.00	
Section du réservoir S	171.98	m2
Diamètre du réservoir D	14.80	m
Hauteur d'incendie Hinc	0.70	m

Nous adoptons un réservoir de capacité égal à **750 m³**.

Tableau (V.4): Calcul de réservoirs de stockage et transit (RST)

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie en m3				sortie totale m3	sortie cumulée	différence
				sortie	sortie1	sortie 2	sortie 3			
00h-01h	1,2 a	184,98	184,98	1,2 a	0,00	53,65	0,00	53,65	53,65	131,32
01h-02h	1,2 a	184,98	369,95	1,2 a	0,00	53,65	0,00	53,65	107,30	262,65
02h-03h	1,2 a	184,98	554,93	1,2 a	0,00	53,65	0,00	53,65	160,95	393,97
03h-04h	1,2 a	184,98	739,90	1,2 a	0,00	53,65	0,00	53,65	214,61	525,30
04h-05h	1,2 a	184,98	924,88	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	399,58	525,30
05h-06h	1,2 a	184,98	1109,85	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	584,56	525,30
06h-07h	1,2 a	184,98	1294,83	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	769,53	525,30
07h-08h	1,2 a	184,98	1479,80	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	954,51	525,30
08h-09h	1,2 a	184,98	1664,78	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	1139,48	525,30
09h-10h	1,2 a	184,98	1849,76	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	1324,46	525,30
10h-11h	1,2 a	184,98	2034,73	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	1509,43	525,30
11h-12h	1,2 a	184,98	2219,71	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	1694,41	525,30
12h-13h	1,2 a	184,98	2404,68	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	1879,39	525,30
13h-14h	1,2 a	184,98	2589,66	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	2064,36	525,30
14h-15h	1,2 a	184,98	2774,63	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	2249,34	525,30
15h-16h	1,2 a	184,98	2959,61	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	2434,31	525,30
16h-17h	0,00	0,00	2959,61	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	2619,29	340,32
17h-18h	0,00	0,00	2959,61	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	2804,26	155,35
18h-19h	0,00	0,00	2959,61	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	2989,24	-29,63
19h-20h	0,00	0,00	2959,61	1,2 a	85,28	53,65	46,04	184,98	3174,21	-214,61
20h-21h	1,2 a	184,98	3144,58	1,2 a	85,28	0,00	46,04	131,32	3305,54	-160,95
21h-22h	1,2 a	184,98	3329,56	1,2 a	85,28	0,00	46,04	131,32	3436,86	-107,30
22h-23h	1,2 a	184,98	3514,53	1,2 a	85,28	0,00	46,04	131,32	3568,19	-53,65
23h-00h	1,2 a	184,98	3699,51	1,2 a	85,28	0,00	46,04	131,32	3699,51	0,00

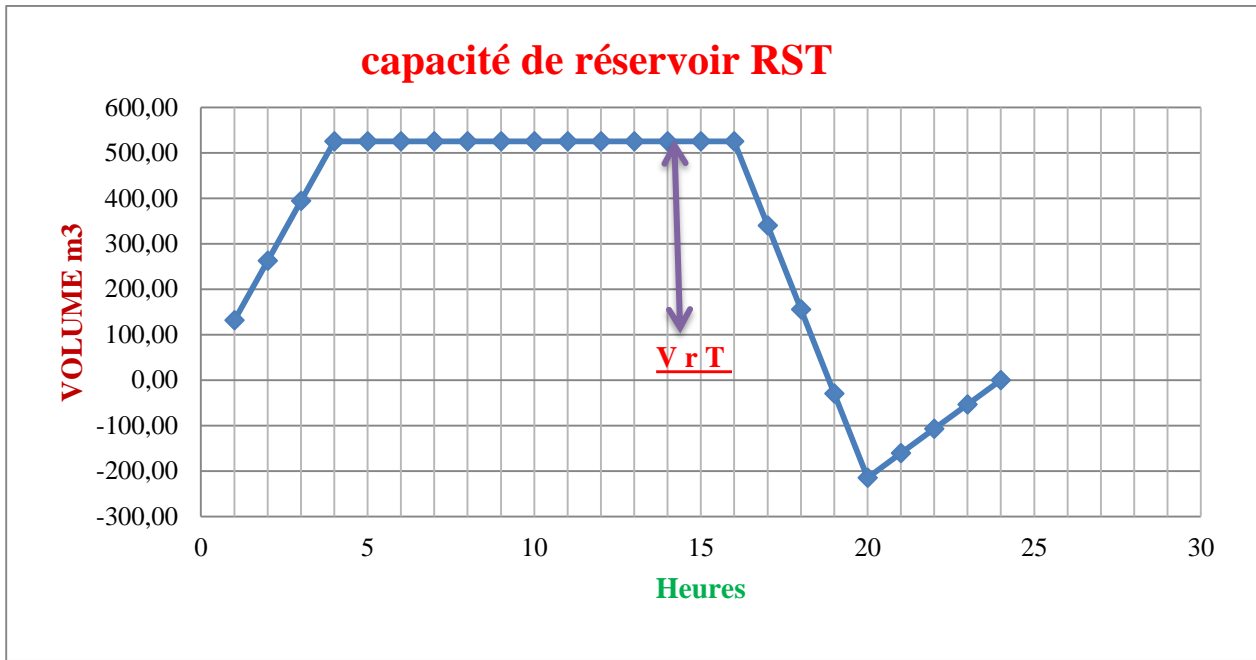


Figure V.7 : capacité graphique du réservoir de stockage et transit RST

Capacité RST est comme suit :

$$V_r = |525.30| + |-214.61|$$

$$V_r = 739.91 \text{ m}^3$$

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

$$V_{rf} = 739.91 + 120$$

$$V_{rf} = 859.91 \text{ m}^3$$

❖ Dimensionnement du réservoir RST

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

Les dimensions du réservoir sont représentées sur le Tableau (V.6) suivant :

Tableau (V.6): Les caractéristiques du réservoir projeté RT.

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	739,91	m ³
Volume finale V_{rf}	859,91	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4,00	
Section du réservoir S	171,98	m ²
Diamètre du réservoir D	14,80	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0,70	m

Nous adoptons un réservoir de capacité égal à 1000m^3 .

❖ Calcul la capacité du réservoir de distribution :

Pour calculer la capacité du réservoir de distribution, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique.

Notons que l'arrivée est continue et la distribution obéit au mode de distribution du village donnée comme suit :

Tableau V.7 les coefficients de distribution (Rapport APC Maâtkas).

Heurs	Coefficients de distribution
22h-06h	0.125
06h-07h	1
07h-11h	3.5
11h-16h	0.4
16h-18h	2
18h-22h	0.5

**Tableau V.8 : calcul du réservoir de distribution R1 projeté a
AIT AHMED**

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie	sortie en m3	sortie cumulée en m3	excès en m3	déficit en m3	différence
00h-01h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	8.88	8.88	-8.88		-8.88
01h-02h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	8.88	17.77	-17.77		-17.77
02h-03h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	8.88	26.65	-26.65		-26.65
03h-04h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	8.88	35.53	-35.53		-35.53
04h-05h	1,2 a	85.28	85.28	0,125a	8.88	44.42	40.86		40.86
05h-06h	1,2 a	85.28	170.56	0,125a	8.88	53.30	117.26		117.26
06h-07h	1,2 a	85.28	255.84	a	71.07	124.37	131.48		131.48
07h-08h	1,2 a	85.28	341.13	3,5a	248.74	373.11	-31.98		-31.98
08h-09h	1,2 a	85.28	426.41	3,5a	248.74	621.84	-195.44		-195.44
09h-10h	1,2 a	85.28	511.69	3,5a	248.74	870.58		-358.89	-358.89
10h-11h	1,2 a	85.28	596.97	3,5a	248.74	1119.32		-522.35	-522.35
11h-12h	1,2 a	85.28	682.25	0,4a	28.43	1147.75		-465.49	-465.49
12h-13h	1,2 a	85.28	767.53	0,4a	28.43	1176.17		-408.64	-408.64
13h-14h	1,2 a	85.28	852.82	0,4a	28.43	1204.60		-351.79	-351.79
14h-15h	1,2 a	85.28	938.10	0,4a	28.43	1233.03	-294.93		-294.93
15h-16h	1,2 a	85.28	1023.38	0,4a	28.43	1261.46	-238.08		-238.08
16h-17h	0.00	85.28	1108.66	2a	142.14	1403.59		-294.93	-294.93
17h-18h	0.00	85.28	1193.94	2a	142.14	1545.73		-351.79	-351.79
18h-19h	0.00	85.28	1279.22	0,5a	35.53	1581.26		-302.04	-302.04
19h-20h	0.00	85.28	1364.50	0,5a	35.53	1616.80		-252.29	-252.29
20h-21h	1,2 a	85.28	1449.79	0,5a	35.53	1652.33		-202.54	-202.54
21h-22h	1,2 a	85.28	1535.07	0,5a	35.53	1687.86		-152.80	-152.80
22h-23h	1,2 a	85.28	1620.35	0,125a	8.88	1696.75		-76.40	-76.40
23h-00h	1,2 a	85.28	1705.63	0,125a	8.88	1705.63		0.00	0.00

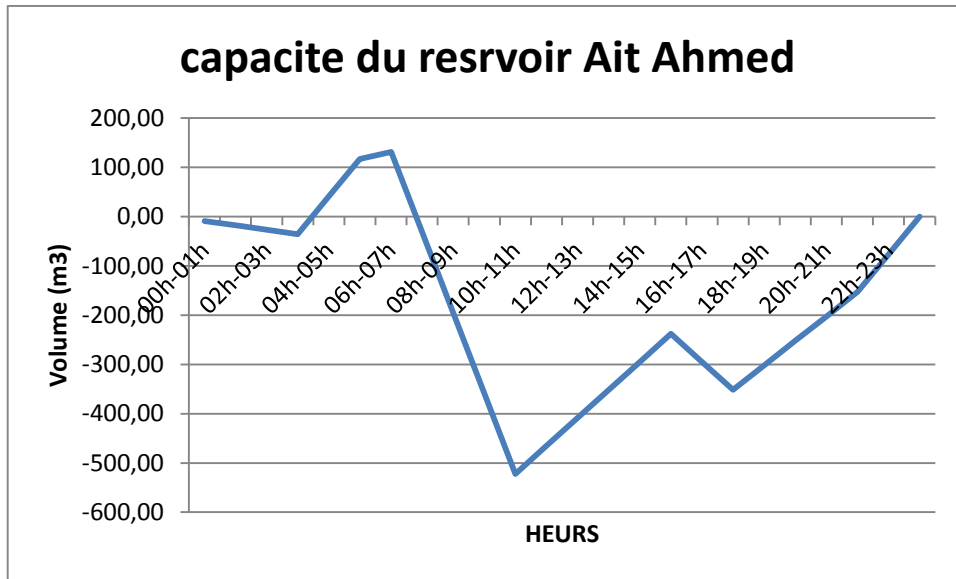


Figure V.8 : Capacité graphique du réservoir d’Ait Ahmed R₁.

Le volume réel du réservoir R₁ est donné :

$$V_r = | 131.48 | + | -522.35 |$$

$$V_r = 653.82 \text{ m}^3$$

Le volume final du réservoir tenant compte d’incendie est égal :

$$V_{rf} = 653.82 + 120$$

$$V_{rf} = 773.82 \text{ m}^3$$

Tableau V.9 Les caractéristiques du réservoir projeté Ait Ahmed R1.

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V _r	653.82	m ³
Volume finale V _{rf}	773.82	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4.00	
Section du réservoir S	193.46	m ²
Diamètre du réservoir D	15.69	m
Hauteur d'incendie H _{inc}	0.62	m

Nous adoptons un réservoir de capacité égal à 800 m³.

Tableau V.10: Calcul du réservoir de distribution R2 projeté à Ivaradhen

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie	sortie en m3	sortie cumulée en m3	excès en m3	déficit en m3	différence
00h-01h	1,2 a	53.65	53.65	0,125a	5.59	5.59	48.06		48.06
01h-02h	1,2 a	53.65	107.30	0,125a	5.59	11.18	96.13		96.13
02h-03h	1,2 a	53.65	160.95	0,125a	5.59	16.77	144.19		144.19
03h-04h	1,2 a	53.65	214.61	0,125a	5.59	22.35	192.25		192.25
04h-05h	1,2 a	53.65	268.26	0,125a	5.59	27.94	240.31		240.31
05h-06h	1,2 a	53.65	321.91	0,125a	5.59	33.53	288.38		288.38
06h-07h	1,2 a	53.65	375.56	a	44.71	78.24	297.32		297.32
07h-08h	1,2 a	53.65	429.21	3,5a	156.48	234.73	194.49		194.49
08h-09h	1,2 a	53.65	482.86	3,5a	156.48	391.21	91.65		91.65
09h-10h	1,2 a	53.65	536.52	3,5a	156.48	547.69		-11.18	-11.18
10h-11h	1,2 a	53.65	590.17	3,5a	156.48	704.18		-114.01	-114.01
11h-12h	1,2 a	53.65	643.82	0,4a	17.88	722.06		-78.24	-78.24
12h-13h	1,2 a	53.65	697.47	0,4a	17.88	739.94		-42.47	-42.47
13h-14h	1,2 a	53.65	751.12	0,4a	17.88	757.83		-6.71	-6.71
14h-15h	1,2 a	53.65	804.77	0,4a	17.88	775.71	29.06		29.06
15h-16h	1,2 a	53.65	858.42	0,4a	17.88	793.60	64.83		64.83
16h-17h	0.00	0.00	858.42	2a	89.42	883.01		-24.59	-24.59
17h-18h	0.00	0.00	858.42	2a	89.42	972.43		-114.01	-114.01
18h-19h	0.00	0.00	858.42	0,5a	22.35	994.79		-136.36	-136.36
19h-20h	0.00	0.00	858.42	0,5a	22.35	1017.14		-158.72	-158.72
20h-21h	1,2 a	53.65	912.08	0,5a	22.35	1039.50		-127.42	-127.42
21h-22h	1,2 a	53.65	965.73	0,5a	22.35	1061.85		-96.13	-96.13
22h-23h	1,2 a	53.65	1019.38	0,125a	5.59	1067.44		-48.06	-48.06
23h-00h	1,2 a	53.65	1073.03	0,125a	5.59	1073.03		0.00	0.00

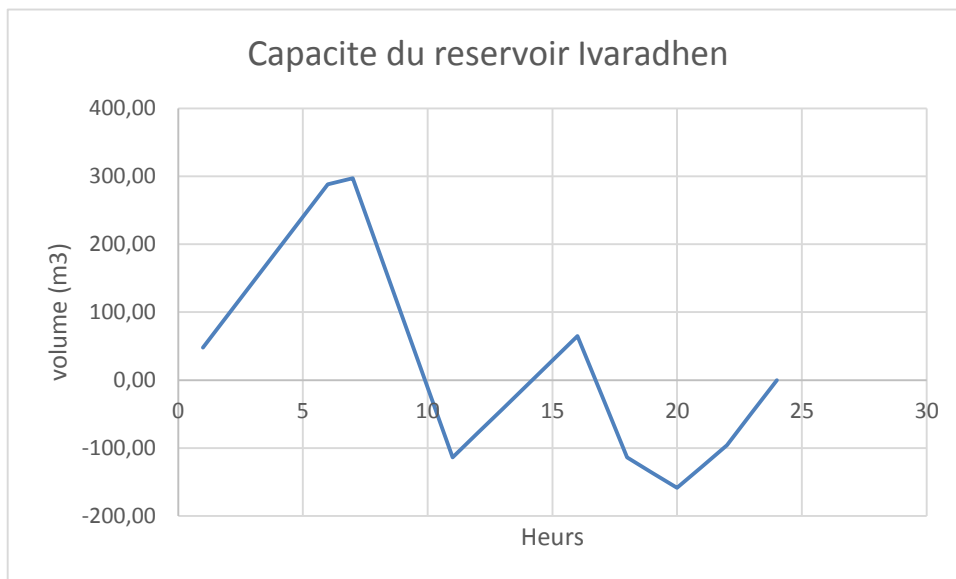


Figure V.9 : Capacité graphique du réservoir d’Ivaradhen R₂.

Le volume réel du réservoir R₂ est donné :

$$V_r = | 297.32 | + | -158.72 |$$

$$V_r = 456.04 \text{ m}^3$$

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

$$V_{rf} = 456.04 + 120$$

$$V_{rf} = 576.04 \text{ m}^3$$

Tableau (V.11): Les caractéristiques du réservoir projeté Ivaradhen R₂

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	456.04	m³
Volume finale V_{rf}	576.04	m³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	5.00	
Sectoin du réservoir S	115.21	m²
Diamètre du réservoir D	12.11	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	1.04	m

Nous adoptons un réservoir de capacité égal à **600 m³**.

Tableau (V.12) : Calcul du réservoir de distribution R3 projeté El Vir

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie	sortie en m3	sortie cumulée en m3	excès en m3	déficit en m3	différence
00h-01h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	4.80	4.80	-4.80		-4.80
01h-02h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	4.80	9.59	-9.59		-9.59
02h-03h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	4.80	14.39	-14.39		-14.39
03h-04h	1,2 a	0.00	0.00	0,125a	4.80	19.18	-19.18		-19.18
04h-05h	1,2 a	46.04	46.04	0,125a	4.80	23.98	22.06		22.06
05h-06h	1,2 a	46.04	92.09	0,125a	4.80	28.78	63.31		63.31
06h-07h	1,2 a	46.04	138.13	a	38.37	67.15	70.98		70.98
07h-08h	1,2 a	46.04	184.17	3,5a	134.29	201.44	-17.27		-17.27
08h-09h	1,2 a	46.04	230.21	3,5a	134.29	335.73	-105.51		-105.51
09h-10h	1,2 a	46.04	276.26	3,5a	134.29	470.02		-193.76	-193.76
10h-11h	1,2 a	46.04	322.30	3,5a	134.29	604.31		-282.01	-282.01
11h-12h	1,2 a	46.04	368.34	0,4a	15.35	619.66		-251.32	-251.32
12h-13h	1,2 a	46.04	414.38	0,4a	15.35	635.00		-220.62	-220.62
13h-14h	1,2 a	46.04	460.43	0,4a	15.35	650.35		-189.93	-189.93
14h-15h	1,2 a	46.04	506.47	0,4a	15.35	665.70	-159.23		-159.23
15h-16h	1,2 a	46.04	552.51	0,4a	15.35	681.05	-128.54		-128.54
16h-17h	0.00	0.00	552.51	2a	76.74	757.78		-205.27	-205.27
17h-18h	0.00	0.00	552.51	2a	76.74	834.52		-282.01	-282.01
18h-19h	0.00	0.00	552.51	0,5a	19.18	853.70		-301.19	-301.19
19h-20h	0.00	0.00	552.51	0,5a	19.18	872.89		-320.38	-320.38
20h-21h	1,2 a	46.04	598.55	0,5a	19.18	892.07		-293.52	-293.52
21h-22h	1,2 a	46.04	644.60	0,5a	19.18	911.26		-266.66	-266.66
22h-23h	1,2 a	46.04	690.64	0,125a	4.80	916.05		-225.42	-225.42
23h-00h	1,2 a	46.04	736.68	0,125a	4.80	920.85		-184.17	-184.17

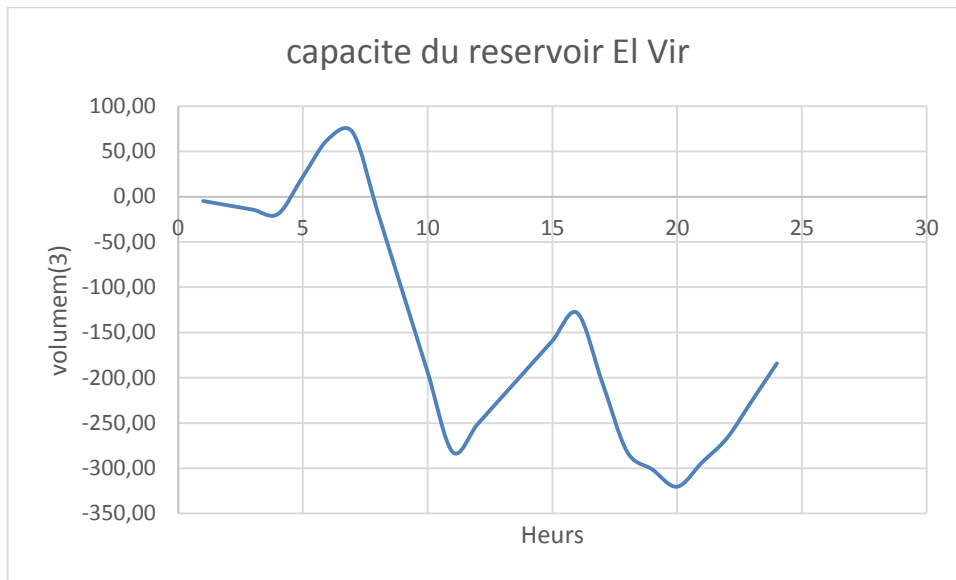


Figure V.10 : Capacité graphique du réservoir d'El Vir R₃.

Le volume réel du réservoir R₃ est donné :

$$V_r = | 70.98 | + | -320.38 |$$

$$V_r = 391.36 \text{ m}^3$$

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

$$V_{rf} = 391.36 + 120$$

$$V_{rf} = 511.36 \text{ m}^3$$

Tableau (V.13): Les caractéristiques du réservoir projeté El vir R₃

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	391.36	m³
Volume finale V_{rf}	511.36	m³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4.00	
Section du réservoir S	127.84	m²
Diamètre du réservoir D	12.76	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0.94	m

Nous adoptons un réservoir de capacité égal à **600 m³**.

Conclusion

Le dimensionnement du réservoir de transit RT 1-**SR-1**) que nous a projeté à la cote 288m3, a donné une capacité de 739.39 m³, nous adoptons un réservoir de capacité de 750m³.

Le dimensionnement du réservoir de transit RT2- (**SR2**) que nous a projeté à la cote 444 m3, a donné une capacité de 739.39 m³, nous adoptons un réservoir de capacité de 1000m³.

Le dimensionnement du réservoir de distribution **R₁ d'Ait Ahmed** compte tenue de la réserve d'incendie a donné une capacité de 844.89m3 nous adoptons un réservoir de capacité de 850 m3, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de capacité 200 m3, nous avons adopté deux autre réservoirs de capacité 300 m3 et 350m3 qui sera interconnecté à celui existant.

Le dimensionnement du réservoir de distribution **R₂ d'Ivaradhen** compte tenue de la réserve d'incendie à donne une capacité de 576.04m3 nous adoptons un réservoir de capacité de 600 m3, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de 200 m3, nous avons adopté un autre réservoir de capacité 400 m3 et qui sera interconnecté à celui de 200 m3 existant.

Le dimensionnement du réservoir de distribution **R₃ d'El Vir** compte tenue de la réserve d'incendie à donne une capacité de 511.36 m3 nous adoptons un réservoir de capacité de 500 m3, Etant donné qu'il existe déjà un réservoir de 100 m3, nous avons adopté un autre réservoir de capacité 400 m3.

VI.1. Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction.

VI.2. Définition de la pompe

Une pompe est un appareil hydraulique. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire, qu'elle transmet au fluide qui la traverse l'énergie qui lui permet de s'élever à une certaine hauteur.

VI.3. Différent types de pompe.

Selon **Bonin (1977)** les pompes se classent en trois catégories :

➤ Les turbopompes

Une roue munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Selon le type de roue et son mode d'action, on distingue 3 types :

- pompe axiale à hélice ;
- pompe hélico-centrifuge ;
- pompe centrifuge.

➤ Les pompes volumétriques

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

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

✚ Autres pompes

- les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- le pompage par émulsion ou air lift

VI.4. Caractéristiques des pompes

VI.4.1 Vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée « N », unité de mesure la plus utilisée est le **tour/minute**.

Le déplacement angulaire (**w**) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire

$$W = \frac{\pi \cdot N}{30} (\text{rad/s}) \quad (\text{VI.1})$$

VI.4.2 Débit « Q » d'une pompe

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

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

VI.4.3 Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

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

$$Hmt = Hg + J \text{ asp} + J \text{ ref} \quad (\text{VI.3})$$

VI.4.4 Puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelée puissance hydraulique utile Pu :

$$Pu = \rho g Q Hmt \quad (\text{VI.4})$$

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

$$\eta_p = \frac{Pu}{Pa} = \frac{\rho g Q Hmt}{Pa} \quad (\text{VI.5})$$

VI.5. Choix du type de pompe

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

- ✓ Assurer le débit Q et la hauteur Hmt ;
- ✓ Assurer un meilleur rendement ;
- ✓ vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Assurer une capacité d'aspiration forte.
- ✓ Le point de fonctionnement se trouve en milieu de la courbe de la pompe.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

✚ Les types d'installation d'une pompe

Il existe trois types d'installation dont deux sont les plus utilisés dans les projets d'alimentation en eau potable, alimentation en industrie et l'irrigation type et rarement utilisé :

➤ Installation en aspiration

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les pompes sont disposées supérieures (axe des pompes) au plan d'aspiration.

➤ Installation en charge

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont le plan d'eau d'aspiration est bien supérieur à l'axe de la pompe.

➤ Installation en siphon

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les deux plan d'eau aspiration et refoulement sont inférieurs à l'axe de la pompe.

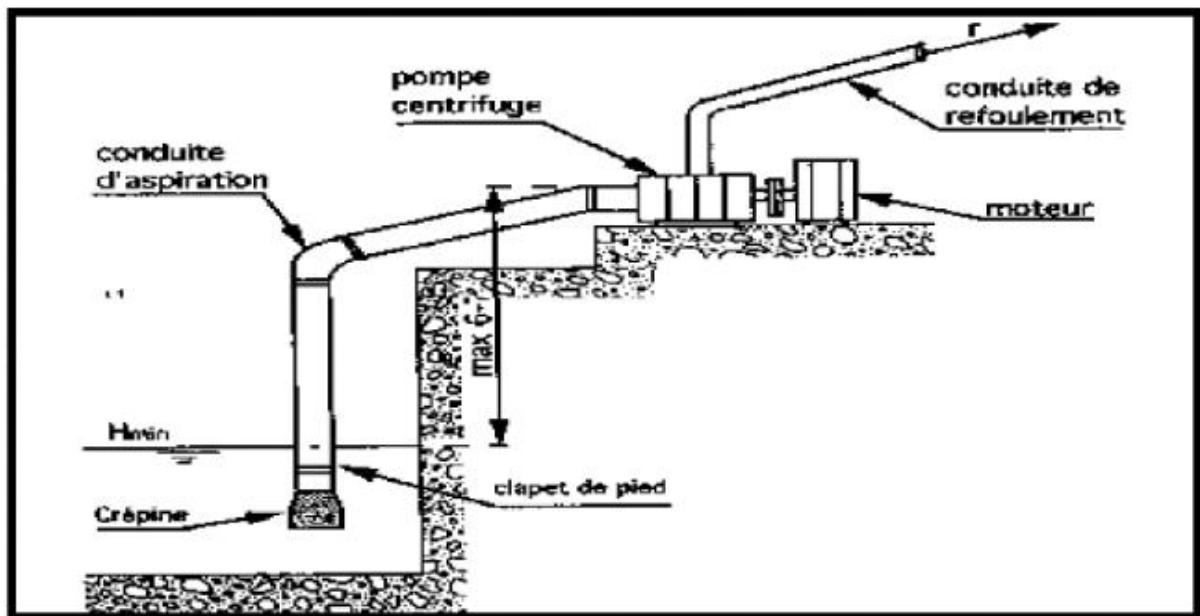


Figure VI.1 : Schéma d'une installation aspiration – refoulement.

✚ Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) (Bonin ,2005)

Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

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

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

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

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

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

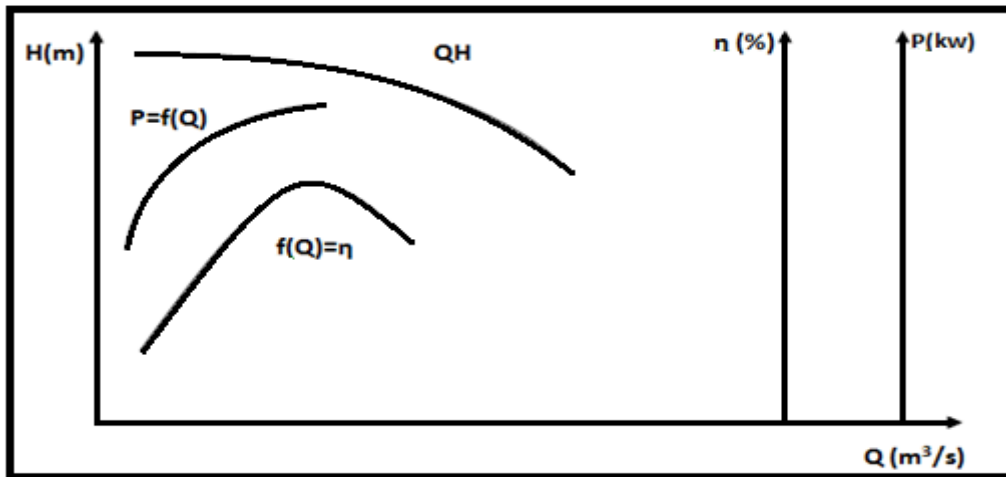


Figure VI.2: Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

Courbes caractéristiques d'une conduite

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

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

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation (VI.6).

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (\text{VI.6})$$

.avec :

$$J_t = 1,15 \cdot L \cdot J_u \quad (\text{VI.7})$$

D'où :

$$J_u = \frac{\Delta V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (\text{VI.8})$$

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

$$V = \frac{4.Q}{\pi.D^2} \quad (\text{VI.9})$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$Jt = \frac{1,15.\lambda.l.8}{g.\pi^2.D^5} Q^2 = k. Q^2 \quad (\text{VI.10})$$

avec :

$$K = \frac{1,15.\lambda.l.8}{g.\pi^2.D^5} \quad (\text{VI.11})$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (\text{VI.12})$$

Point de fonctionnement d'une pompe

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe, celle-ci fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé désiré, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants

a) Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge, ce qui fait déplacer ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

b) Rognage de la roue

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

c) Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquent un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque la pression descend en dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine à la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et

des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation. La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

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



Figure VI.3: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\mathbf{NPSHd} > \mathbf{NPSHr} \quad (\text{VI.13})$$

NPSHD : charge nette d'aspiration requise .

NPSHD : charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur

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

$$\mathbf{Z0} + \frac{\mathbf{P0}}{\omega} = (\mathbf{Z1} + \frac{\mathbf{P1}}{\omega}) + \mathbf{Ja} \quad (\text{VI.14})$$

$$\frac{\mathbf{P1}}{\omega} = \frac{\mathbf{P0}}{\omega} + (\mathbf{Z0} - \mathbf{Z1}) - \mathbf{Ja} \quad (\text{VI.15})$$

Sachant déjà que **NPSHd** est la somme de la pression absolue $\frac{\mathbf{P1}}{\omega}$ et de l'énergie cinétique diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau **hv** donc :

$$\mathbf{NPSHd} = \frac{\mathbf{P1}}{\omega} - \mathbf{hv} = \frac{\mathbf{P0}}{\omega} + (\mathbf{Z0} - \mathbf{Z1}) - \mathbf{Ja} - \mathbf{hv} \quad (\text{VI.16})$$

Le terme (**Z0, Z1**) est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression. Pour une aspiration en dépression sous la hauteur **Ha**, (**Z0, Z1**) est négative et l'on a :

$$\text{NPSHd} = \frac{P_0}{\omega} - (\text{Ha} + \text{Ja} + h_v) \quad (\text{VI.17})$$

avec:

$$\text{NPSHr} = \frac{P_1}{\omega} - h_v \quad (\text{VI.18})$$

Pour l'eau, aux conditions de température et de pression normale (20°C et 1,013bar), on a :

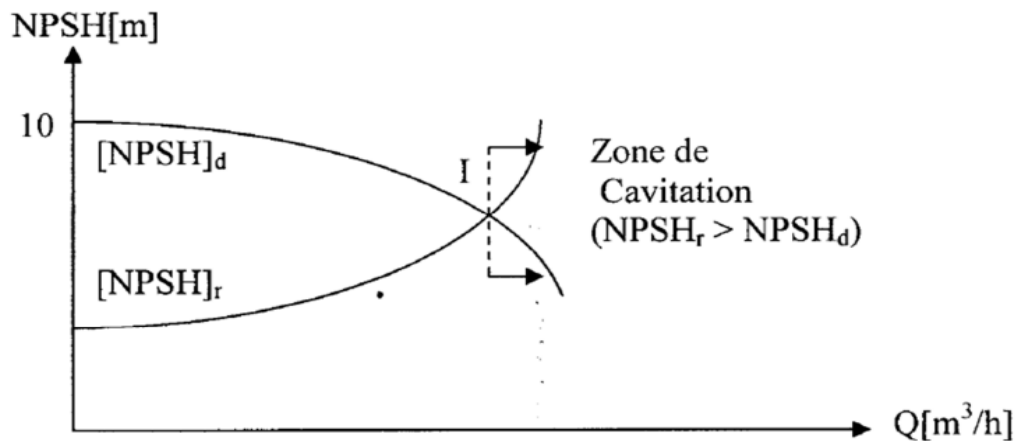
$$\frac{P_{atm}}{\omega} \approx 10,2 \quad \text{et} \quad h_v = 0,2 \text{ m}$$

$$\frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_s}{\omega} \approx 10 \text{ m} \quad (\text{VI.19})$$

D'où :

$$\text{NPSHd} = 10 + \text{Ha} - \text{Ja} \quad (\text{VI.20})$$

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



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure VI.4 : Graphe des courbes NPSH.

VI.6. Pompes semblables :

❖ Généralités

La théorie des turbomachines appliquée aux pompes centrifuge montre que pour une pompe donnée fonctionnant à différentes vitesses :

→ Le **débit** est proportionnel à la vitesse ;

- Les **hauteurs** effectives et nettes sont proportionnelles au carré de la vitesse ;
- Le **rendement** est indépendant de la vitesse, on dit une pompe appartient à la famille des pompes semblables si tous les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les même, et que la dimension linéaire des différentes partie de chaque pompe soient proportionnelles, les pompes semblables sont supposées fonctionner à similitude mécanique.

❖ Loi de similitude

Une pompe tournant à une vitesse **N** et présente un débit **Q** pour une hauteur nette hydraulique **H**, avec un rendement optimal **H/Ht**, la puissance absorbée étant **P** ;

Une deuxième pompe, semblable à la première, ou les valeurs correspondants sont **d** , **1,n** , **q** ,**h** , et p pour le même rendement.

Les relations appliquées entre ces deux pompes sont :

$$\frac{Q}{q} = \frac{N}{n} \left[\frac{D}{d} \right]^2$$

$$\frac{H}{h} = \left[\frac{N}{n} \right]^2 \left[\frac{D}{d} \right]^2$$

$$\frac{p}{P} = \left[\frac{N}{n} \right]^3 \left[\frac{D}{d} \right]^4$$

Le facteur d'homothétie est :

$$K = D/d = L/1$$

VI.7. Couplage des pompes :

Lorsque l'on est amené dans une station de pompage à assembler plusieurs pompes soit en série, soit en parallèle, en utilisant plusieurs pompes de caractéristiques identiques ou différentes, susceptible de fonctionner simultanément ou isolement.

Le couplage des pompes peut s'effectuer.

➤ Couplage en série

- * Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- * Le **même débit** traverse les deux pompes et les **hauteurs** d'élévation produites par chaque groupe **s'ajoutent**.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

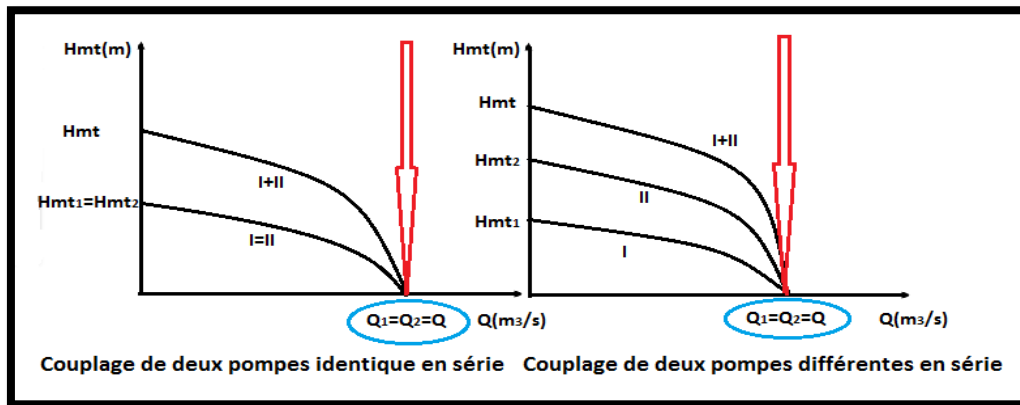


Figure VI.5: couplage en série.

➤ Couplage en parallèle :

Dans ce cas :

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

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

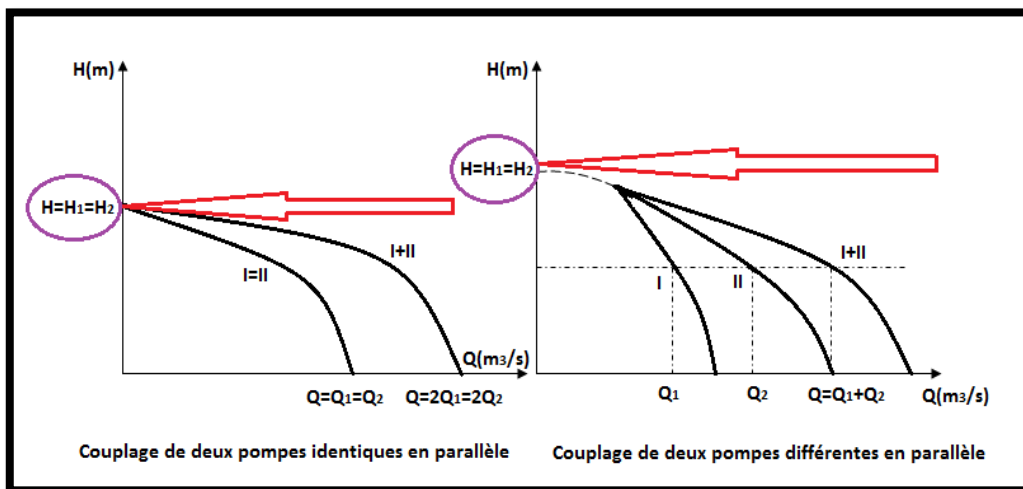


Figure VI.6 : couplage en parallèle

VI.8. Etude et choix des pompes

Dans cette partie on va étudier le choix de type de pompes à l'aide d'un logiciel **CAPRARI** se fera par tronçon pour faciliter le choix.

➤ **Elévation des eaux des forages vers la station de reprise SR1**

Pour ce tronçon nous optons pour des pompes immergées à axe verticale car les eaux sont puisées à partir des forages.

✚ caractéristique de la conduite :

- ✓ Le Débit Refoule : $Q=184.98$ l/s
- ✓ La Hauteur Géométrique : $H_g=164$ m
- ✓ La hauteur manométrique : $H_{tm}= 189.24$ m

Après l'ingestion des données dans logiciel et l'affichage des résultats, on choisit la pompe immergée semi axial (**E10SE50/9BC**), ces caractéristiques sont représentées dans le Tableau qui suit :

Tableau VI.1 : caractéristique de la pompe CAPRARI (E10SE50/9BC)

Caractéristique	Point De Fonctionnement Demande	Point De Fonctionnement Effectif
Q(M3/H)	184.98	186
H(m)	189.24	190
p(kw)		121
Rend		79.2
NPSH		7.76
V(tr/m)		2900
N ^{bre} étage		9

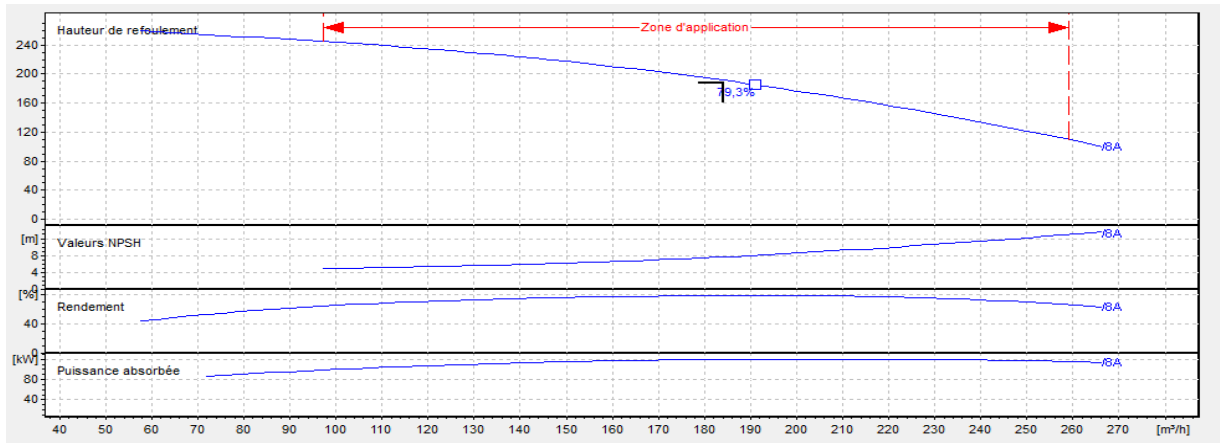


FIGURE VI.7.1: courbe caractéristique de la pompe (E10SE50/9BC)

a) Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

✓ La courbe caractéristique de la pompe

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilité de déduire à l'aide du logiciel CAPRARI

✓ La courbe caractéristique de la conduite

Pour cette courbe, on doit connaître la nature de l'écoulement, qui est donnée par la relation suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Avec :

V : la vitesse de l'écoulement en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

ν : la viscosité cinématique $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C ;

Re : nombre de REYNOLDS, sans dimension.

Après les calculs on trouve $Re = 209930.2 > 4000$, on a donc un régime turbulent rugueux

On détermine le coefficient de perte de charge λ , qui est donné pour régime turbulent rugueux par la formule de NIKURADZI :

$$\frac{1}{\lambda} = \left[1.14 - 0.86 \log \left(\frac{\epsilon}{D} \right) \right]$$

AVEC :

ϵ : Coefficient de la rugosité ;

D : diamètre de la conduite ;

$\frac{\epsilon}{D}$: Rugosité relative ;

Dans la pratique ϵ égal 2 :

10^{-3} m pour acier ;

0.03 m pour la fonte ductiles ;

Pour PEHD : si $D > 200mm$; $\epsilon = 0.02mm$

Si $D > 200mm$; $\epsilon = 0.01mm$

Pour détermine les caractéristique de la conduite on utilise l'équation suivante :

$$H_{mt_c} = H_g + K * Q^2$$

K : paramètre de la rugosité de la paroi.

Tableau VI.2 : Caractéristique de la pompe et de la conduite (E10SE50/9BC)

N°	Q(m3/h)	Q(M3/S)	Hg(m)	L(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	164	2600	250	0,25	0,046	11644,9648	0	164	260
2	50	0,01389	164	2600	250	0,25	0,046	11644,9648	2,247	166,2467	258
3	100	0,02778	164	2600	250	0,25	0,046	11644,9648	8,987	172,9868	244
4	150	0,04167	164	2600	250	0,25	0,046	11644,9648	485,2	184,2202	217
	200	0,05556	164	2600	250	0,25	0,046	11644,9648	35,95	199,947	188
5	250	0,06945	164	2600	250	0,25	0,046	11644,9648	56,17	220,1672	145

On trace la courbe caractéristique de la conduite (CCC) et la courbe caractéristique de la pompe (CCP), à partir du graphe (Figure VI.7.2), on lit l'intersection des deux courbes.

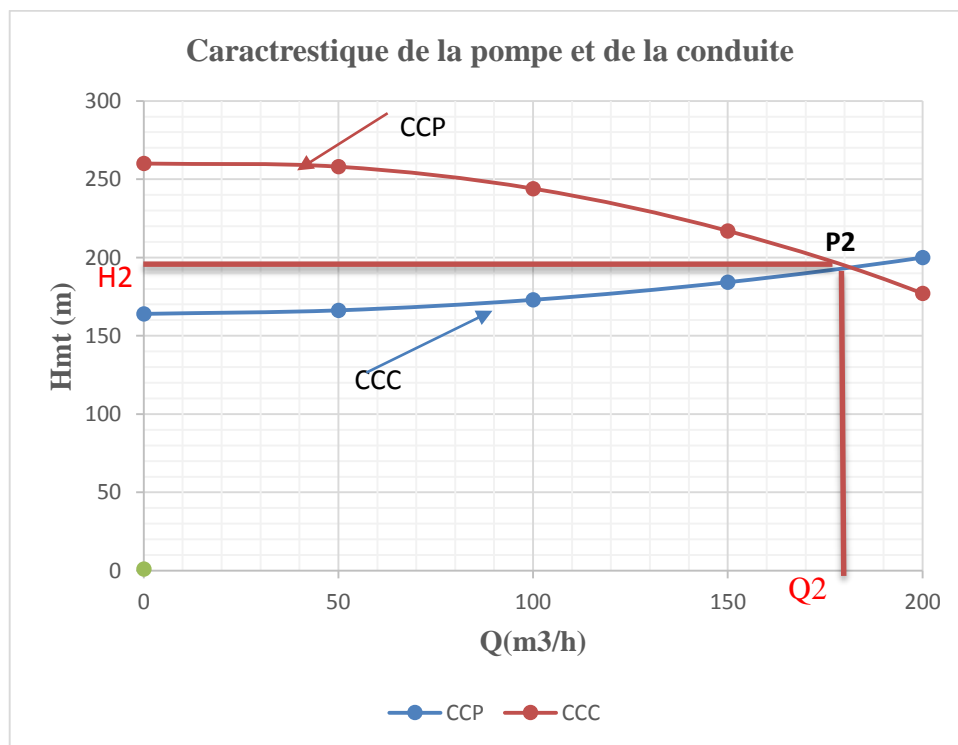


Figure VI.7.2 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (E10SE50/9BC)

a) Réglage du pont de fonctionnement

En P_1 , le point de fonctionnement désire avec :

$$Q_1 = 184.98 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 189.24 \text{ m} ;$$

En P_2 , le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$$Q_2 = 186 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 190 \text{ m} ;$$

Remarque

On remarque que le point de fonctionnement désire et le réel se trouve presque dans le même lieu, donc on opte pour cette pompe sans réglage (Figure VI.7.3).

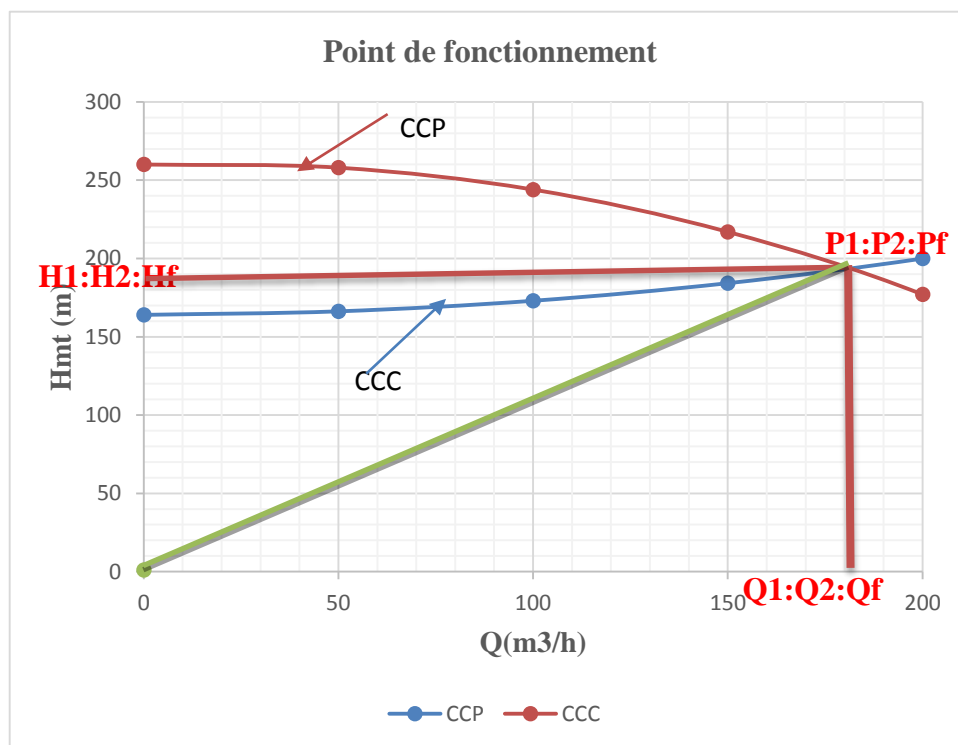


Figure VI.7.3 : Point de fonctionnement de la pompe (E10SE50/9BC)

➤ Tronçon station de reprise SR1-Station de reprise SR2

Pour ce tronçon nous optons pour des pompes à axe horizontale.

✚ caractéristique de la conduite :

- ✓ Le Débit Refoule : $Q = 184.98/\text{S}$
- ✓ La Hauteur Géométrique : $H_g = 156\text{m}$
- ✓ La hauteur manométrique : $H_{mt} = 168.16\text{m}$

Après l’ingestion des données dans logiciel et l’affichage des résultats, on choisit la pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM125/7A**), ces caractéristique sont représentées dans le Tableau qui suit ;

Tableau VI.3 : caractéristique de la pompe CAPRARI (PM125/7A)

Caractéristique	Point De Fonctionnement Demande	Point De Fonctionnement Effectif
Q(M3/H)	184.98	188
H(m)	168.16	174
p(kw)	/	116
Rend	/	77
NPSH	/	1.65
V(tr/m)	/	1450
Nbre étage	/	7

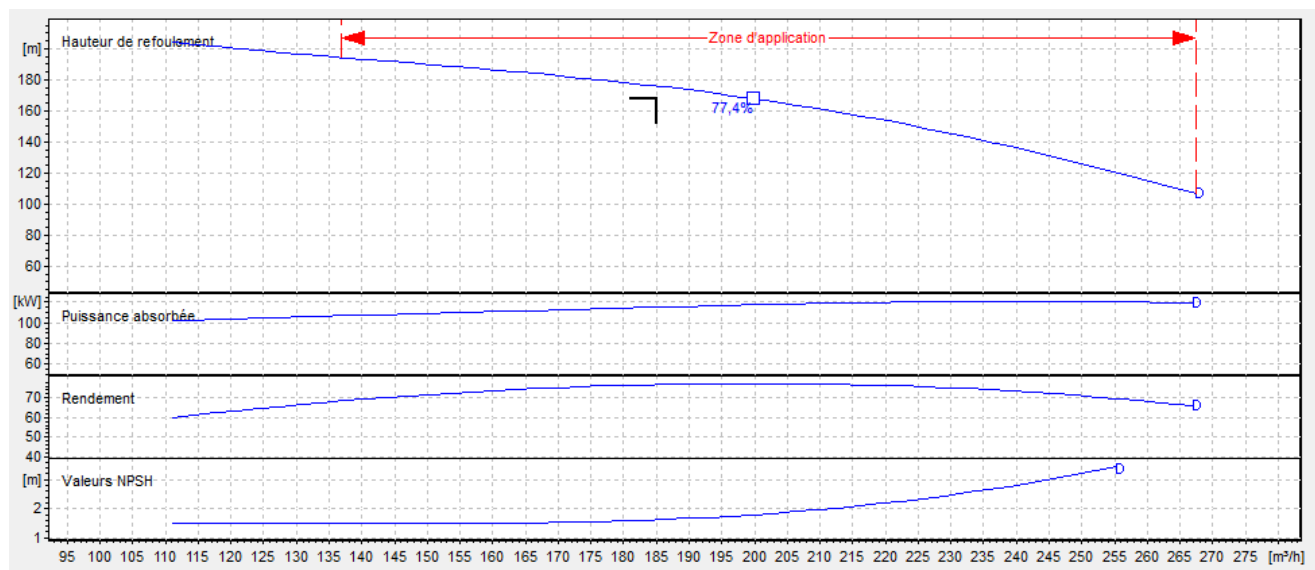


Figure VI.7.4: courbe caractéristique de la pompe (PM125/7A)

Pour déterminer les points de la courbe caractéristique de la pompe ainsi que de la conduite, on utilise le graphique qui est donné par le logiciel CAPRARI, ensuite on dessine ces points sur un Tableau Excel, et on règle le point de fonctionnement de la pompe sur la valeur de notre projet.

Tableau VI.4 : Caractéristique de la pompe et de la conduite (PM125/7A)

N°	Q(m3/h)	Q(M3/S)	Hg(m)	L(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	156	204
2	135	0,0375	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	164,5	194
3	150	0,04167	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	166,49	190
4	165	0,04584	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	168,69	184
5	180	0,05	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	171,11	178
6	200	0,05556	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	174,65	168
7	215	0,05973	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	177,55	155
8	230	0,06389	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	180,66	140
9	240	0,06667	156	1348,91	250	0,25	0,046	6041,54211	182,86	135

On trace la courbe caractéristique de la conduite (CCC) et la courbe caractéristique de la pompe (CCP), a partir du graphe (Figure VI.7.5), on lit l'intersection des deux courbes .

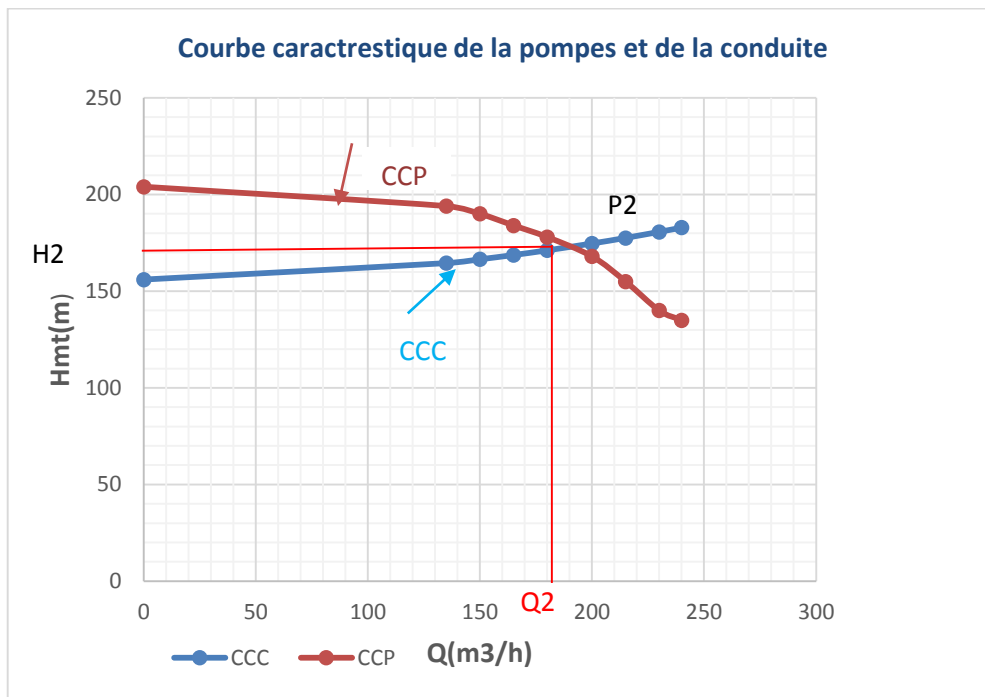


Figure VI.7.5 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (PM125/7A)

b) Réglage du pont de fonctionnement

En P₁, le point de fonctionnement désire avec :

$Q_1 = 184.98 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_1=168.16\text{m}$;

En P_2 , le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$Q_2=188\text{m}^3/\text{h}$;

$H_2=174\text{m}$;

$\eta_2 = 77\%$

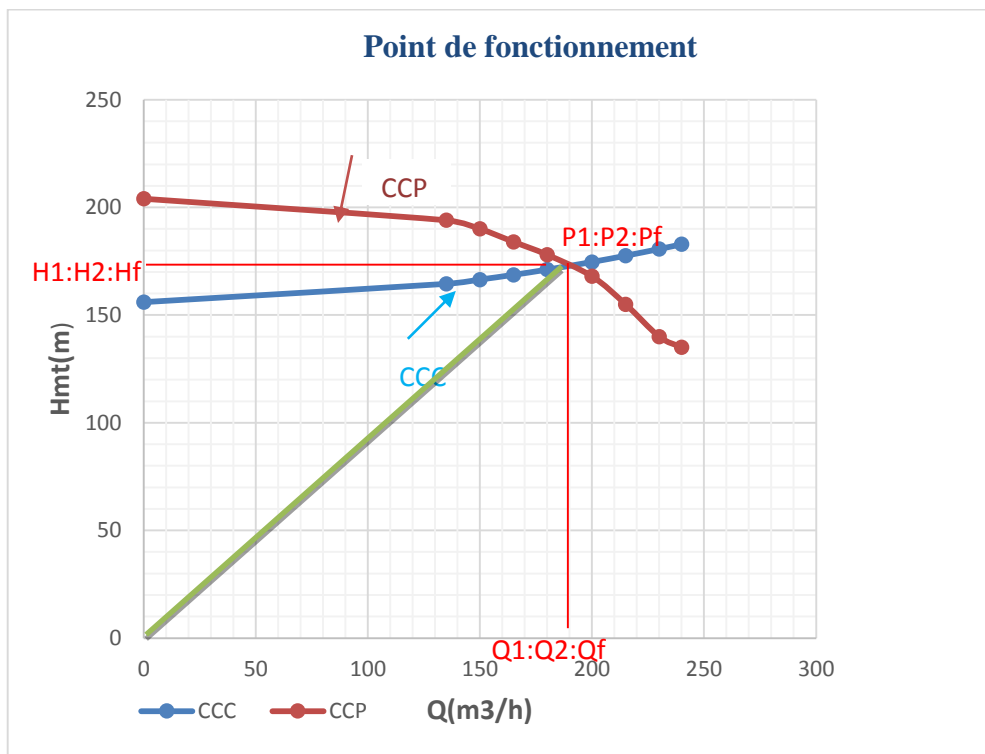


Figure VI.7.6 : Point de fonctionnement de la pompe (PM125/7A)

Remarque

On remarque que le point de fonctionnement désire et le réel se trouve presque dans le même lieu, donc on opte pour cette pompe sans réglage.

➤ Tronçon station de reprise SR2-Reservoir Ait Ahmed

Pour ce tronçon nous optons pour des pompes à axe horizontale.

✚ caractéristique de la conduite :

- ✓ Le Débit Refoules : $Q=85.24/\text{S}$
- ✓ La Hauteur Géométrique : $H_g=159.84\text{m}$
- ✓ La hauteur manométrique : $H_{mt}= 145\text{m}$

Après l'ingestion des données dans logiciel et l'affichage des résultats, on choisit une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM80/4B**), ces caractéristiques sont représentées dans le Tableau qui suit :

Tableau VI.5 : caractéristique de la pompe CAPRARI (PM80/4B)

Caractéristique	Point De Fonctionnement Demande	Point De Fonctionnement Effectif
Q(M3/H)	85.24	110
H(m)	159.84	170
p(kw)	/	66.9
Rend	/	75.8
NPSH	/	3.44
V(tr/m)	/	1450
Nbre étage	/	4

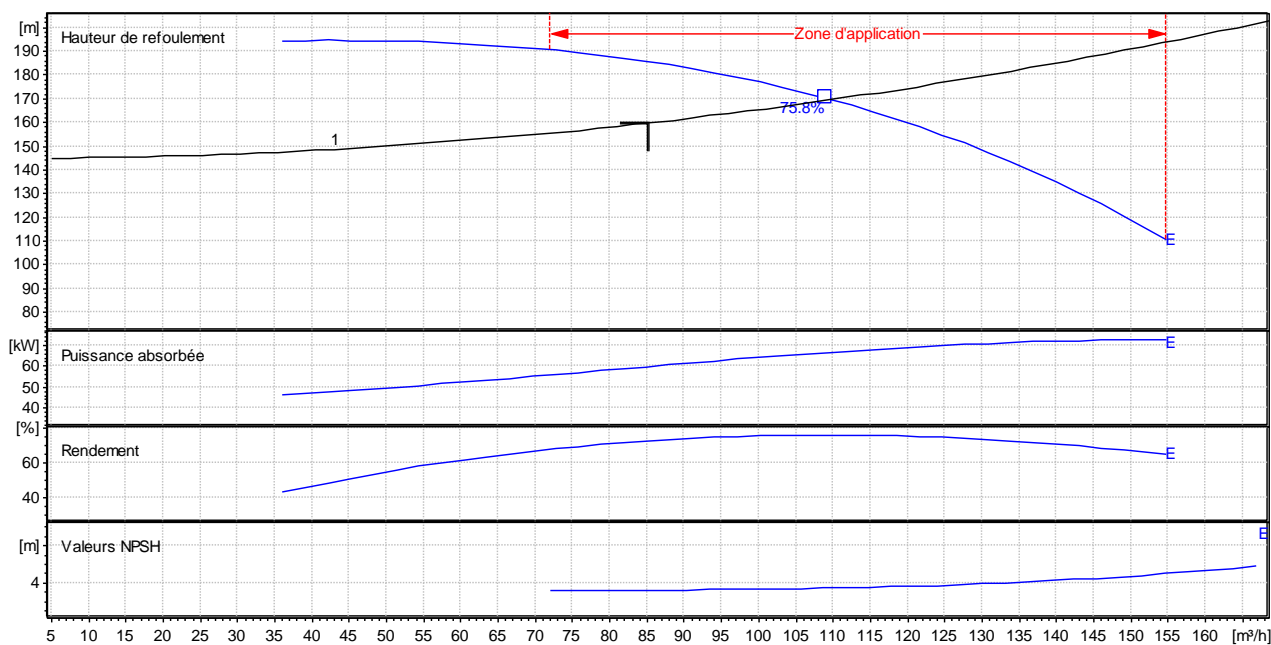


Figure VI.7.7 : courbe caractéristique de la pompe PM80/4B

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe donnée par logiciel est supérieur à celui voulu, dans ce cas on va effectuer des réglages sur cette pompe pour amener le point de fonctionnement réel au point de fonctionnement désiré.

Pour déterminer les points de la courbe caractéristique de la pompe ainsi que de la conduite, on utilise le graphique qui est donné par le logiciel CAPRARI, ensuite on dessine ces points sur un tableau Excel, et on règle le point de fonctionnement de la pompe sur la valeur de notre projet.

Tableau VI.6: Caractéristique de la pompe et de la conduite (PM100/6C)

N°	Q(m ³ /h)	Q(m ³ /s)	Hg(m)	L(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	145	2332	200	0.2	0.048	33045.105	0	145	205
2	25	0.00695	145	2332	200	0.2	0.048	33045.105	1.594	146.5939	200
3	50	0.01389	145	2332	200	0.2	0.048	33045.105	6.375	151.3755	194
4	75	0.02084	145	2332	200	0.2	0.048	33045.105	14.34	159.3448	190
5	100	0.02778	145	2332	200	0.2	0.048	33045.105	25.5	170.5018	177
6	125	0.03473	145	2332	200	0.2	0.048	33045.105	39.85	184.8466	158

On trace la courbe caractéristique de la conduite (CCC) et la courbe caractéristique de la pompe (CCP), à partir du graphe (Figure VI.7.8), on lit l'intersection des deux courbes .

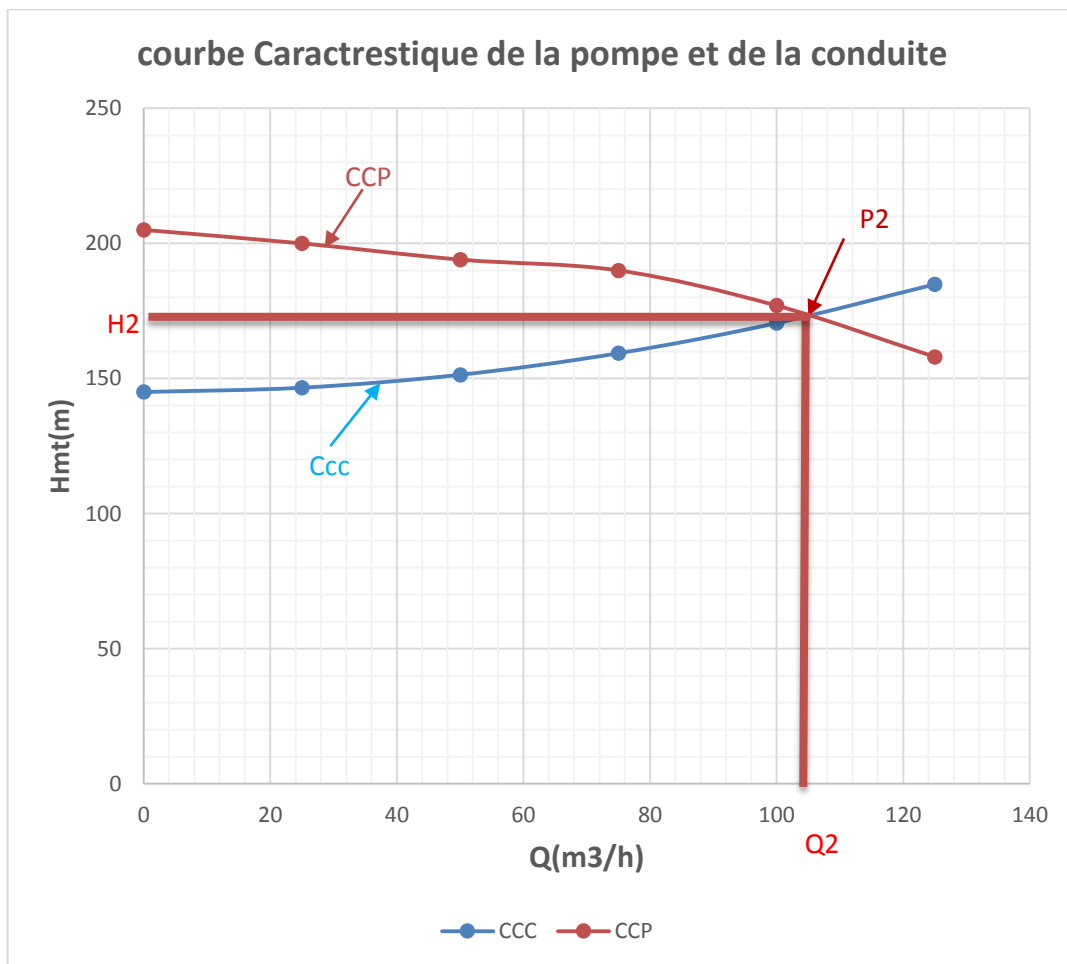


Figure VI.7.8 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (PM80/4B)

Remarque

Le point P₂ se trouve décalé par rapport au point P₁ désire, pour ramener au point de la marche voulu, nous allons comparer la différente méthode du rapprochement de ce point

c) Réglage du pont de fonctionnement

En P₁, le point de fonctionnement désire avec :

$Q_1 = 85.24 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_1 = 159.84 \text{ m}$;

En P₂, le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$Q_2 = 110 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_2 = 170 \text{ m}$;

$\eta_2 = 75.8\%$

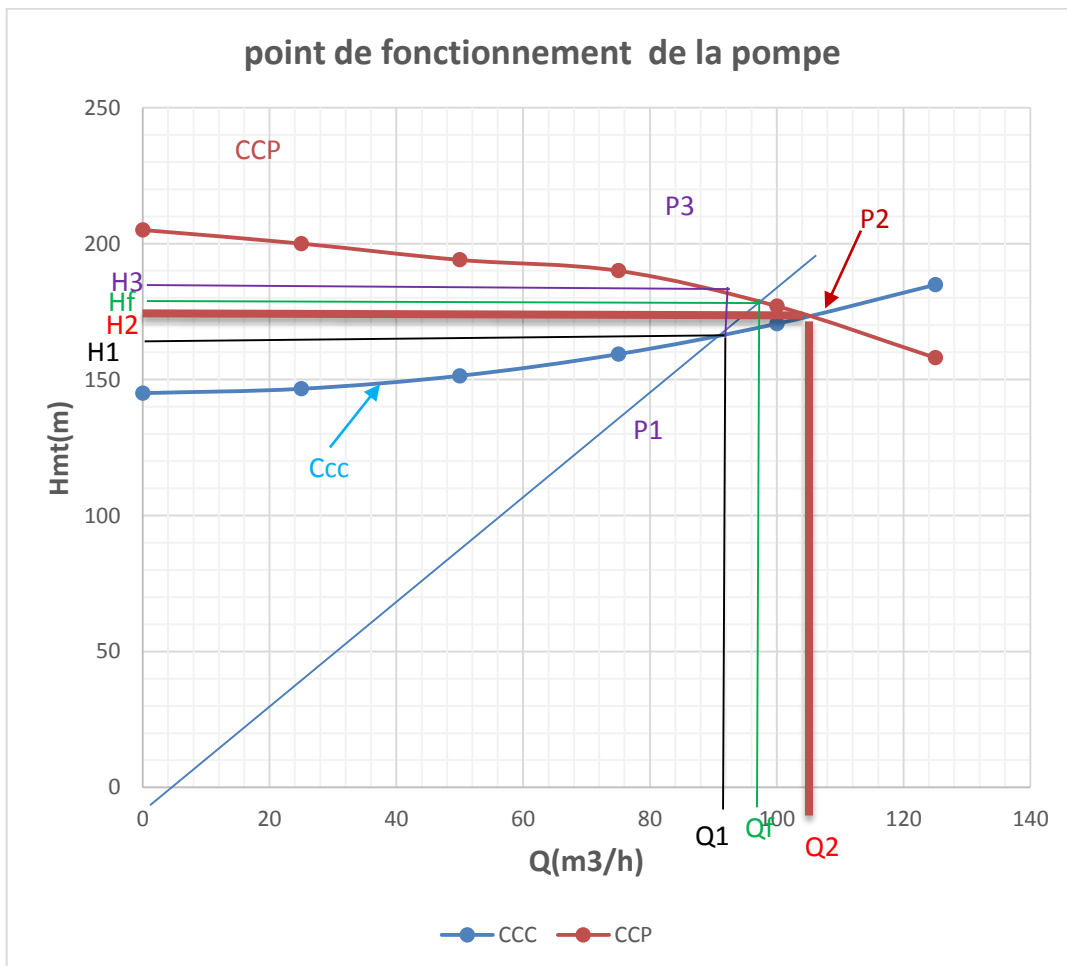
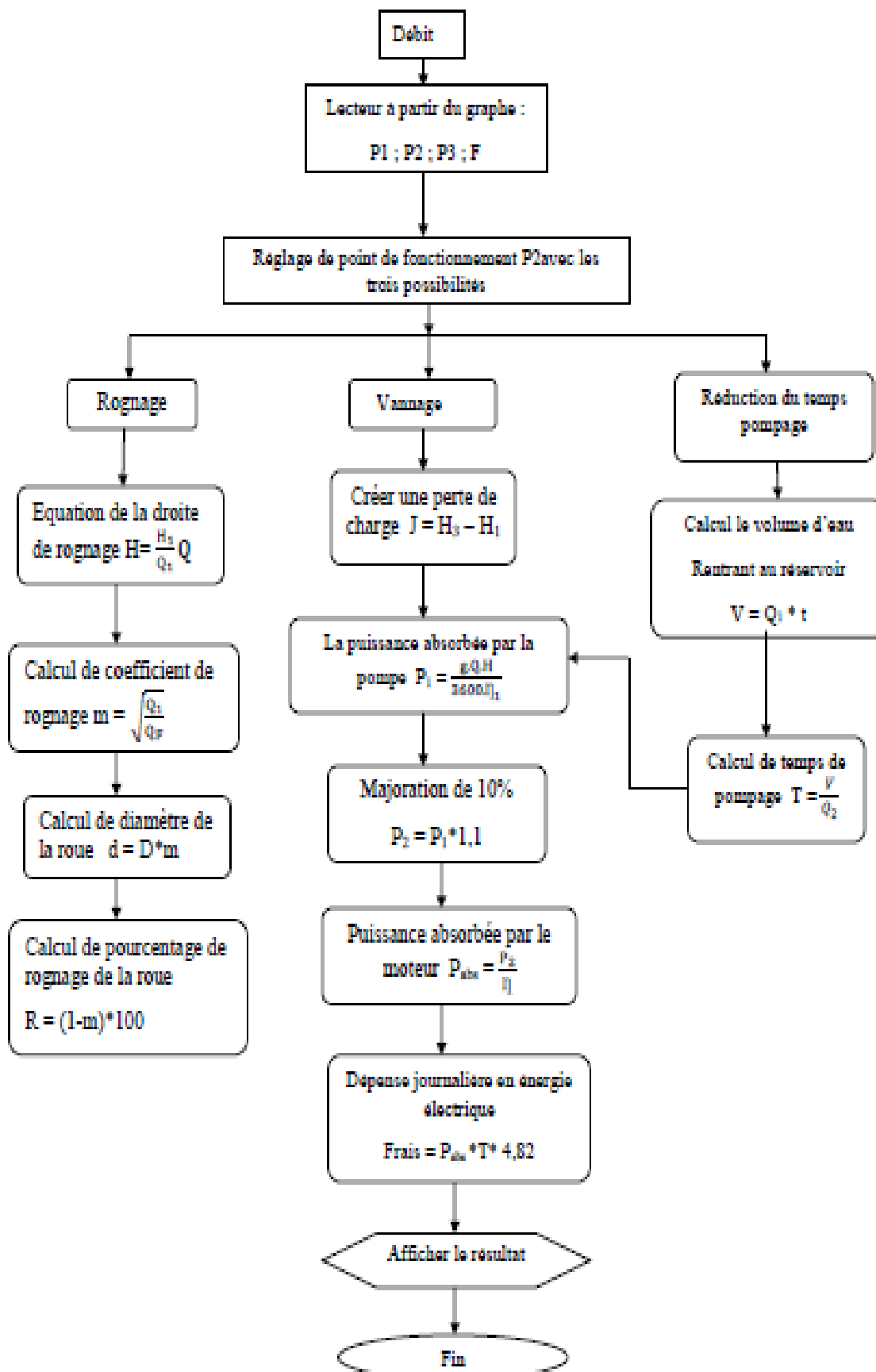


Figure VI.7.9 : pont de fonctionnement de la pompe (PM80/4B)

On corrige cet excès par l'un des modes réglage on suivant le digramme si dessous:

Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement



✚ La réduction du temps de pompage

Le volume restant :

$$V=Q_1*t = 85.24*20= 2045.76 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage du débit Q_2

$$T=\frac{V}{Q_2} = \frac{2045.76}{110} = 18.59h$$

La puissance absorbée par la pompe dans les conditions voulues :

$$P_1=\frac{g*Q_2*H_2}{3600*\eta_2} * 100 = \frac{9.81*110*177}{3600*75.8} * 100 = 69.99Kw$$

Majoration de 10% :

$$P_1=1.1*69.99=76.98Kw$$

La puissance absorbée par moteur :

$$P=\frac{P_1}{\eta}=\frac{76.98}{0.9} = 85.54Kw$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$Depj=P*t*Pu=18.59*4.82*85.54=7\ 664.70DA$$

✚ La création d'une perte de charge (vannage)

$$J=H_3-H_1=189-159.84=29.16 \text{ m}$$

Le temps de pompage est de 20h, et le débit est de $85.24\text{m}^3/\text{h}$.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1=\frac{g*Q_1*H_3}{3600*\eta_2} * 100 = \frac{9.81*85.24*189}{3600*75.8} * 100 = 57.9Kw$$

Majoration de 10% :

$$P_1=1.1*57.9=63.78Kw$$

La puissance absorbée par moteur :

$$P=\frac{P_1}{\eta}=\frac{63.78}{0.9} = 70.87 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \cdot t \cdot P_u = 64.35 \cdot 4.82 \cdot 20 = \mathbf{2\ 8314.74\text{DA}}$$

✚ Le rognage de la pompe

Il se fait en dessinant une droite qui passe par l'originale 0QH et le point P₁, son point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe nous donne de Pf qui a pour coordonner :

$$Q_f = 90.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 183 \text{ m}$$

$$\eta = 73.7\%$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} \text{ on pose } d = D \cdot m \text{ et on aura } \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

$$= \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{85.24}{90.90}} = 0.96$$

Le pourcentage de rognage

$$100 \cdot (1 - m) = 100(1 - 0.96) = 3.11\% \quad \longrightarrow \quad \text{le rognage est acceptable}$$

Le temps de pompage est de 20h ;

La puissance absorbée par la pompe (le rendement de moteurs $\eta_m = 90\%$)

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_2} \cdot 100 = \frac{9.81 \cdot 85.24 \cdot 189}{3600 \cdot 73.7} \cdot 100 = 55.46 \text{ Kw}$$

Majoration de 10% :

$$P_1 = 1.1 \cdot 55.46 = 61.01 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{61.01}{0.9} = 61.62 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \cdot t \cdot P_u = 61.61 \cdot 4.82 \cdot 20 = \mathbf{2\ 7116.24\text{DA}}$$

Le critère de choix est donné par le minimum de puissance absorbée en une journée donc la dépense la plus petite.

TABLEAU VI.7: Récapitulatif De Dépense Journalier

SOLUTION		DEPENSE JOURNALIER (DA)
Réduction du temps de pompage		7 664.70
Vannage		28 314.74
rognage		27 116.24

D'après ce résultat, on opte pour la réduction du temps, car c'est cette solution qui nous permet un gain d'énergie par rapport aux autres solutions proposées.

➤ **Tronçon station de reprise SR2-Reservoir Ivaraden**

Pour ce tronçon nous optons pour des pompes à axe horizontale.

✚ **caractéristique de la conduite :**

- ✓ Le Débit Refoule : $Q=53.64\text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ La Hauteur Géométrique : $H_g=75\text{ m}$
- ✓ La hauteur manométrique : $H_{mt}= 67\text{ m}$

Après l'ingestion des données dans logiciel et l'affichage des résultats, on choisit la pompe

Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM100/5B**), ces caractéristiques sont représentées dans le Tableau qui suit :

Tableau VI.8 : caractéristique de la pompe CAPRARI (PM100/6C)

Caractéristique	Point De Fonctionnement Demande	Point De Fonctionnement Effectif
Q(M3/H)	53.64	54
H(m)	79.31	80
p(kw)	/	16.9
Rend	/	75.3
NPSH	/	1.9

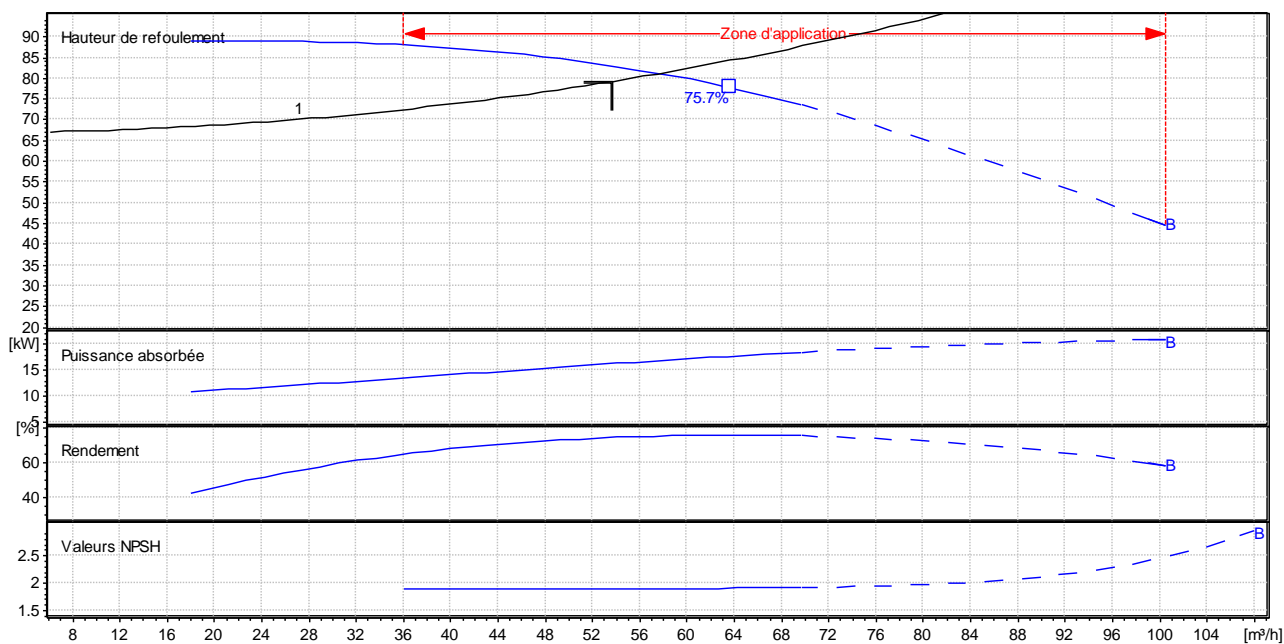


Figure VI.7.10 : courbe caractéristique de la pompe PM100/5B

b) Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

Pour déterminer les points de la courbe caractéristique de la pompe ainsi que de la conduite, on utilise le graphique qui est donné par le logiciel CAPRARI. Ensuite, on dessine ces points sur un Tableau Excel, et on règle le point de fonctionnement de la pompe sur la valeur de notre projet.

TABLEAU VI.9: Caractéristique de la pompe et de la conduite (PM100/6C)

N°	Q(m3/h)	Q(M3/S)	Hg(m)	L(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	0	67	90
2	20	0.00556	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	2.128523	69.13	89
3	30	0.00833	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	4.7891768	71.79	88
4	40	0.01111	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	8.5140921	75.51	86
5	50	0.01389	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	13.303269	80.3	83
6	60	0.01667	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	19.156707	86.16	80
7	70	0.01945	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	26.074407	93.07	73
8	80	0.02222	67	1537	160	0.16	0.049	68953.11	34.056369	101.1	64

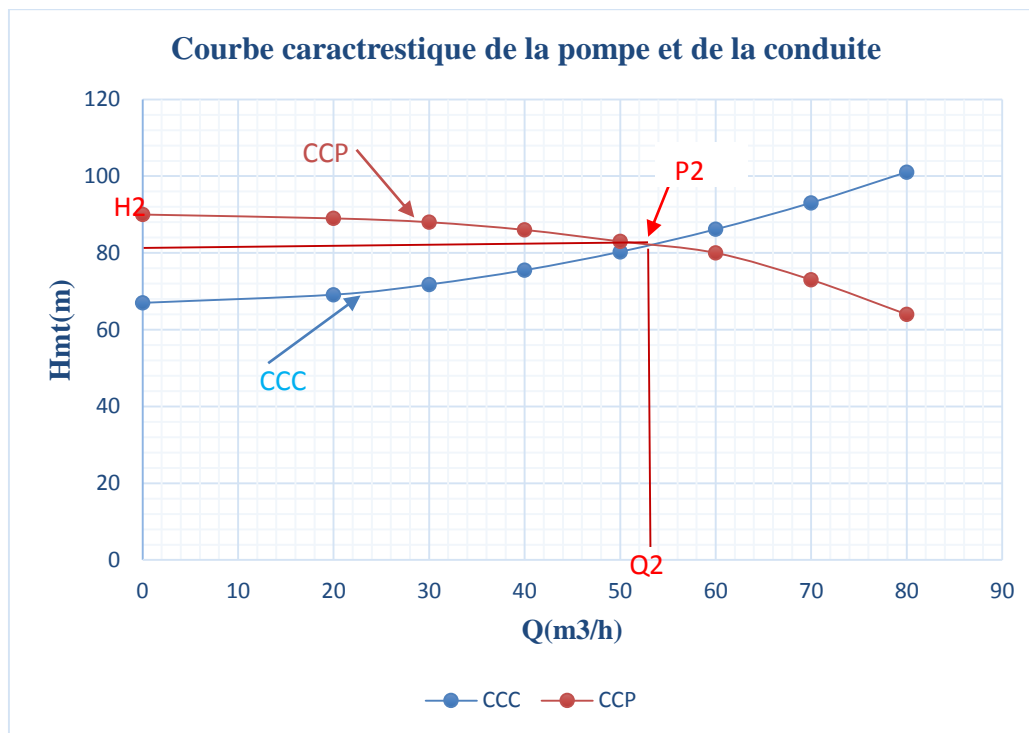


Figure VI.7.11 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (PM100/6C)

d) Réglage du pont de fonctionnement

En P₁, le point de fonctionnement désire avec :

$Q_1 = 53.64 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_1 = 79.31 \text{ m}$;

En P₂, le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$Q_2 = 54 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_2 = 80 \text{ m}$;

$\eta_2 = 75.3\%$

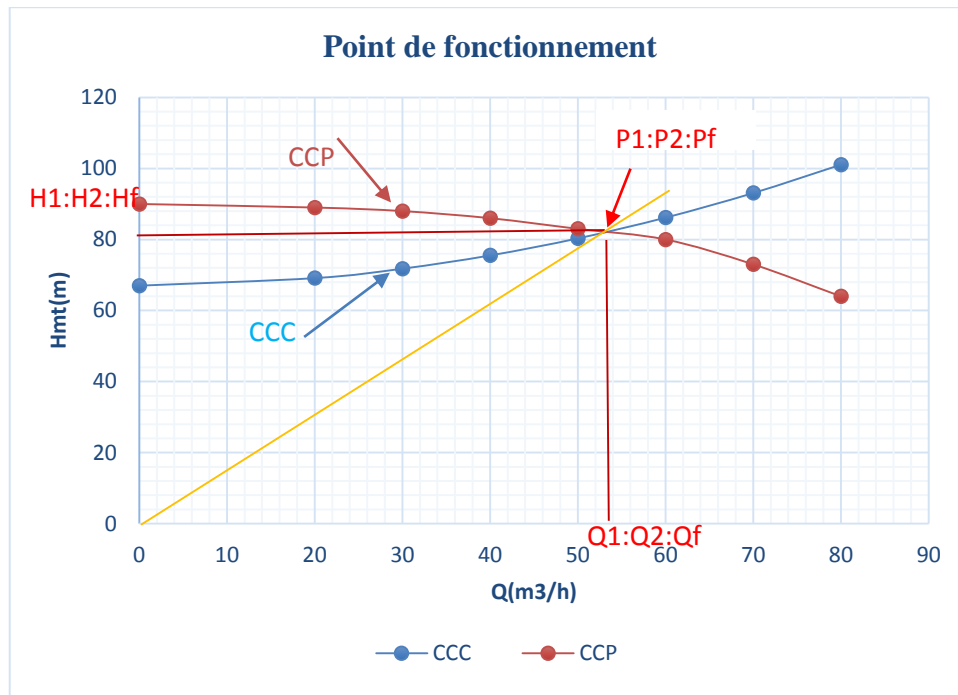


Figure VI.7.12 : Point de fonctionnement de la pompe (PM100/6C)

Remarque

On remarque que le point de fonctionnement désire et le réel se trouve presque dans le même lieu, donc on opte pour cette pompe sans réglage.

➤ Tronçon station de reprise SR2 projeté –réservoir El vir

✚ caractéristique de la conduite :

- ✓ Le Débit Refoule : $Q=46\text{m}^3/\text{h}$
- ✓ La Hauteur Géométrique : $H_g=81\text{m}$
- ✓ La hauteur manométrique : $H_{mt}= 167.09\text{m}$

Après l'ingestion des données dans logiciel et l'affichage des résultats, on choisit la pompe Centrifuge monobloc de surface à axe vertical **HVU35/4A+50**, ces caractéristique sont représentées dans le Tableau qui suit :

Tableau VI.10: caractéristique de la pompe CAPRARI (HVV35/3A+30)

Caractéristique	Point De Fonctionnement Demande	Point De Fonctionnement Effectif
Q(m ³ /H)	46	48
H(m)	167	198
p(kw)	/	18.2
Rend	/	71.5
NPSH	/	2.28

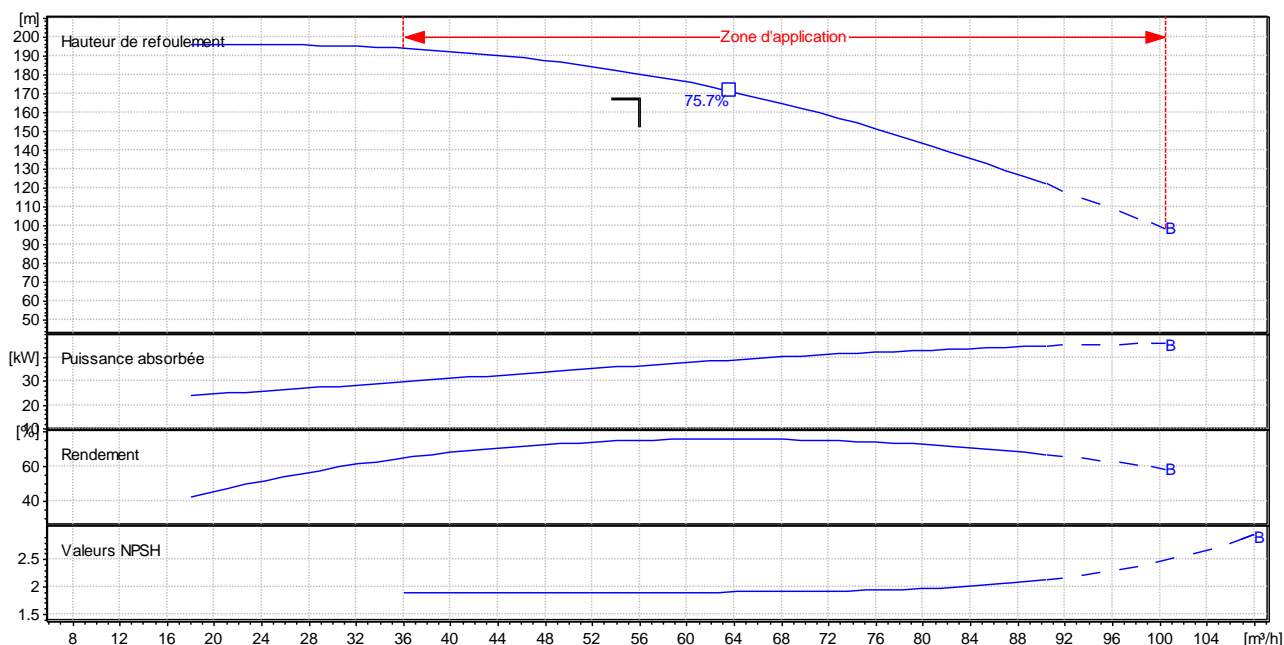


Figure VI.7.13: courbe caractéristique de la pompe (HVV35/3A+30)

On remarque que le point de fonctionnement de la pompes donnée par logiciel est supérieur à celui voulu, dans ce car on va effectuer des réglages sur cette pompes amener le point de fonctionnement réel au point de fonctionnement désire.

c) Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

Pour détermine les point de la courbe caractéristique de la pompe ainsi de la conduite on utilise le graphe qui est donne par logiciel CAPRARI, ensuite on dessine ces point sur un Tableau Excel, et on règle le point de fonctionnement de la pompe sur la valeur de notre projet.

Tableau VI.11 : Caractéristique de la pompe et de la conduite (HVU35/3A+30)

N°	Q (m3/h)	Q (m3/S)	Hg(m)	L(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	81	4295	125	0.125	0.046	615570.76	0	81	216
2	28	0.00778	81	4295	125	0.125	0.052	690061.69	41.7512	122.7512	216
3	38	0.01056	81	4295	125	0.125	0.052	690061.69	76.8988	157.8988	200
4	48	0.01333	81	4295	125	0.125	0.052	690061.69	122.697	203.6973	197
5	58	0.01611	81	4295	125	0.125	0.052	690061.69	179.147	260.1465	188
6	68	0.01889	81	4295	125	0.125	0.052	690061.69	246.247	327.2466	177

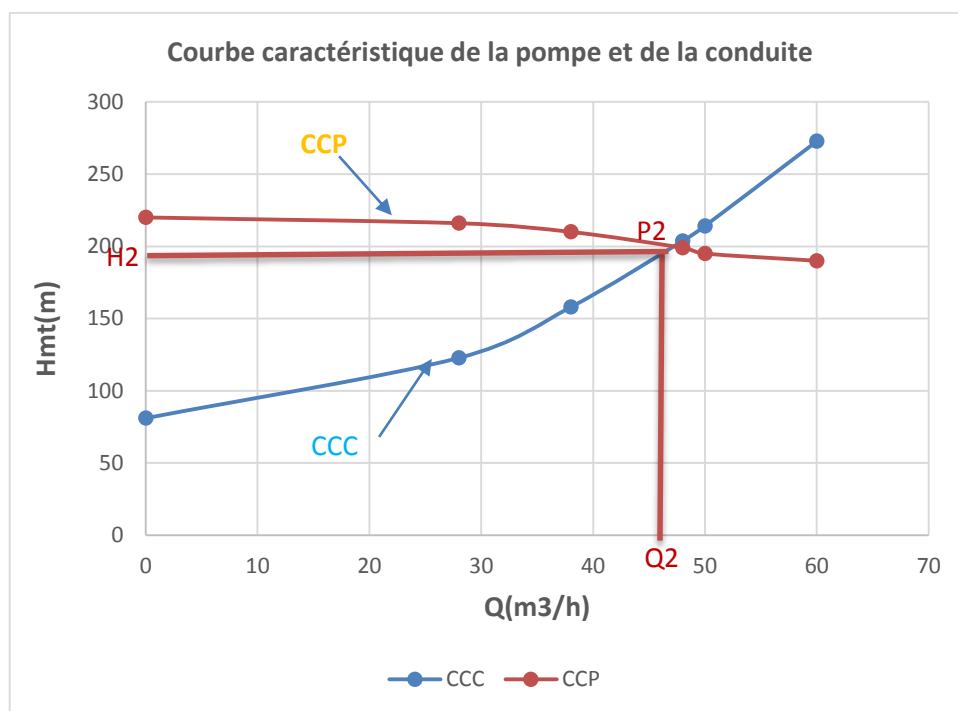


Figure VI.7.14 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (HVU35/3A+30)

e) Réglage du point de fonctionnement

En P₁, le point de fonctionnement désire avec :

$Q_1 = 46 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_1 = 167.09 \text{ m}$;

En P₂, le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$Q_2 = 48 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_2 = 198 \text{ m}$;

$\eta_2 = 71.5\%$

Le point P_2 se trouve décalé par rapport au point P_1 désiré, pour ramener au point de la marche voulu, nous allons comparer la différente méthode du rapprochement de ce point

✚ La réduction du temps de pompage

Accepte le point de fonctionnement tel qui est donné et réduire le temps de pompage.

Le volume restant :

$$V = Q_1 * t = 46 * 24 = 1104 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage du débit Q_2

$$T = \frac{V}{Q_2} = \frac{1104}{48} = 23h$$

La puissance absorbée par la pompe dans les conditions voulues :

$$P_1 = \frac{g * Q_2 * H_2}{3600 * \eta_2} * 100 = \frac{9.81 * 48 * 198}{3600 * 71.5} * 100 = 36.22 \text{ Kw}$$

Majoration de 10% :

$$P_1 = 1.1 * 36.22 = 39.84 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{39.84}{0.9} = 44.27 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P * t * P_u = 23 * 4.82 * 44.27 = 4 \text{ 907.85 DA}$$

✚ La création d'une perte de charge (vannage)

Elle consiste à garder les caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement de manier a créer les pertes de charge :

$$J = H_3 - H_1 = 198 - 167.09 = 30.91 \text{ m}$$

Le temps de pompage est de 20h, et le débit est de $46 \text{ m}^3/\text{h}$.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1 = \frac{g * Q_1 * H_3}{3600 * \eta_2} * 100 = \frac{9.81 * 46 * 198}{3600 * 71.5} * 100 = 34.71 \text{ Kw}$$

Majoration de 10% :

$$P_1 = 1.1 * 34.71 = 38.18 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{38.18}{0.9} = 42.42 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P * t * P_u = 42.42 * 4.82 * 20 = 4 \text{ 089.88 DA}$$

Le rognage de la pompe

Il se fait en dessinant une droite qui passe par l'originale 0QH et le point P₁, son point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe nous donne de Pf qui a pour coordonner :

$$Q_f = 49 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 198 \text{ m}$$

$$\eta = 71.5\%$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} \text{ on pose } d = D * m \text{ et on aura } \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

$$= \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{46}{48}} = 0.97$$

Le pourcentage de rognage

$$100 * (1 - m) = 100(1 - 0.97) = 2\% \quad \longrightarrow \quad \text{le rognage est acceptable}$$

Le temps de pompage est de 20h ;

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1 = \frac{g * Q_1 * H_3}{3600 * \eta_2} * 100 = \frac{9.81 * 46 * 198}{3600 * 71.5} * 100 = 35 \text{ Kw}$$

Majoration de 10% :

$$P_1 = 1.1 * 35 = 38.50 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{38.50}{0.9} = 42.78 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$Dep_j = P * t * Pu = 42.78 * 4.82 * 20 = 4123.99 \text{ DA}$$

Le critère de choix est donné par le minimum de puissance absorbée en une journée donc la dépense la plus petite.

TABLEAU VI.6: Caractéristique de la pompe et de la conduite (PM100/6C)

SOLUTION	DEPENSE JOURNALIER (DA)
Réduction du temps de pompage	4 123.99
vannage	4 907.85
rognage	4 089.88

D'après ce résultat, on opte pour le rognage, car c'est cette solution qui nous permet un gain d'énergie par rapport aux autres solutions proposées.

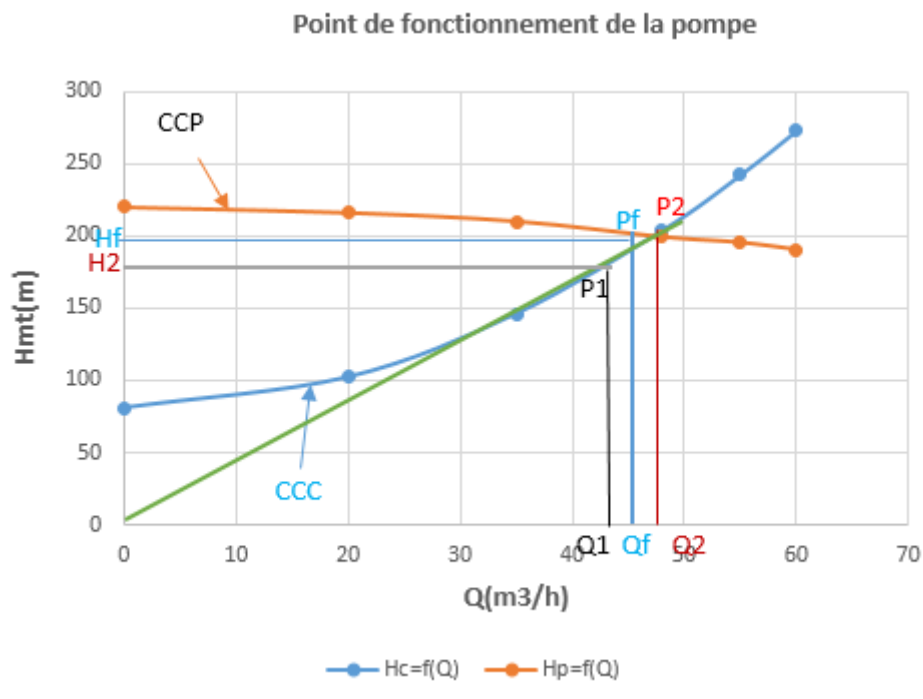


Figure VI.7.15 : Point de fonctionnement de la pompe (HVU35/3A+30)

TABLEAU VI.6: Récapitulatif des pompes retenues pour le réseau

Tronçon	Débit (m ³ /h)	Htm (m)	Pompe retenue	Caractéristique	Dépense journalier
Forage –SR1	184.98	164	E10SE50/9BC, électropompe immergée semi axiale	N=2900tr/min $\eta = 79.2\%$	/
SRI–SR2	184.98	168.16	PM125/7A pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale	N=1450tr/min $\eta = 77\%$	/
SR2-R –Ait Ahmed	85.24	85.51	PM80/4B pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale	N=1450tr/min $\eta = 75.8\%$	7 664.70DA
SR2–R Ivaraden	53.64	67	PM100/6C pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale	N=1450tr/min $\eta = 75.3\%$	/
SR2–R El vir	46	167.09	H pompe Centrifuge monobloc de surface à axe vertical	N=2900tr/min $\eta = 71.5\%$	4 089.88DA

Conclusion

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la région d'étude, nous avons choisis les pompes suivantes :

✓ Du forage vers (SR1) le type de la pompe est :

E10SE50/9BC, électropompe immergée semi axiale, 9 étages avec une vitesse de rotation 2900t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

✓ Du SR1 vers (SR2) le type de la pompe est :

PM125/7A pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale, diamètre de refoulement 125 mm, 7étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

✓ Du SR2 vers Ait Ahmed le type de la pompe est :

PM80/4B pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale, 4étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

Du SR2 vers Réservoir Ivaraden le type de la pompe est :

PM100/6C pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale ,6étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

✓ Du SR2vers Réservoir El vir le type de la pompe est :

HVU35/3A+30 pompe Centrifuge monobloc de surface à axe vertical, 6étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

Les frais totaux journaliers, occasionnées par le fonctionnement et le réglage des pompes choisies sont de **11 754.58 DA.**

VIII.1. Introduction

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

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

VIII.2. Différents types de pose des conduites

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

✓ Pose en Terre

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

2% pour les tronçons ascendants ;

4% pour les tronçons descendant.

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

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

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



Figure VII.1 : pose des conduites en terre

✓ **Pose en mauvais terrains (cas spécial)**

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

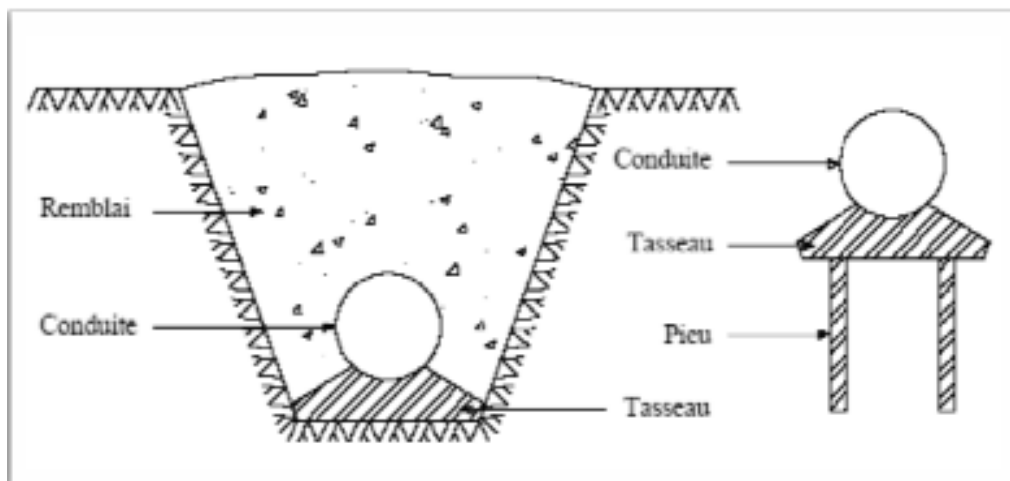


Figure VII.2 : pose en mauvais terrains.

✓ **Traversée des routes**

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

➤ **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites (Figure VII.3)

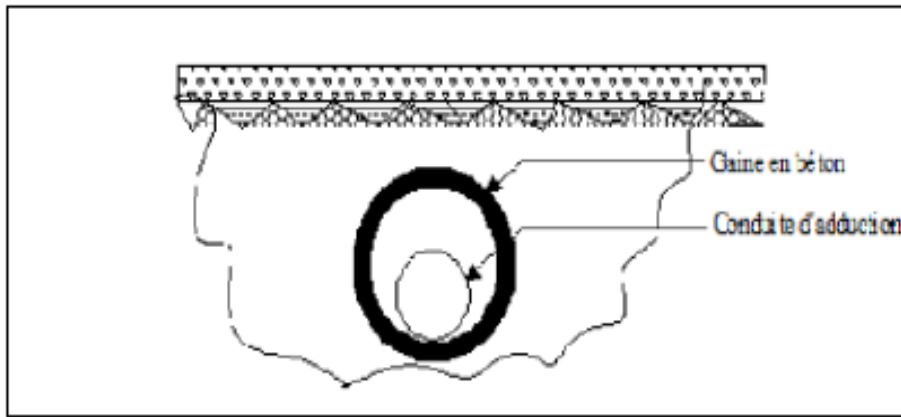


Figure VII.3 : traversée d'une route au moyen d'une gaine.

➤ **Par enrobage dans le béton :**

Dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton

Noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton.

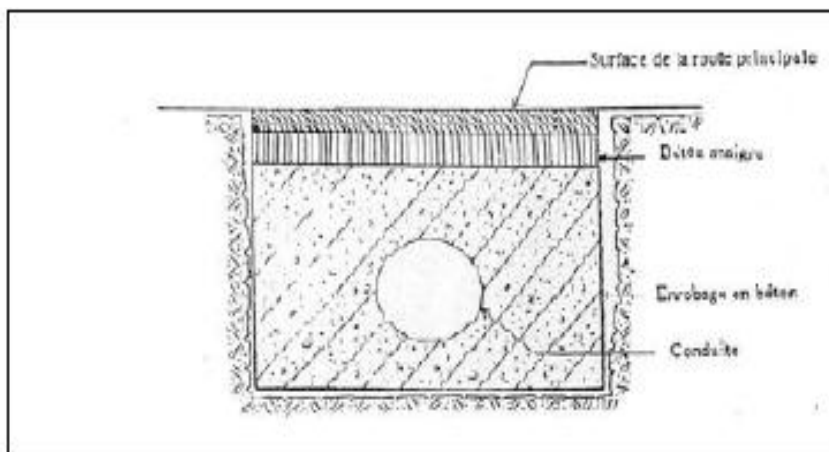


Figure VII.4 : traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

✓ **Pose en galerie**

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

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

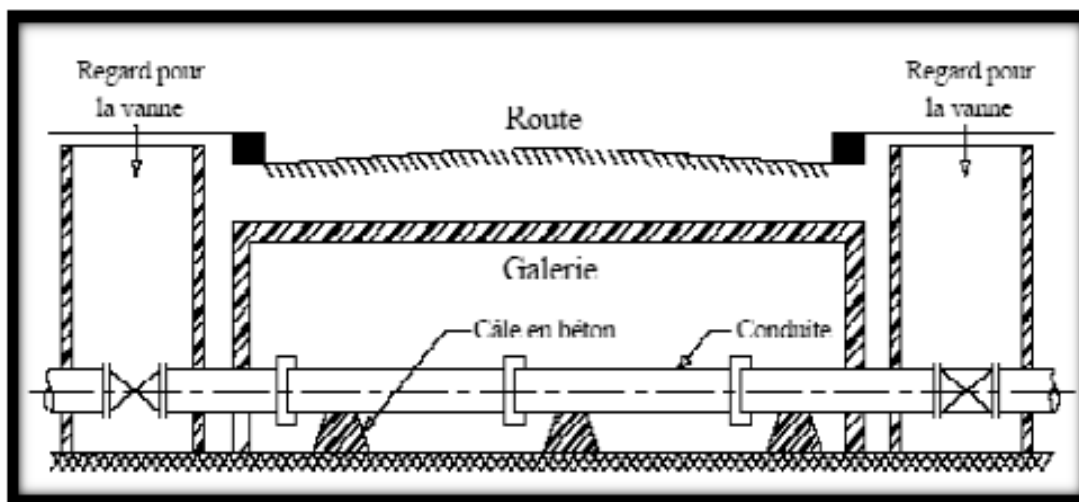


Figure VII.5 : pose des conduites en galeries.

✓ Traversées des cours d'eau

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

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

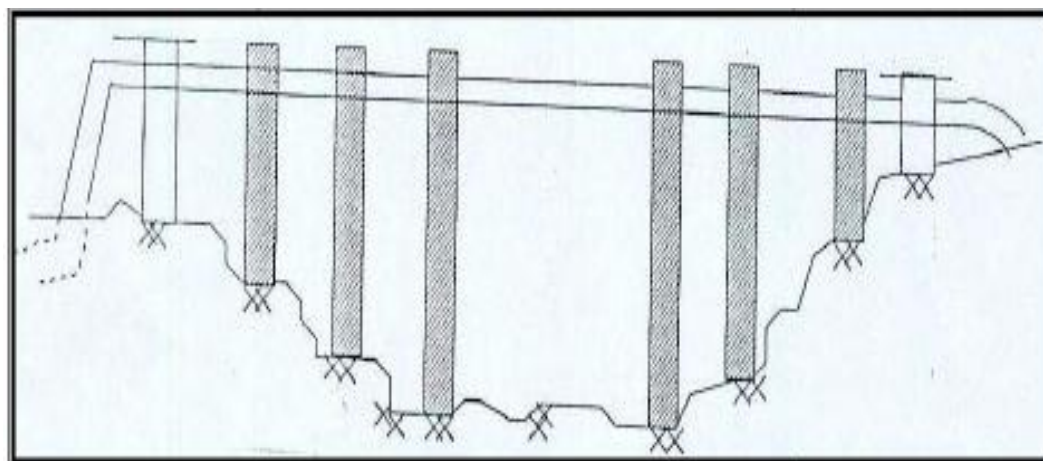


Figure VII.6 : traversée d'un cours d'eau

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

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

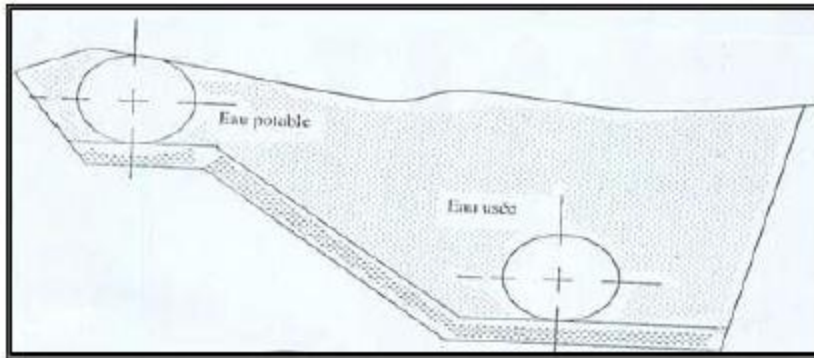


Figure VII.7 : pose à proximité des eaux usées

✓ **Butée et amarrage**

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

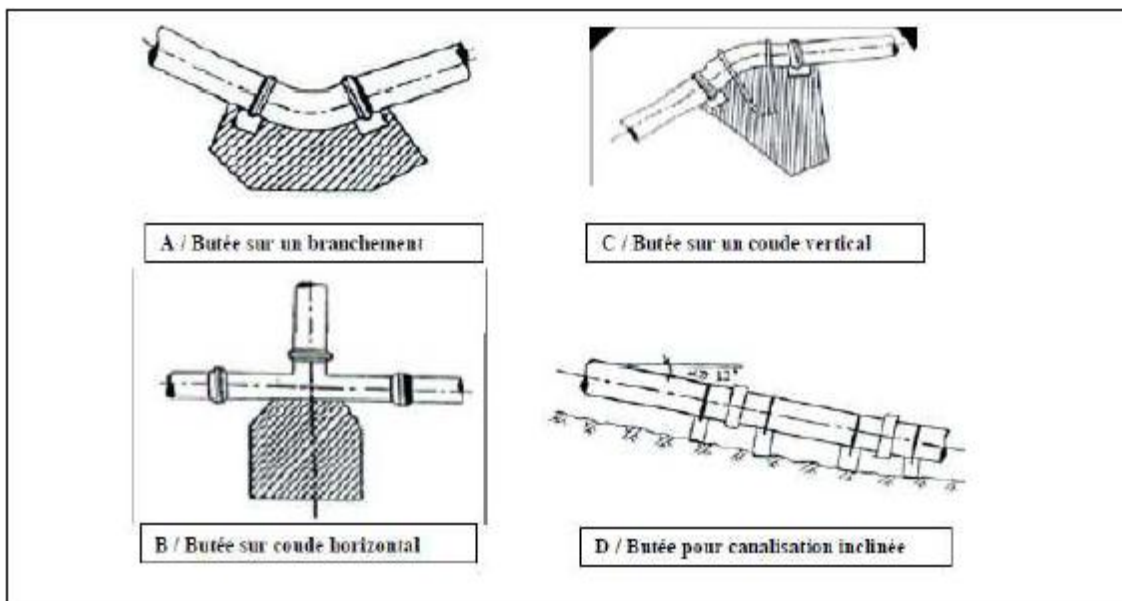


Figure VII.8 : butée et amarrage

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

$$F = K + P + S \quad (\text{VII.1})$$

avec :

F : la poussée exprimée en daN ;

P : la pression hydraulique d'essai en bar ;

S : la surface externe du tuyau en cm² ;

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

VIII.3. Différentes étapes de mise en place des canalisations

•Réalisation des fouilles

a. Largeur de la tranchée

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

$$B=D+(2*0,30) \quad (\text{VII.2})$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

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

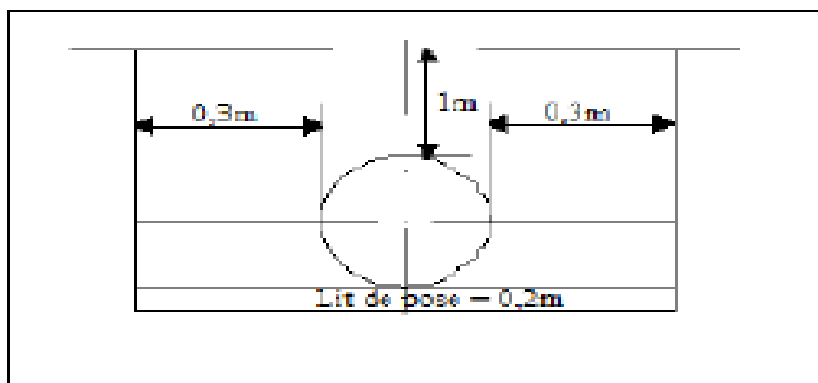


Figure VII.9 : pose en tranchée

b. La profondeur de la tranchée

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

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

$$H=H1+H2+D \quad (\text{VII.3})$$

avec:

H : Profondeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

H1: Profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m ;

H2 : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol.

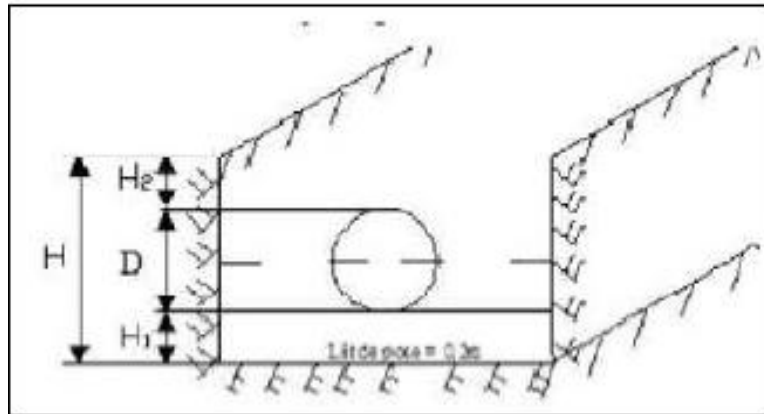


Figure VII.10 : réalisation des fouilles

c. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par :

- ✓ Du gravier, dans un terrain ordinaire ;
- ✓ Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- ✓ Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

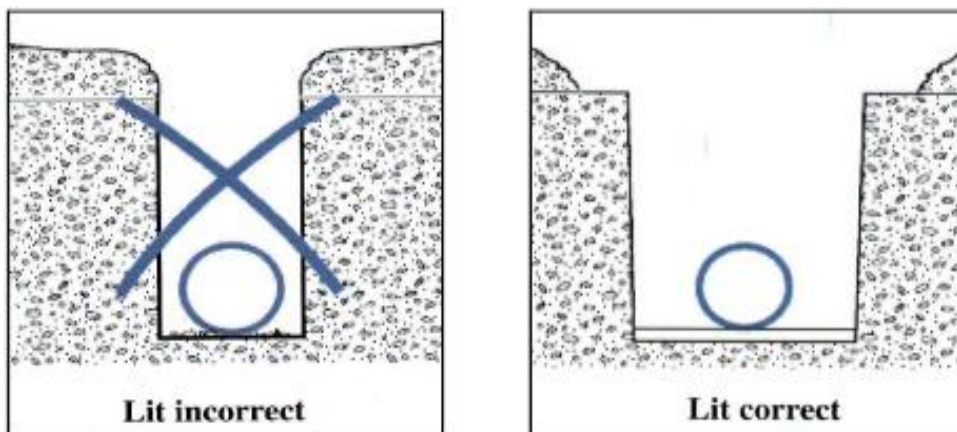


Figure VII.11 : lit de pose de la conduite

•Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée.

•Epreuve des joints et des canalisations principales

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 % , cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn . La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

•Essai général du réseau

L'essai général du réseau est une étape très importante pour d'adduction dans le but de connaître leur degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées. Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau sont constatées, elle ne doit pas dépasser 2%.

•Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

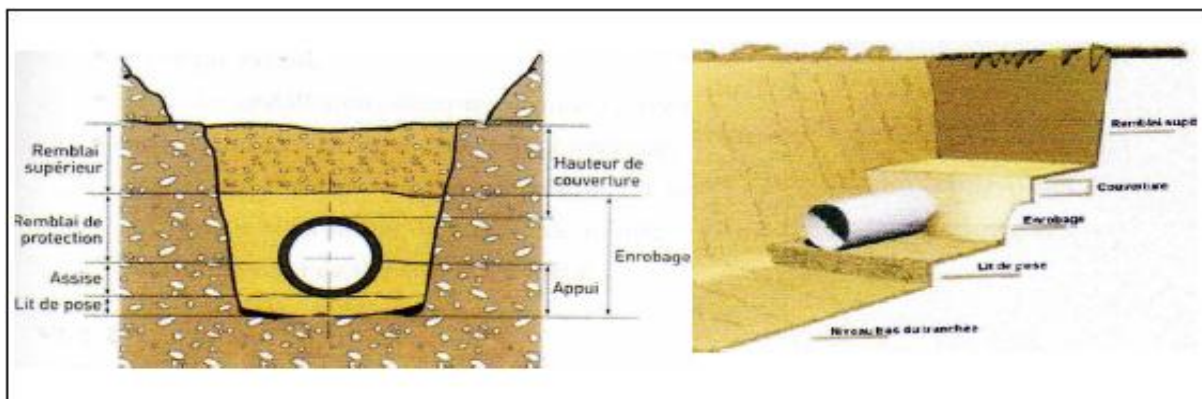


Figure VII.12 : remblayage de la fouille

• Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.

Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

•Action de l'eau sur les matériaux

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

•L'entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouve dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure VII.13 : l'entartrage

•La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure VIII.14 : la corrosion dans les conduites

- **Protection externe**

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- Traitement du milieu ;
- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place

a. Traitement du milieu

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

b. Revêtement

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;

Des matières plastiques ou peintures ;

Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

c. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.

- **Protection interne**

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- ✓ D'un enduit bitumineux ;
- ✓ D'un enduit émaillé spécial;
- ✓ Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée, ...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

Conclusion

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier, soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VIII.4. Introduction

Afin d'assurer à notre réseau un bon entretien et une longévité, nous allons étudier dans ce chapitre le coup de bélier et protéger la canalisation contre ce phénomène.

VIII.5. Définition

On appelle le coup de bélier les variations des pressions (surpression / dépression) provoquée par le changement du régime du liquide s'écoulant dans la conduite. Ces variations de pression sont d'autant plus importantes, qu'elles se traduisent souvent par un bruit caractéristique, et peuvent entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement.

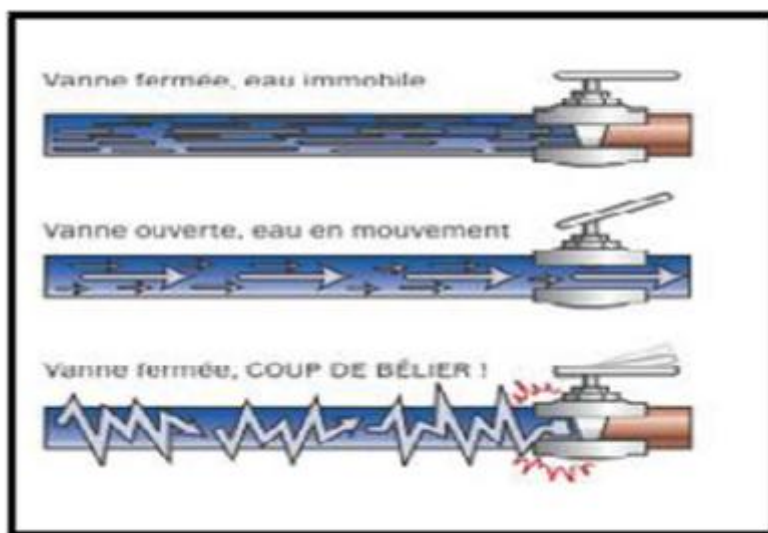


Figure VIII .1: le Coup de Bélier

VIII.6. Les causes du coup de bélier

- Fermeture / ouverture rapide d'une vanne ;
- Fermeture / ouverture rapide d'un robinet ;
- Démarrage / arrêt d'une pompe.

VIII.7. Les conséquences de ce phénomène

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



Figure VIII.2 : Conséquences Du Coup De Bélier

➤ **Cas de la surpression**

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

➤ **Cas de dépression**

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

➤ **Fatigue de la canalisation**

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

Analyse physique du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :

(On prendra comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : L/a):

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir

est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

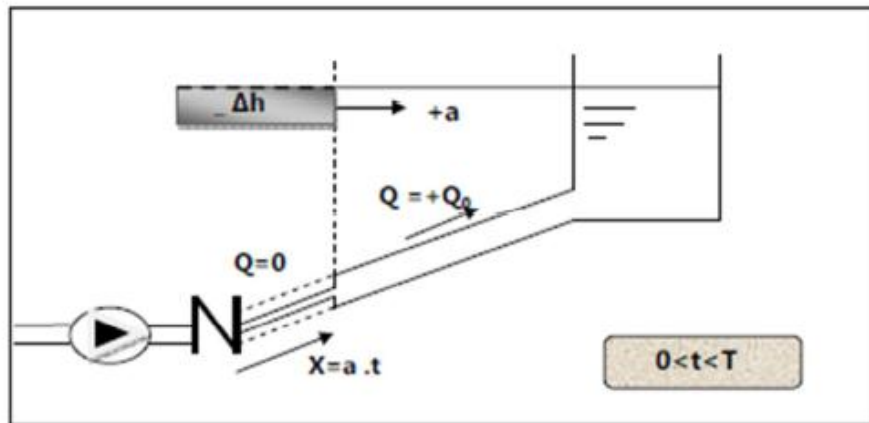


Figure VIII.3: L'état de la conduite pendant la phase 1

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche

.l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

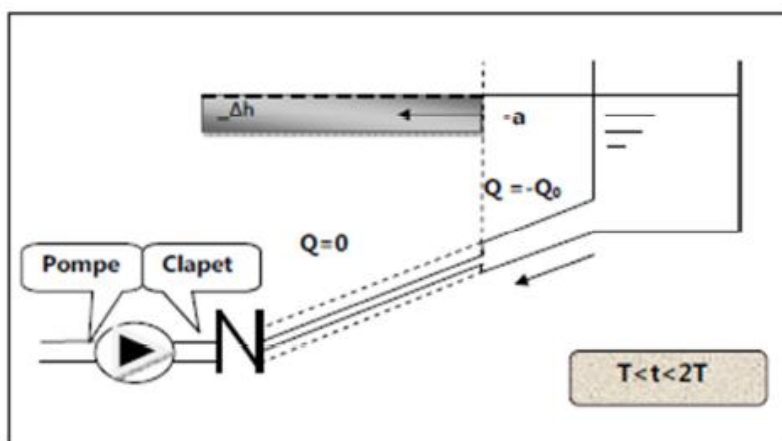


Figure VIII.4: Représentation de la phase 2 du coupe de bélier

Phase03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée

entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

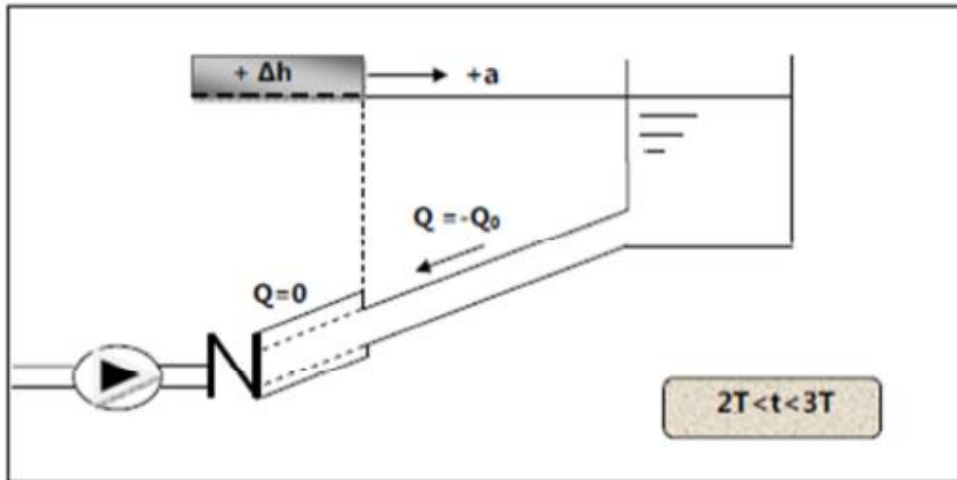


Figure VIII.5: Représentation de la phase 3 du coup de bélier

Phase 04:Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau

successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

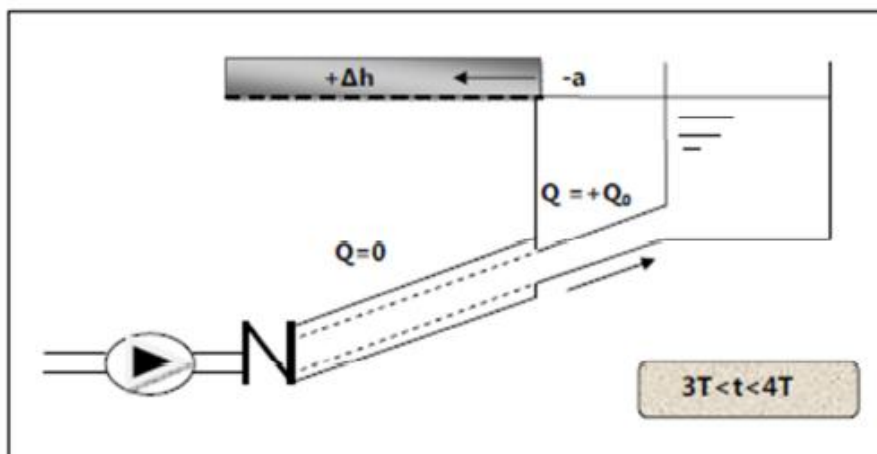


Figure VIII.6: Représentation de la phase 4 du coup de bélier

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VIII.8. La célérité de l'onde

La célérité des ondes du coupe du bélier dans une conduite en PEHD est donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient qui dépend du matériau, pour PEHD notre cas k=83

VIII.9. Calcul de la valeur du coup de belier :

✓ Cas de la fermeture brusque $t \leq 2L/a$

Dans le cas d'une fermeture brusque, La valeur coup de bélier donnée par la Formule de JUKOWSKI :

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

V₀ : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à 9,81 m/s² ;

✓ Cas de fermeture lente $t > 2L/a$

Elle est caractérisée par un temps de fermeture c'est-à-dire supérieur à un aller et un retour d'onde. La valeur coup de bélier est donnée par la formule suivante : Formule de MICHAUD :

$$b = \frac{aV_0}{gt}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m).

En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g}$$

En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_0 - \frac{aLV_0}{g}$$

VIII.10. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

✓ **Réservoirs d'air :**

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

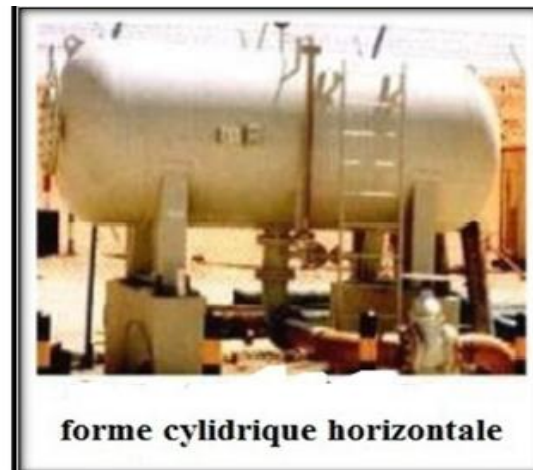


Figure VIII.7 : Les différentes formes de réservoirs anti-bélier

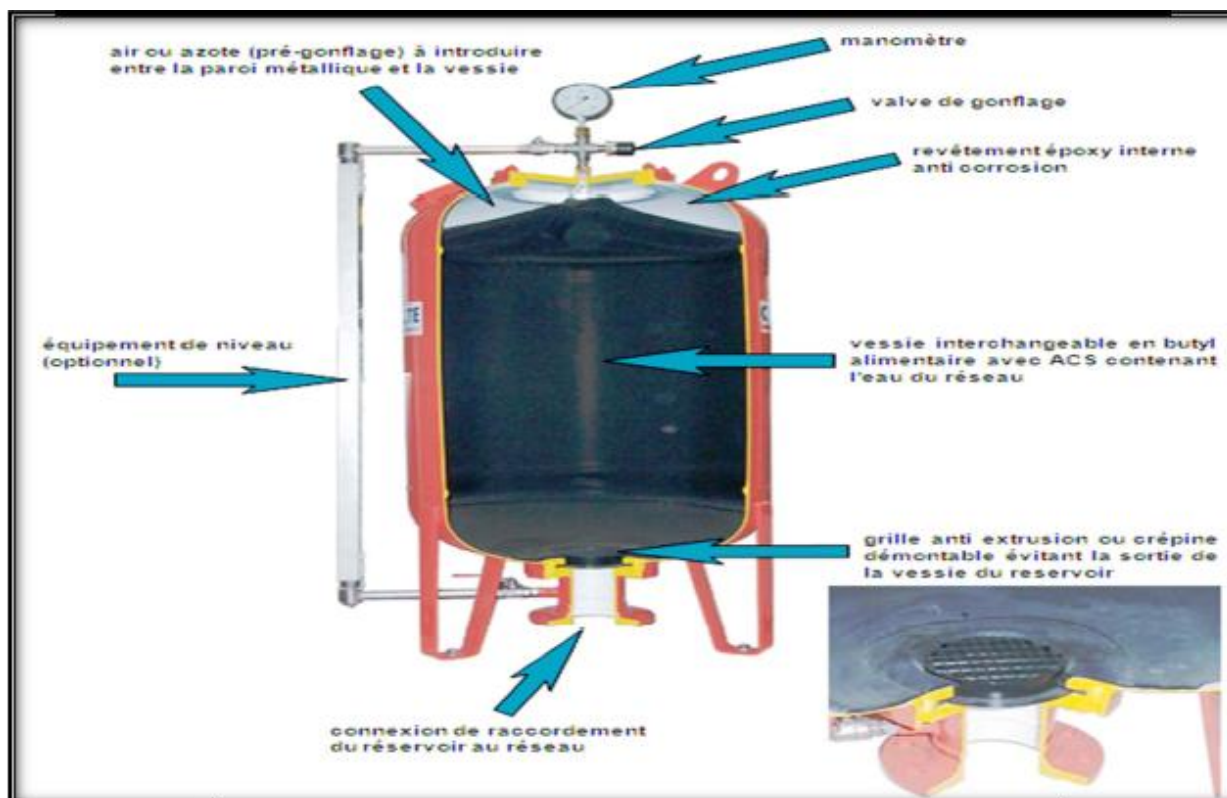


Figure VIII 8 : Réservoir d'aire anti bélier

✓ **Cheminée d'équilibre :**

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

✓ **Soupape de décharge :**

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

✓ **Volant d'inertie :**

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie. Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression, le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir d'air, se dépond en refoulant de l'eau dans la conduite.

La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annulé ; par conséquent, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

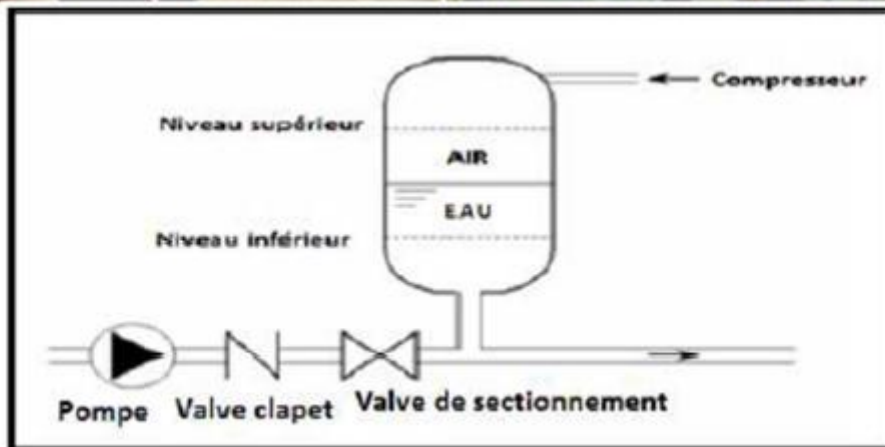
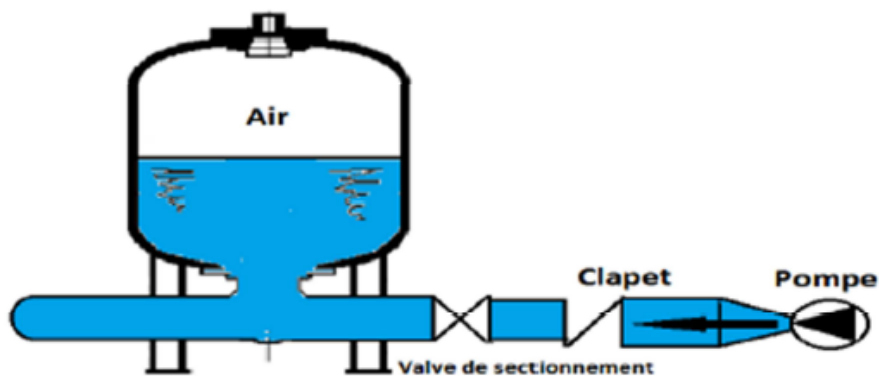


Figure VIII.9 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air l'anti-bélier



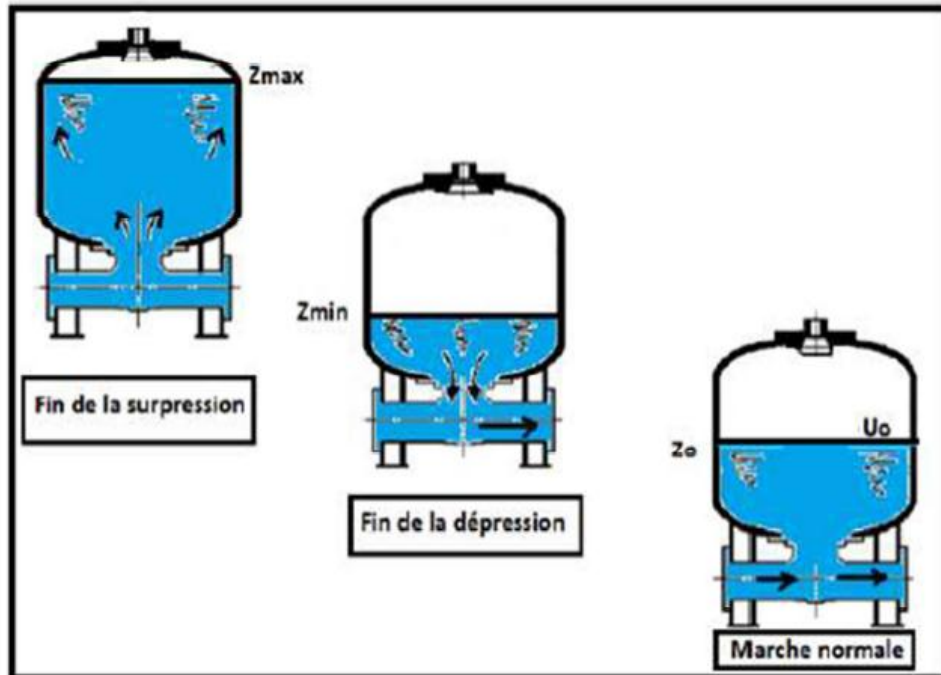


Figure VIII.10 : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti bélier

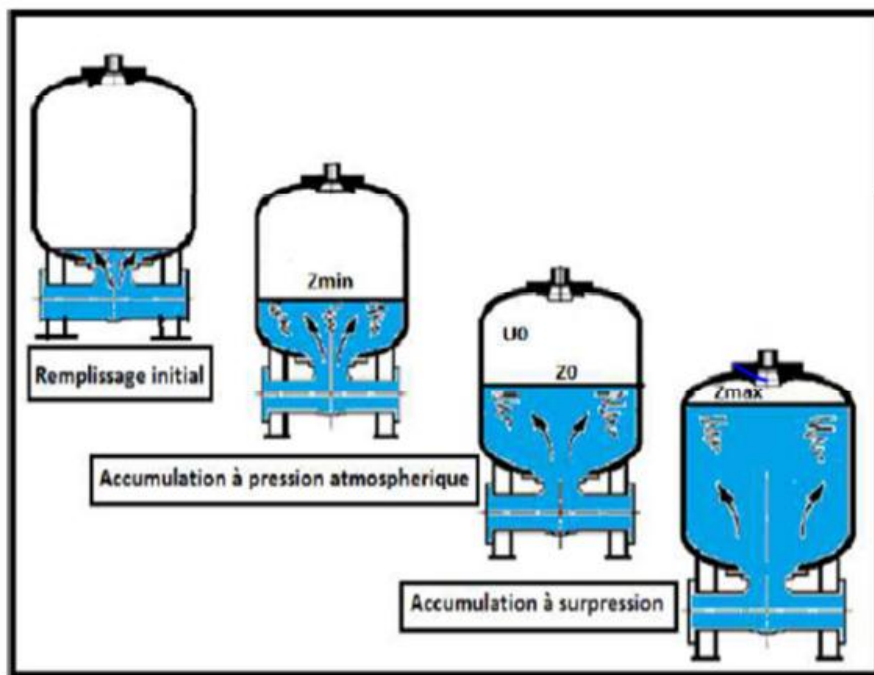


Figure VIII.11 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

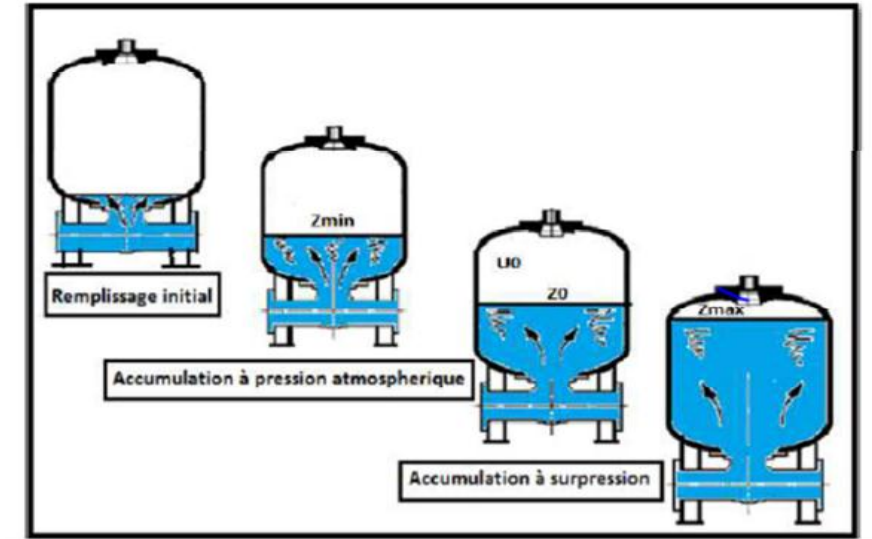


Figure VIII.12 : Remplissage du réservoir anti-bélier

VIII.11. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la Dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

- ✓ **Méthode de Puech et Meunier** : Permet de déterminer le volume des ballons de Protection ;
- ✓ **Méthode de Vibert** : Cette méthode donne de bons résultats pour les petites Installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.
- ✓ **Méthode de Bergeron** : La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations .

VIII.12. protections de la conduite reliant le forage à la station SR1

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite. Pour déterminer le volume du réservoir d'air on va utiliser la méthode de Puech et Meunier, en introduisant les hypothèses suivantes :

- le réservoir d'air disposé à la station de pompage ;
- la canalisation est a caractéristique unique ;
- le réservoir d'arrive a un niveau constant ;
- la loi de détente de l'air est $PV^{1.2}=\text{constante}$;

tenir compte des pertes de charge dans la conduite et celle éventuelles au remplissage du ballon ;

Cette méthode utilise trois nombre adimensionnels :

-K : qui caractérise les pertes de charge ;

-A : qui caractérise de la conduite de refoulement ;

-B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti bélier.

Ayant calculé Ket B, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

➤ les caractéristiques de la conduite

Longueur de la conduite : $L = 2600 \text{ m}$;

Diamètre de la conduite : $D_{ext} = 194.2 \text{ mm} = 0,1942 \text{ m}$;

Epaisseur de la paroi : $e = 27.9 \text{ mm}$;

Section de la conduite : $S = 0,0296 \text{ m}^2$;

Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 1,047 \text{ m/s}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 162 \text{ m}$.

hauteur manométrique : $H_{mt} = 189.24 \text{ m}$.

• Dépressions

le profil en long de la conduite

Tableau VIII.1 : Profil en long de la conduite

Cote Z(m)	124.725	156.82	171.55	189.22	252.76	234.53	229.25	264.53	284.32
X(m)	0	225.49	338.48	469.35	1150	1625.21	2125	2345.05	2625

✓ Dimensionnement du réservoir d'air

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{0.25}{1.047}}} = 351.77 \text{ m/s}$$

✓ Caractéristique de la conduite A

$$H_0 = H_g + 10 = 162 + 10 = 172 \text{ m}$$

$$a = \frac{aV_0}{gH_0} = \frac{351.77 \cdot 1.047}{9.81 \cdot 172} = 0.218$$

Caractéristique des pertes de charges K :

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 189.24 + 10 = 199.24 \text{ m}$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{199.24 - 172}{172} = 0.158$$

➤ Caractéristiques du réservoir B

Nous devons considérer la famille de courbe B pour $A=0.218$ et $K=0.58$; mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes : $K=0.1$ et $A=0.5$

Tableau VIII.2: Profile en long du tronçon forage a la station de reprise SR1

coteZ(m)	124,725	156,82	171,55	189,22	252,76	234,53	229,25	264,53	284,32
X(m)	0	225,49	338,48	469,35	1150	1625,21	2125	2345,05	2600
$\frac{\Delta Z+10}{H0}$	0,0568	0,2392	0,1405	0,1572	0,4178	0,1604	0,0268	0,2573	0,1693
X/L	0	0,09	0,13	0,18	0,44	0,62	0,81	0,89	1,00

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbe B sélectionnées .le graphe de **MEUNIER** et **PEUCH** nous montre les zones risque et nous considérer un point.

Pour B=2, on aura toute la conduite protégée contre les variations de pression, cette valeur de B nous permettra de calcul le volume d'aire comprime U0.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B} = \frac{1.047^2}{9.81 \cdot 199.24} * \frac{200 \cdot 0.0279}{1} = 0.31$$

$$\frac{P_{min}}{H0} = 0.91 \Rightarrow P_{min} = H0 * 0.91 = 172 * 0.91 = 160.16 \text{ md'eau.}$$

Nous avons :

$$P_{min} * U_{max}^{1.2} = H_{abs} * U_0^{1.2} \text{ donc } U_{max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{1/1.2} = 0.102 * \left(\frac{195.79}{160.16}\right)^{1/1.2} = 0.315 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'aire est de 0.315m3 .si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume 0.378m3.

❖ **Suppression**

à partir du l'abaque de **DUBIN** et **GUENEAU** (voir annexe 03), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour A=0.5 et B=0.2 nous lisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V0^2}{H0} = 0.6 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0.6 \cdot d^2} - 1 \right]^2 \dots\dots(1) \\ \frac{P_{max}}{H0} = 1.15 \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\alpha \frac{V0^2}{H0} = 1.60 \Rightarrow \alpha = 1.60 * \frac{H0}{V0^2} = 1.60 * \frac{172}{1.047^2} = 364.46^\circ$$

à partir de la formule (1) on peut tirer le diamètre « d »

$$\frac{D^2}{0.6 \cdot d^2} = \sqrt{2 * g * \alpha + 1} \Rightarrow d^2 = \frac{D^2}{0.6 * \sqrt{2 * g * \alpha + 1}} = \frac{194.2^2}{0.6 * \sqrt{2 * 9.81 * 364.46 + 1}} = 736.62$$

d =27.10mm représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite

A partir de la formule (2) on peut tirer le « Pmax »

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1.09 \Rightarrow P_{\max} = 1.09 * 176.00 = 194.84 \text{m}^3$$

Surpression par rapport a la hauteur géométrique absolue, $H_0=176.00\text{m}$ est

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SRI à la SR2 contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement forage-station de reprise SR 01 qui aura un volume total de $400.\text{m}^3$.

Conclusion général

Au terme de ce mémoire « renforcement de l'AEP du versant ouest de la commune de Maâtkas ». Ce projet a nécessité la mobilisation cinq de forages de débit de 9 l/s chacun,

Notre étude a aboutie aux conclusions suivantes : « renforcement de l'AEP du versant ouest de la commune de Maâtkas Les ressources en eaux souterraines (forage) et du barrage couvrent les différents besoins de la population qui sont estimés à 70.191/s.

Pour le matériau utilisé, le choix s'est porté sur le PEHD vu les avantages qu'il présente (La résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue, amorti le coup de bélier...etc), l'adduction sera composée totalement d'une partie refoulement :

Longueur totale des conduites de refoulement en PEHD est de 12 113,69m.

Longueur des conduites PEHD à partir des forages à la première station de reprise est de 2600 m avec un diamètre de 250 mm.

Longueur des conduites PEHD, de la première station de reprise à la deuxième station est de 1348.91m avec un diamètre de 250 mm.

Pour les conduites qui relie la deuxième station de reprise au réservoir de stockage Ait Ahmed elle a une longueur de 2332.19 m et un diamètre de 200 mn,

Pour les conduites qui relie la deuxième station de reprise au réservoir de stockage Ivaraden elle a une longueur de 1537.59 m et un diamètre de 160 mn,

Pour les conduites qui relie la deuxième station de reprise au réservoir de stockage El Vir elle a une longueur de 4295 m et un diamètre de 125 mn,

L'infrastructure de stockage de l'eau entraîne la construction des réservoirs de déférant capacité comme suite :

- réservoir de 1000m³ pour la station 1 ;
- réservoir de 750m³ pour la station 2 ;
- Réservoir de tête de capacité (300 et 350m³ implante a Ait Ahmed ;
- Réservoir de tête de capacité (400m³ implante a Ivaraden ;
- Réservoir de tête de capacité (350 et 100m³ implante a El Vir ;

Pour le choix des pompes, nous avons optés pour le constructeur italien CAPRARI, et on s'est fait aidé dans notre choix pour les différents tronçons par le logiciel pump tutor CAPRARI :

- Du forage vers (SR1) le type de la pompe est :

E10SE50/9BC, électropompe immergée semi axiale, 9 étages avec une vitesse de rotation 2900t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

- Du SR1 vers (SR2) le type de la pompe est :

Conclusion Générale

PM125/7A pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale, diamètre de refoulement 125 mm, 7étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

- Du SR2 vers Ait Ahmed le type de la pompe est :

PM80/4B pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale, 4étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

- Du SR2 vers Réservoir Ivaraden le type de la pompe est :

PM100/6C pompe centrifuge multicellulaire pour haute pression à axe horizontale ,6étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

- Du SR2vers Réservoir El vir le type de la pompe est :

HVU35/3A+30 pompe Centrifuge monobloc de surface à axe vertical, 6étages, avec une vitesse de rotation 1450t/m et diamètre de la bride aspiration DN 125 mm ;

Les frais totaux journaliers, occasionnées par le fonctionnement et le réglage des pompes choisies sont de 11 754.58 DA.

La protection des conduites contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **400 m³**.

Nous tenons à exprimer notre souhait que ce modeste travail puisse apporter plus à la réalisation de ce projet.

Bibliographie

- [1] **ANONYME:** Plan d'aménagement et d'urbanise de la commune de Maâtkas (PDAU)
- [2] **BENHAMNA M^{ed}O,HABI .S 2015/2016**, Renforcement en du réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de l'oued Mechtras .
(Mémoire Master 2 en génie civil UMMTO).
- [3] **RAMOUL .I,MEKSEM .K,MAHIOUTE .R 2015/2016**, **Etude** renforcement en eau potable des quinze (15) villages de Barkouka la commune de Maâtkas à partir de quatre forages de l'oued Mechtras .
(Mémoire Mastre 2 en génie civil UMMTO).
- [4] **Hydraulique urbain1 ; chapitre 7**, Eléments particulier d'un réseau d'AEP. (Cours **M^{me} Hammoum M1**).
- [5] **AIT YALA K ; ARSOULI M., 2011/2012**, Contribution à l'étude du renforcement de la chaine d'AEP du chef-lieu et un village de la commune de Ait Toudert à partir d'un forage.
(Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie UMMTO).
- [6] **Chebili Nassima ; Kourat Tassadit ., 2008/2009**, Raccordement des villages de Boumahni commune d'Ain Zaouia au transfert des eaux à partir du Barrage Koudiet Acerdoune (BOUIRA). Thèse d'ingénieur d'état en science Agronomique (UMMTO).
- [7] *Catalogue technique (PEHD) , (PE)* (tubes polyéthylène (PE) et accessoires) (groupe **KHARBOUCHE** .
- [8] **MICHEL A.M ; 1986**, exercices de mécanique des fluides Tome 2
édition Eyrolles PARIS.
- [9] **Ababsa S., 2003**, Etude de système d'AEP de la ville d'Oued el Alleug. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique (ENSH Blida).
- Recherche sur Web
- Normes et qualites OMS de l'eau potable
- www.CAPRARI.com : logiciel de choix des pompes .

Annexe 01

Paramètre physicochimique (OMS1986)

Paramètre	Unités	Niveau de guide	Concentration maximale admissible
Température	0°C	12	25
pH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us /cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F	35	/
	Mg/l Caco3	350	

Source (ADE)

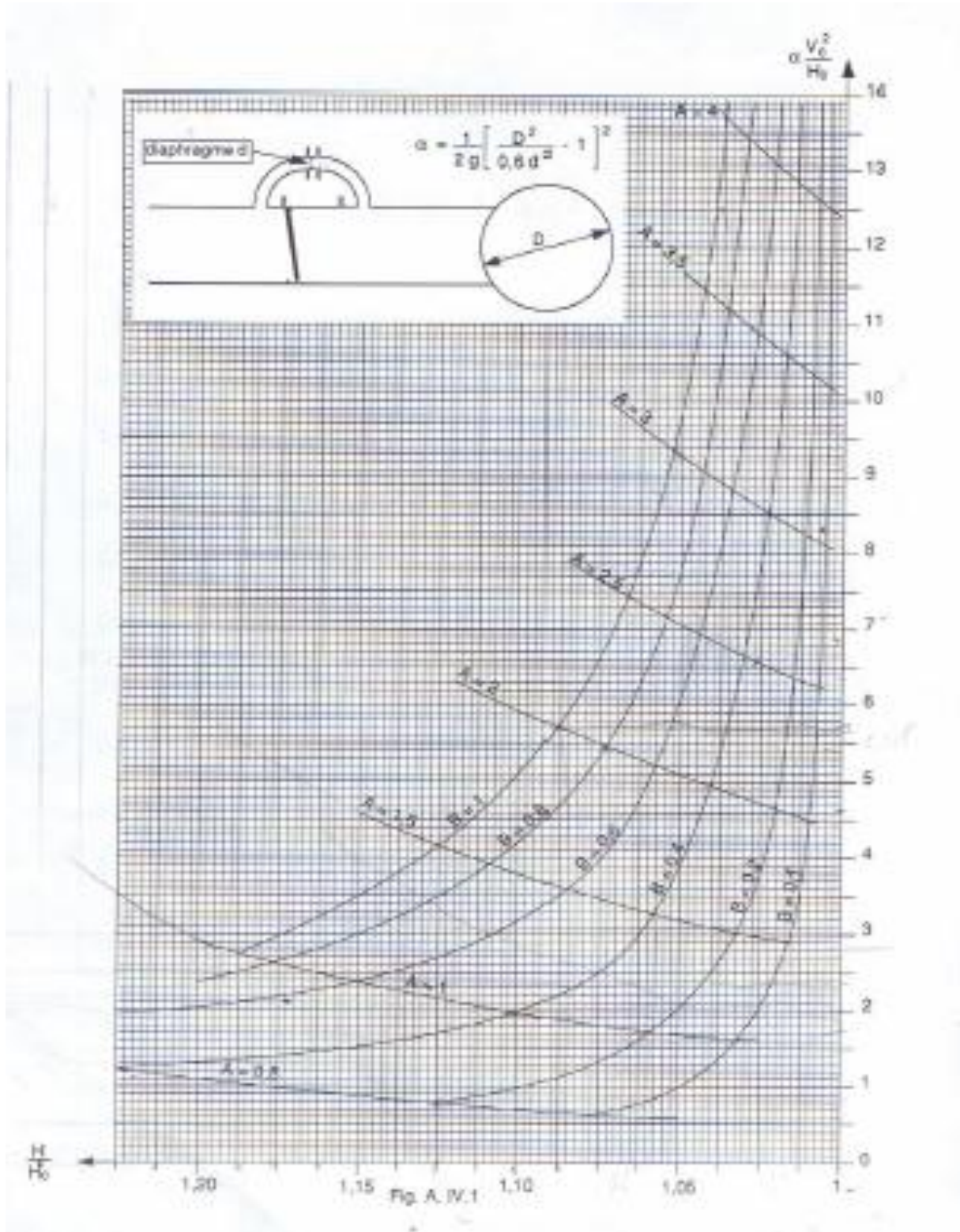
Annexes

Paramètre bactériologique (OMS1986)

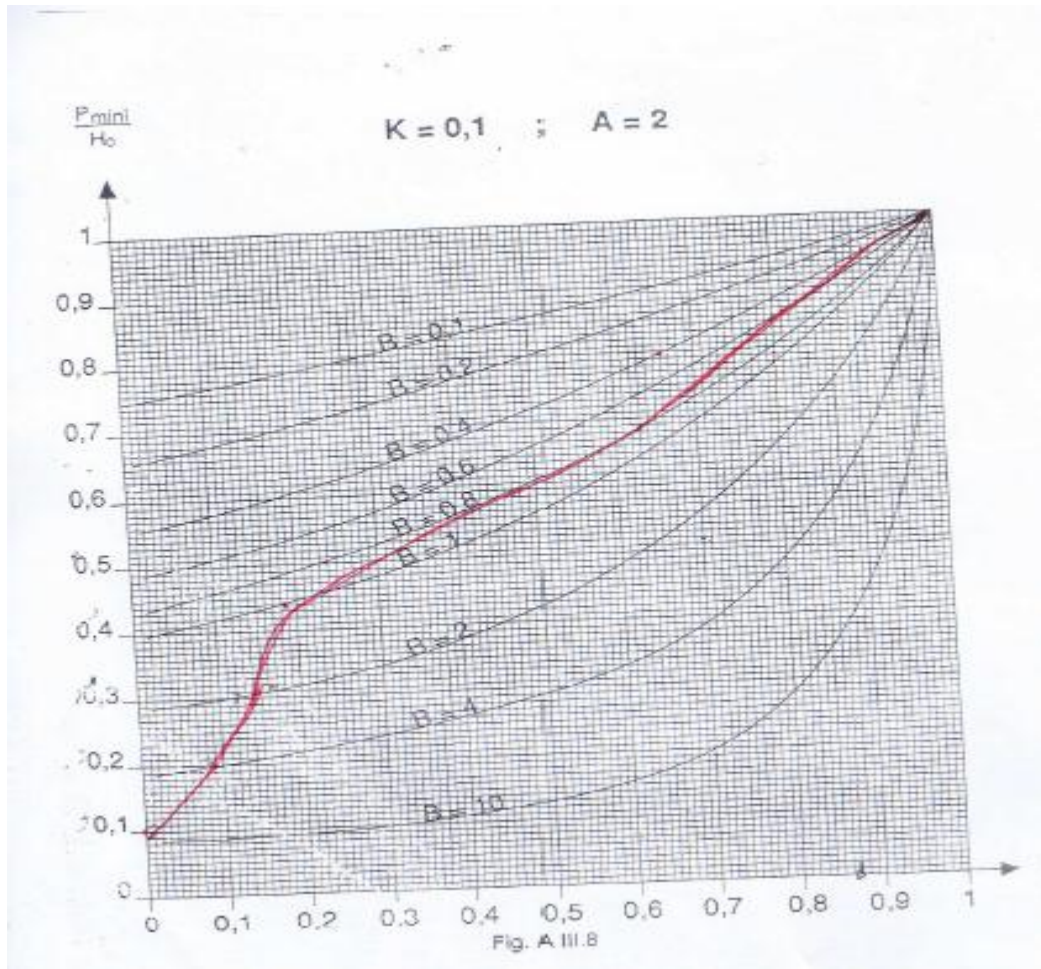
Paramètres	Eau non traitée	Eau à la distribution
Germes totaux à 37°C	5mgil	2
Germes totaux à 22°C	100	200
Coliformes	3	0/100
Escherichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridiumsulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrions chlérique	0	0

Source (ADE)

Annexe 02



Annexe 03



Annexe 04


PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 06

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.002.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	/	06 BARS
355.002.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2	06 BARS
355.002.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2	06 BARS	36,00	42,12
355.002.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2	06 BARS	47,50	55,58
355.002.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	2	06 BARS	63,50	74,30
355.002.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	2,4	06 BARS	90,80	106,24
355.002.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	3,0	06 BARS	145,00	169,65
355.002.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	3,6	06 BARS	204,00	238,68
355.002.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	3,5	06 BARS	268,50	314,15
355.002.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	4,2	06 BARS	356,40	416,99
355.002.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	4,8	06 BARS	472,50	552,83
355.002.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	6,2	06 BARS	740,00	865,80
355.002.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	7,7	06 BARS	1 150,60	1 346,20
355.002.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	9,6	06 BARS	1 780,00	2 082,60
355.002.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	12,1	06 BARS	2 780,00	3 252,60
355.002.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	15,3	06 BARS	5 004,00	5 854,68

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 10

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.004.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	2,0	10 BARS
355.004.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2,0	10 BARS	29,36	34,35
355.004.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2,0	10 BARS	38,73	45,31
355.004.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2,4	10 BARS	54,08	63,27
355.004.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	3,0	10 BARS	85,49	100,02
355.004.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	3,7	10 BARS	134,42	157,27
355.004.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	4,7	10 BARS	206,10	241,14
355.004.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	5,6	10 BARS	319,71	374,06
355.004.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	5,4	10 BARS	360,60	421,90
355.004.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	6,6	10 BARS	535,81	626,90
355.004.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	7,4	10 BARS	659,20	771,26
355.004.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	9,5	10 BARS	1 050,60	1 252,00
355.004.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	11,9	10 BARS	1 668,60	1 952,26
355.004.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	14,8	10 BARS	2 530,00	2 960,00
355.004.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	18,7	10 BARS	4 020,00	4 703,40
355.004.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	23,7	10 BARS	6 810,00	7 967,70

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 16

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.006.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	2,0	16 BARS
355.006.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2,3	16 BARS	31,80	37,21
355.006.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	3,0	16 BARS	49,50	57,92
355.006.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	3,6	16 BARS	77,00	90,09
355.006.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	4,5	16 BARS	110,50	129,29
355.006.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	5,6	16 BARS	180,00	210,60
355.006.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	7,1	16 BARS	288,00	336,96
355.006.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	8,4	16 BARS	390,00	456,30
355.006.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	8,2	16 BARS	505,00	590,85
355.006.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	10	16 BARS	740,00	865,80
355.006.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	11,4	16 BARS	932,00	1 090,44
355.006.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	14,6	16 BARS	1 540,00	1 801,80
355.006.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	18,2	16 BARS	2 380,00	2 784,60
355.006.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	22,7	16 BARS	3 750,00	4 387,50
355.006.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	28,6	16 BARS	5 740,00	6 715,80
355.006.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	36,3	16 BARS	9 060,00	10 600,20