

Introduction Générale

L'hydraulique est incontournable dans le domaine de l'environnement. En effet, elle a une place déterminante dans la compréhension, l'analyse et le diagnostic des réseaux d'adduction d'eau potable, des stations de traitement, des réseaux d'assainissement et des rivières. De plus, le contrôle de ces systèmes nécessite une instrumentation qui oblige le concepteur et l'exploitant à une connaissance poussée du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages.

D'un point de vue réglementaire, les états incitent leurs services concernés à protéger et restaurer la qualité de leurs ressources en eau afin de parvenir à un bon état chimique et écologique. L'eau est donc une préoccupation majeure dans notre civilisation.

Vu le déficit en matière de stockage d'eau potable et le taux d'accroissement démographique élevé, les besoins exprimés, ne sont pas satisfaits.

Ce qui oblige le recours à la conception, à la réalisation et à la construction de plusieurs complexes hydrauliques tels que : barrages, réservoirs.....

Ces complexes sont indispensables pour arriver à une distribution, à une utilisation rationnelle en eau potable.

Notre projet s'inscrit dans le cadre de l'alimentation en eau potable de la région d'Assi Youcef. En effet l'étude a montré que la dotation dans cette région est loin des recommandations de l'ONS.

L'objectif de ce mémoire est de mettre en étude le projet de raccordement de la commune d'Assi Youcef à la conduite de transfert à partir de barrage Koudiet Acerdoune.

Ce mémoire est composé de plusieurs chapitres qui sont décrits dans les paragraphes suivants.

Le premier chapitre est consacré à la présentation de la région d'étude. Du point de vue topographique, géologique, hydraulique, hydrologique.....etc.

Le deuxième chapitre s'intéresse à l'estimation des besoins en eau de la population pour des horizons futurs à moyen terme et long terme.

Le troisième chapitre présente la chaîne actuelle qui alimente notre région d'étude.

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques conseils et recommandations, sont présentés au chapitre quatre, pour la protection des conduites d'adduction contre la corrosion.

Le chapitre cinq sera consacrée au dimensionnement et à l'étude des connexions sur la conduite de transfert du barrage, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Le septième chapitre consiste à dimensionner les réservoirs selon les besoins ainsi que leur rôle (transit, stockage, transit et stockage).

L'acheminement de l'eau vers les réservoirs se fera par l'intermédiaire des stations de reprise, équipée chacune des pompes. Le choix de ces dernières sera le but du huitième chapitre.

Au dernier chapitre, neuvième de ce présent mémoire, un exemple de calcul du coup de bélier est établi pour un tronçon de notre chaîne d'adduction afin d'éviter les conséquences de ce phénomène extrême, une protection adéquate est proposée avec tout le dimensionnement nécessaire.

Le mémoire est couronné par une conclusion générale dans laquelle les principes et les recommandations sont rappelés.

I.1 Introduction

Afin de voir de près la situation actuelle et celle de futur de l'alimentation en eau potable de la région d'Assi-Youcef, une étude regroupant l'analyse de plusieurs paramètres physiques et socio-économique est nécessaire ; c'est l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Paramètres physiques

I.2.1 Situation géographique

La création de la commune d'Assi-Youcef est récente, elle est issue du dernier découpage administratif effectué en 1984, elle dépendait auparavant de la commune de Boghni. **Assi Youcef (At-Bu-yerdan** en kabyle), est une commune de la wilaya de Tizi-Ouzou, en Kabylie (Algérie). Elle est située à 40 Km au sud-ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle a pour chef lieu l'agglomération d'Aït-Hidja, elle est desservie par un chemin communal depuis Mechtras au nord et par un autre chemin communal depuis Aït Mendes commune de Boghni à l'ouest. Elle s'étend sur une superficie de 26,28 km². Ces coordonnées géographiques sont :

- 36°30'26" N 4° 01' 07" E ;
- 36° 30' 26" Nord ;
- 4° 01' 07" Est.

Elle est délimitée :

- Au nord par Mechtras et Tizi-N'Tleta ;
- A l'est par la commune Aït-Bouadou ;
- A l'ouest par Boghni ;
- Au sud par la wilaya de Bouira (Djurdjura).

Elle renferme plusieurs villages et principalement de Aït Bouchama, Aït Boudouala, Aït El Hadj (At L'Hadj), Aït El Kacem (At Lqasem), Aït Hagoun (At Hagoun), Aït Hidja (At Hidja), chef-lieu de la commune, et ses hameaux: (At-Bu-Dwala, At-Bu-Chama, Tiquesray, Timsift), Aït Houari (At Hewari), Aït Ouali, Boudjala, Boukellal, Taddert Oufella, Timessift, Tinekicht.



I.3 Situation topographique

I.3.1 Relief

De part sa position géographique (sud), la commune d'Assi-Youcef s'intègre dans la haute montagne Kabylie. Au nord la topographie est relativement accidentée avec une altitude moyenne de 550 m. Mais au sud le relief est plus massif, c'est le domaine de la haute montagne Djurdjura avec une altitude moyenne de 1550 m, avec des points de cote élevés.

La zone d'étude présente trois parties ayants des reliefs distincts :

- **La zone Haute Est** : On distingue les villages (Ait El Kacem, Ait Bouchama, Ait Boudouala), ils sont situés sur une crête et représentent un relief accidenté avec une forte pente.

- **La zone Haute Ouest** : Qui regroupe les villages (Soumma, Thadarth Oufella), ils sont situés sur une crête et représentent un relief irrégulier avec des pentes fortes.

- **La zone Basse Nord** : Qui regroupe les villages (Ait Hidja, Ait Hagoun, Ait Hourri, Timsifth et la zone éparsée de la commune, ils sont situés sur la vallée et représentent un relief conforme et régulier avec des pentes douces.

I.4 Situation géologique

La commune d'Assi Youcef englobe plusieurs villages situés en amont de la ville de Mechtras. Ces villages sont construits sur les dépôts quaternaires qui remplissent la dépression du cône de Mechtras , à l'ouverture d'une grande défilé karstique au Nord du Djurdjura occidentale , cette dépression qui s'étend entre Mechtras au Nord et les premiers escarpements calcaires de la chaîne de Djurdjura au Sud, est constituée d'un remplissage à matériel polygénique du quaternaire établi sur les marnes de l'oligocène dans ces parties centrales et contre les calcaires du lias et de Eocène en amont.

En aval, il bute contre le socle cristallophyllien remontant à ce niveau. Cette région située au Sud-ouest de Tizi-Ouzou est accessible par la route départementale n°12.

Le cône est drainé vers le Nord par Assif Amllouli et Hidja et en son centre par Assif Timezit puis Assif lancer dans sa limite Est. La confluence de ces torrents qui descendent du Djurdjura forme au Nord Assif Mechtras.

Ce cône de déjection présente en fait une autre branche qui s'étend vers le N.W jusqu'à Boghni en contournant le bombement substratum argilo- marneux du centre de la dépression le long du cours d'Assif Souk El Had à Alma - Besri et Assif Boghni.

Le remplissage de ce cône est constitué de colluvions polygénique (grès, calcaire, conglomérats, graviers et roches cristallines) et hétérométrique (bloc de plusieurs mètres cube, galets, graviers, sable, limons et argiles). [2]

I.5 Situation Hydraulique

I.5.1 Ressources hydrique de la commune

On recense une vingtaine de sources dans les limites de la commune d'ASSI-YOUCHEF, cependant les conditions de leur émergences et surtout le débit donné est très faible.

La commune d'ASSI-YOUCHEF est alimentée par quatre sources qui présentent un débit important en hivers et qui diminue considérablement pendant la période estivale.

1. La source tabourth El Ansar ;
2. La source Ahnay vouamane ;
3. La source Timsifth ;
4. La source Lansar Oudafal.

Ils existent d'autres ressources d'eau qui sont les puits individuels :

- La commune en compte 120 puits qui présentent un débit très insuffisant et ne satisfait même pas les besoins familiaux en période estivale ;
- L'alimentation en eau potable des citoyens de la commune se fait borne fontaine. [2]

I.5.2 Approvisionnement en eau potable

Le projet d'AEP de la commune est presque terminé et ne reste que les branchements.

Il faut noter aussi que le nouveau réseau d'AEP est endommagé à plusieurs endroits par l'entreprise KAHIRIF qui réalise le projet de gaz à travers la commune. L'intervention de cette dernière pour réparation des dommages causés devient impérieuse.

Pour améliorer l'alimentation de la population en eau potable, il est nécessaire de refaire la conduite et le captage au niveau de la source Thabourth El Ansar, ceci en attendant la mise en service du barrage Koudiat Assardoun devant alimenter la commune et permettre à tous les citoyens de s'approvisionner suffisamment en eau potable. [3]

I.5.3 Assainissement

S'agissant de l'assainissement, le chef lieu et la plus part des villages sont assainis, le taux ainsi enregistré pourra atteindre les 75% sur le territoire de la commune. Ainsi, les élus, dans leurs propositions d'inscription des projets, ont à chaque fois fait leur priorité pour arriver à résoudre un tant soit peu les difficultés que rencontrent les citoyens et qui rend complètement incommode leur bien être quotidien.

Dans le cadre des PCD, 90/92 la commune à bénéfice de neuf opérations d'assainissement soit la réalisation de collecteurs principaux, pratiquement au niveau des principaux villages de la commune.

Ses actions ponctuelles démontrent l'urgence de cette situation certes, mais elles ne sont que ponctuelles et ne règlent pas définitivement la situation qui se situe bien sûr au niveau de la pollution du milieu naturel.

Le traitement des rejets est encore plus important.

Il est retenu la réalisation d'une station de traitement intercommunale pour les rejets en provenance des principales agglomérations de Mechtras et d'Assi Youcef.

Cette action est louable et devrait être élargie au reste du territoire intercommunal.

Comme pour l'alimentation en eau potable un schéma directeur de l'ensemble des deux communes précitées devra être élaboré pour éviter les actions ponctuelles des PCD et pour prendre en charge l'ensemble des données à un horizon éloigné tel que celui du PDAU dont les perspectives de développement couvrent un échéancier des 20 prochaines années.

Les prévisions en matière d'assainissement doivent atteindre cet horizon, quand à la réalisation elle pourra se faire par tranche.

Les principaux exutoires proposés en relation avec les perspectives de développement de la commune et d'extension de son unique secteur urbain et de ces villages environnants, sont récapitulés sur la proposition de schéma directeur annexé. [3]

I.6 Situation hydrologique

Du point de vue hydrogéologique, on distingue deux ensembles aquifères. Le karst représenté par les écaillés du lias de l'Eocène de Djurdjura et le remplissage détritique du cône de déjection de Mechtras du Quaternaire

- Le karst du Djurdjura

Il est représenté par les calcaires du lias et de l'Eocène du Djurdjura. Les escarpements sont situés à deux (02) km au sud du village d'Assi-Youcef et nous pensons qu'ils se renferment une réserve en eau considérable. De nombreuses sources à débit appréciable émergent des écaillés calcaires du lias et de l'Eocène à l'instar de la source de Thabourth El Ancer captée pour l'AEP de la commune.

- Le cône de déjection de Mechtras

La géométrie des formations du cône de Mechtras a été mise en évidence par la prospection géophysique réalisée par Strojexport (1973) et la société ALGEO (1978). On distingue alors quatre niveaux de résistivité et d'épaisseur variables.

a. Niveau superficiel : à résistivité entre **100 et 500 ohm.m** avec une épaisseur entre 0 et 10 m. Il est parfois absent ou confondu avec les couches inférieures.

b. Niveau inférieur 1 : à résistivité comprise entre **50 et 100 ohm.m** et d'épaisseur varie de **15 à 30 m**. Il comprend une forte proportion en argile et présente par conséquent une faible perméabilité.

c. Niveau inférieur 2 : à résistivité comprise entre **100 et 150 ohm.m** et d'épaisseur **50 à 80 m**. Il est constitué par un matériel grossier dont les propriétés seraient les plus prometteuses.

d. Niveau à faible résistivité : à résistivité entre **05 et 15 ohm.m** de nature marneux qui constitue le substratum au centre et à l'Ouest. Au nord celui-ci est constitué par le socle cristallin et les calcaires et grés numidiens. [2]

I.7 Situation climatiques

I.7.1 Climat

De point de vue climatique, la commune subit un climat méditerranéen de type continental qui se caractérise par des hivers froids et des étés chauds et secs.

I.7.1.1 Pluviométrie

Du point de vue pluviométrique, la commune reçoit une tranche annuelle moyenne de 802 mm, mais avec une forte concentration en période hivernale.

La précipitation est un facteur climatique important, qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides. Le tableau 1 donne les précipitations en mm de la période allant de 1996 à 2012.

Année	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	août	sept	Oct	Nov	Déc	Tot	Moy
1996	155,4	219,0	63,2	157,6	55,1	22,4	8,6	7,8	37,7	102,3	64,8	76,4	970,3	80,8
1997	51,2	15,7	24,7	78,7	27,5	3,7	0,8	16,6	42,3	89,4	202,7	153,9	707,3	58,9
1998	49,8	163,6	64,9	98,5	231,8	1,0	0	2,8	34,8	87,1	132,7	92,9	959,9	80
1999	122,9	92,6	75,3	19,6	40,5	1,3	0	2,3	32,6	15,4	149,0	219,2	770,7	64,2
2000	20,5	5,1	6,5	38,3	56,6	6,4	0	0,2	5,3	51,5	78,4	68	336,8	28,1
2001	231,6	73,7	4,0	41,2	45,8	0	0	2,1	35,4	8,6	5,2	63,2	510,8	42,6
2002	76,2	33,0	47,1	53,8	46,1	1,7	2,5	20,6	31,0	39,2	271,9	286,1	909,2	75,8
2003	303,5	106	59,3	128,6	34,3	1,2	3,2	3,3	21,3	67,7	78	166,9	973	81,1
2004	127,7	52,2	104	86,4	146,1	4,7	0	10,2	36,9	36,4	106,9	197,4	908,9	75,7
2005	148,7	37,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	20,0	57,5	72,2	87,2	525,8	43,8
2006	142,5	169,4	35,0	20,2	78,1	5,6	2,4	2,7	36,5	18,6	7,3	170,5	688,8	57,4
2007	8,4	63,4	284,6	201,5	23,8	14,9	11,3	1,8	56,9	210,4	257,8	89,2	1224,0	102
2008	8,7	11,8	88,1	32,3	96,8	14,0	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	665,3	55,5
2009	221	42,4	92,0	132,6	69,1	0	2,66	7,3	169,8	40,4	116,5	140,3	942,0	78,5
2010	82,4	61,1	97,4	93,6	59,3	27,6	1,8	25,9	25,4	113,4	143,5	46,1	731,4	61
2011	90,9	146,9	99,9	106,5	153,1	41	1,7	0,2	7,5	34,1	156,4	86,9	925,1	77,1
2012	69,5	269,5	97,8	146,8	40,2	1,1	0	6,4	10,9	96,3	68,7	78	885,2	73,8

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle en millimètre

(Source : ONM de Tizi-Ouzou).

I.7.1.2 Température

Les températures sont élevées en été (moyenne 25 c), en hivers par contre les températures sont basses et ne dépassent pas 10 degré.

La température est un facteur climatique d'une grande importance variant avec la topographie (altitude). Les températures mensuelles en degré sont données sur le tableau 2 qui suit.

Année	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Tot	Moy
1996	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	21,6	16,9	14,8	12,3	210,9	17,6
1997	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25,0	26,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	224,2	18,7
1998	10,6	11,9	13,2	15,7	18,0	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	213,5	17,8
1999	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	223,5	18,6
2000	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	225,9	18,8
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23,0	14,0	9,2	227,8	19,0
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	227,2	18,9
2003	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	223,5	18,6
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	217,5	18,1
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13,0	10,6	211,7	17,6
2006	9,2	10,0	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	229,5	19,1
2007	11,4	13,0	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	218,1	18,2
2008	11,0	12,6	13,0	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	221,7	18,5
2009	10,8	10,4	12,7	14,0	21,0	25,2	29,6	28,0	22,7	19,2	15,3	15,8	371,7	31,0
2010	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	19,2	14,3	11,2	206,5	17,2
2011	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	24,7	19,7	15,7	13	223,7	18,6
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,2	12	222,8	18,6

Tableau I.2 : Température moyenne mensuelle en millimètre

(Source : ONM de Tizi-Ouzou).

I.7.1.3 Vent

Le vent est aussi un facteur climatique important, il est créé par les différences de pression atmosphériques dues aux différences de température de l'air. La vitesse du vent en m/s est donnée sur le tableau 3 suivant.

Année	Janv	Fév	Mar	avr	mai	juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Tot	Moy
1996	2,0	2,4	2,0	1,9	2,1	2,1	2,2	2,5	2,1	12,2	2,2	2,3	36,0	3,0
1997	2,1	1,2	1,3	1,5	2,4	2,6	2,4	1,8	1,2	1,1	2,1	1,5	21,2	1,8
1998	1,2	0,9	1,4	2,1	1,9	2,1	2,2	1,6	1,6	1,3	0,9	1,2	18,2	1,5
1999	1,1	1,2	1,7	1,7	2	2,5	2,1	2,2	2	1,7	1,2	1,4	20,8	1,7
2000	0,3	1	1,2	2,4	2	2	2,2	1,9	1,5	0,9	1,7	2,2	19,3	1,6
2001	1,6	1,4	2,1	1,7	1,7	2,4	2,1	1,8	1,1	0,9	0,9	1,7	19,4	1,6
2002	1	0,5	0,5	1	0,9	0,9	0,8	1	0,7	0,5	1,5	2	11,3	0,9
2003	2,3	1,2	1,2	2	1,3	2,6	2,2	2,5	1,6	1,6	1,2	2	21,7	1,8
2004	0,9	2	1,6	2,1	2,2	2,4	2,7	2	1,2	1,6	0,9	1,7	21,3	1,8
2005	0,5	0,8	1,4	2,4	2,2	3,1	2,8	2,3	1,8	1,1	1	1	20,4	1,7
2006	0,7	1,2	2,6	2,4	2,3	3	2,7	2,8	2,3	1,9	1,5	0,8	24,2	2
2007	1	2,3	2,2	1,6	1,6	2,3	2,2	2	1,4	1,2	1	0,3	19,1	1,6
2008	0,6	0,6	2,3	1,5	1,4	1,1	2,3	2,3	1,5	1,0	1,2	0,8	16,6	1,4
2009	1,5	1,3	1,4	1,1	1,2	1,8	1,8	1,7	1,1	0,7	0,5	1,2	15,3	1,3
2010	1,9	1,5	1,1	0,8	1,0	1,3	1,8	1,3	1,4	1,0	0,9	0,2	14,2	1,2
2011	1,3	1,6	1	0,9	0,9	1,2	1,6	1,25	1,4	0,8	0,9	0,7	13,5	1,1
2012	1,2	1,5	1,1	0,8	0,9	1,3	1,4	0,6	0,7	1,1	1,1	1,9	13,5	1,1

Tableau I.3 : Vent moyen mensuelle en millimètre

(Source : ONM de Tizi-Ouzou).

I.7.1.4 Humidité

L'humidité est aussi un facteur climatique important, c'est la teneur en eau de l'atmosphère. L'atmosphère contient toujours une certaine quantité d'eau sous forme de vapeur d'eau, la concentration maximale étant fonction de la température. L'humidité en mm est dressée sur le tableau 4.

Année	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Tot	Moy
1996	72	76	73	70	69	66	53	58	62	72	69	74	814	68
1997	71	74	65	65	64	53	54	53	59	69	76	78	781	65
1998	77	78	70	68,0	77	61	53	55	62,0	70	80	80	831	69
1999	81	80	73	68	66	57	51	55	61	65	78	82	817	68
2000	83	75	68	65	70	60	49	43	57	72	73	75	790	66
2001	80	78	65	69	71	47	49	51	62	61	75	81	789	66
2002	82	65	74	75	65	51	56	11	50	64	77	80	750	63
2003	82	82	75	78	75	56	52	50	67	73	74	77	841	70
2004	80	75	79	72	78	64	57	56	58	64	82	81	846	71
2005	85	81	81	76	68	60	53	58	67	71	79	81	860	72
2006	81	81	74	69	72	57	52	61	63	66	70	83	829	69
2007	80	79	98	84	72	69	56	59	67	77	81	86	908	76
2008	83	79	78	70	78	68	60	59	65	77	78	83	878	73
2009	66	75	76	78	68	56	54	63	73	77	78	79	843	70
2010	80	77	78	80	73	68	59	62	70	74	79	76	800,7	66,7
2011	84	83	78	76	76	75	68	68	68,7	74,8	81	72	824.5	68,71
2012	84	88	81	76	71	61	60	49	65	70	79	82	866	72,2

Tableau I.4 : Humidité moyenne mensuelle en millimètre

(Source : ONM de Tizi-Ouzou).

I.7.2 Interprétation

D'après le tableau des températures, on constate que la période sèche s'étale sur quatre mois (Juin, Juillet, Aout et Septembre) avec un maximum de **30,3 °C** au mois d'Aout pour l'année 2012. La période de basses températures est enregistrée durant trois mois (Décembre, Janvier et Février) la plus faible température enregistrée est de **6,5 °C** au mois de Février pour l'année 2012.

D'après le tableau de pluviométrie on constate que les précipitations sont plus importantes durant les trois mois (Novembre, Décembre, Janvier) avec une moyenne maximale de **159,242 mm** au cours du mois de Janvier, alors qu'au cours de la saison estivale, les précipitations sont beaucoup plus faibles qui atteignent une moyenne de **3,563 mm** au mois de Juillet. L'année la plus arrosée est **2007** avec une précipitation de **1224,0 mm**, et la moins arrosée est **2000** avec une précipitation égale à **337,2 mm**.

I.8 Situation socio-économique de la commune

I.8.1 Ressources de la commune

Les ressources locales au niveau de la commune sont presque inexistantes, L'APC ne dispose ni de marché ni d'abattoir, les seules recettes qui sont recouvertes par l'APC concernent l'impôt sur le commerce et les habitations en plus du produit provenant de l'abonnement du ramassage scolaire et diverses locations de bus et engins (case). Les ressources de la commune proviennent essentiellement des subventions octroyées par l'Etat à savoir la péréquation et les compensations au titre des moins values fiscales.[1]

I.8.2 Emploi

La population n'est pas à l'abri du chômage, ainsi malgré l'existence de plusieurs chantiers au niveau de la commune tels que le projet de gaz, d'assainissement, de caniveaux et d'aménagement des routes, le taux de chômage reste élevé (15% à 20%).

Mis à part la commune qui emploie un effectif d'environ 100 travailleurs, il n'existe pas d'autres structures qui emploient du personnel telles que les unités de production, les usines..... etc. [1]

I.8.3 Activité des jeunes

L'inexistence d'infrastructure socio éducatives au niveau de la commune rend la tâche difficile pour les jeunes de la commune, mis à part l'aménagement d'une ancienne salle à Ait-Hagoun en foyer pour jeune et la mise à la disposition des locaux très vétuste au profit des scouts et l'association de karaté, la commune ne dispose d'aucune autre structure devant aider nos jeunes à évoluer dans un cadre sain. De son côté, l'APC vote annuellement selon ses moyens financiers des subventions au profit du club et des associations, lesquelles sont distinguées chaque année par la réussite à l'échelle régionale et même nationale. [1]

I.8.4 Habitat

Cinquante-huit logements sociaux, situés à Tamsilt-El-Djamaa achevés et repartis aux bénéficiaires en 2008 par la commission de Daïra. En dépit de la désignation des bénéficiaires, ces logements demeurent inoccupés à ce jour (2013) pour cause de non achèvement des travaux notamment les VRD et les finitions.

I.8.5 Habitat rural

Dans le cadre du plan quinquennal 2005-2009 la commune d'Assi –Youcef à bénéficié de 485 aides à l'habitat rural dont 196 constructions achevées et 262 en cours de constructions.

Il faut souligner aussi que le projet de 52 locaux dont à bénéficié la commune, destiné aux jeunes chômeurs, est au stade d'avancement appréciable. **[1]**

I.9 Potentiel économique

En général, les principales activités de la commune sont l'agriculture et l'élevage.

I.9.1 Agriculture

I.9.1.1 Répartition générale des terres

La surface totale de la commune est de 2627 hectares repartis comme suit :

Désignation	Total (hect)
Terre nues	210.63
Plantations	1254.04
Surface agricole utile	1464.67
Pacage et parcours	108
Terres improductives	54.33
Affectées à l'agriculture	/
S.U.T	1627
Forêt	300
Maquis	363
Terres improductives non affectées	337
Surface agricole totale	2627

Tableau I.5 : Répartition générale des terres de la commune.

I.9.1.2 Conclusion

La surface agricole totale (2627 hectare) représente 87.17% de la surface totale de la commune ce qui implique la vocation agricole de celle-ci. La surface agricole utile (S.A.U) représente 64% de la surface agricole totale (S.A.T).

Les plantations sont largement dominées par l'olivier, soit 1166.48 hectares (93% de la surface complantée), ce qui nous permet de dire que la commune est a vocation particulièrement oléicole.

- Les terres nues représentent 14,35 % de la S.A.U et 9,20 % de la S.A.T
- Les forêts et les parcours représentent 33,65 % de la S.A.T

I.10 Infrastructures et Equipements

I.10.1 Industrie

Se résume à l'existence d'une carrière d'agrégat, 07 huileries traditionnelles et 02 huileries modernes.

I.10.2 Réseau routier

Sur le plan des projets d'infrastructures de base, il à été réalisé au cours des deux dernières années (2007-2008) pas moins de 20 Km en ouverture de nouvelles pistes, ainsi que l'élargissement des anciennes routes devenues très retriées par le fait du citoyen.

Dans le cadre du plan communal de développement (PCD et PSD) de 2008, il a été réalisé environ 10 Km de revêtement de routes. [1]

- Routes national : 00 Km
- Chemins de wilaya : 00 Km
- Chemins communaux : 55 Km environ
- Pistes non revêtues : 25 Km
- Pistes agricoles et forestières : 00.

I.10.3 Télécommunication

Un seul bureau de poste construit depuis les années 1980 très exigu, ne répond guerre aux besoins de la population de la commune.

I.10.4 Transport

- Le transport des voyageurs est assuré par le privé notamment pour la ligne desservant

ASSI YUCEF – TIZI OUZOU.

- Fourgons aménagés ligne ASSI YUCEF-BOGHNI.

I.10.5 Commerce

Mis à part le commerce privé, il n'existe aucun commerce public au niveau de la commune.

I.10.6 Artisanat

- L'artisanat (poterie et vannerie) est réduit aux stricts besoins familiaux.

I.10.7 Sécurité publique

- Gendarmerie national : 00
- Sureté urbaine : 00
- Garde communale : 01

I.10.8 Religion

- Mosquées : 03
- Ecole coranique : 00

I.10.9 Education

Pour un total de 3422 élèves scolarisés, la commune d'ASSI YUCEF dispose de :

- 02 CEM
- 05 Ecoles primaires
- 01 Lycée

Etablissement	Lieu d'implantation	Nbre de Classes	Cantine	Population Scolarisées		
				G	F	Total
Nouveau lycée	A. Hidja	22	1	268	397	665
CEM1	A. Hagoun	24	/	416	424	840
CEM2	A. Hidja	15	1	268	294	562
Ecole primaire	A. Hidja	17	1	240	195	435
Ecole primaire	A. Hagoun	19	1	184	160	344
Ecole primaire	A. Hidja	17	1	134	130	264
Ecole primaire	T.El.Djamaa	13	1	148	122	270
Total		132	06	178	1744	3422

Tableau I.6 : Population scolarisée et Etablissements scolaires.

I.10.10 Santé

I.10.10.11 Infrastructures sanitaires et personnels soignants

Il existe deux unités de soins à travers la commune :

- Une seule unité de soins à Ait Hidja centre ou exerce un médecin généraliste, un chirurgien dentiste, quatre infirmiers.

- Un seul centre de soin au village Ait El Kacem avec :

- ✓ Infirmier
- ✓ 02 médecins généralistes privés.
- ✓ 02 chirurgiens dentiste privé
- ✓ 01 pharmacie d'Etat
- ✓ 02 pharmacies privées

- Un bureau d'hygiène communale a été créé par décret N°87/146 du 30.06.1987 pour assurer la prévention et lutte contre toutes les maladies transmissibles. [1]

I.10.11 Infrastructure socioculturelle

- Stade communal : 01
- Salle de sport des arts martiaux : 01
- Bibliothèque communale : 01 inscrite non lancée
- Foyers pour jeune : 02 (salle aménagée à AIT HAGOUN et un inscrit à l'Ansar non encore lancé)
- Centre culturel : 00
- Maison de jeune : 00

I.10.12 Electricité et Gaz

Le taux d'électrification au niveau de la commune est de 90 % environ.

La commune d'Assi-Yousef a bénéficié d'un projet d'alimentation de gaz de ville d'environ six Km. Les travaux sont en cours de réalisation.

I.10.13 Tourisme

Il n'existe aucune infrastructure de tourisme sur le territoire de la commune, bien que celle-ci est très favorisée par sa position géographique, une situation qui est due à l'absence d'investissement dans ce domaine que se suit par l'Etat ou par le privé.

I.11 Conclusion

Dans tout ce qu'on vient de citer, la commune d'Assi Youssef est caractérisée par une topographie montagneuse, dont les pentes comprissent entre 0,8 % et 0,7 %.

Le climat que subit notre région d'étude est un climat méditerranéen de type continental qui se caractérise par des hivers froids et des étés chauds et secs.

II.1 Introduction

Afin d'évaluer les volumes nécessaires de la consommation à usage domestique et public, qui augmente avec la croissance démographique, le progrès industriel, agricole et l'aménagement urbain, il est important de calculer les besoins en eaux actuels et futurs. Cela servira à la répartition des débits et aux dimensionnements des ouvrages de transport et d'accumulation.

II.2 Situation démographique et son évolution

La population d'ASSI-YOUCHEF était de 14525 en 1988 et de 11224 en 1987 et de 16241 en 2008 (source RGPH).

Villages	Population selon RGPH 2008
Ait Hidja(CL), Tixeraine, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght Hamouche, IghilTzemourine	4934
Ait Boudouala	1625
Ait Bouchama	1329
Ait El Kacem	1542
Ait El hadj	1190
Ait Houari	1172
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa, Ait Hagoun	4448
Total commune	16240

Tableau II.1 : Répartition de la population de la zone d'étude selon RGPH 2008
(Source : subdivision des ouadiahs).

II.3 Evolution de la population

D'après le recensement (R.G.P.H) effectué en 2008 de la commune d'Assi Youssef, il ressort que la population de cette dernière s'élève à 16241 habitants.

L'objet de notre étude est de trouver une solution pour satisfaire les besoins en eau potable pour toute la commune susnommée ici l'an 2044 soit une échéance de 30ans, à partir de 2014.

Le taux d'accroissement démographique de la ville a été estimé par les services d'APC à 2,5%. Considérons dans cette étude la moyenne nationale qui est dite de 2,5 %.

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des intérêts composés donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 \cdot (1 + T)^n$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'horizon de base.

T : Taux d'accroissement.

n : écart d'années entre les deux horizons, soit :

- A moyen terme : 2029 $\Rightarrow n = 21$;
- A long terme : 2044 $\Rightarrow n = 36$.

II.4 Calcul de la population future

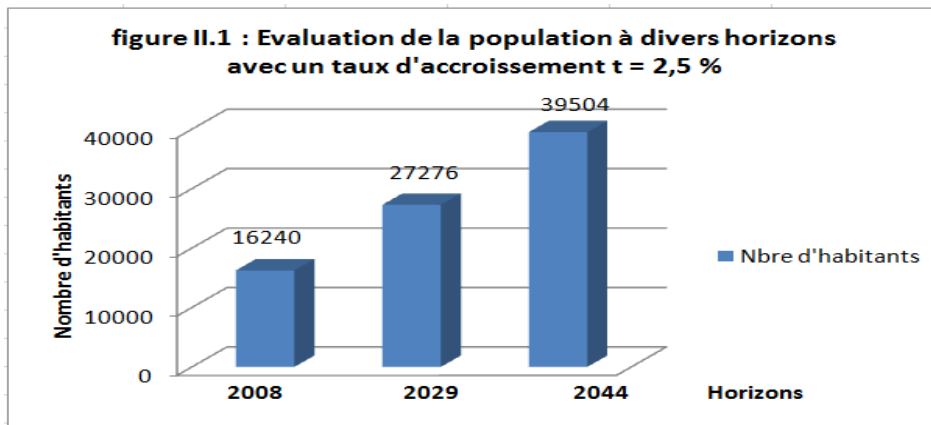
Population de l'année de référence

$$P_0 = 16240 \text{ habitants}$$

Les différents résultats obtenus sont donnés par le tableau ci-dessous :

Localités	Taux d'accroissement (%)	2008	2029	2044
Ait Hidja(CL), Tixeraine, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght, Hamouche, Ighil Tzemourine	2,5	4934	8287	12002
Ait Boudouala	2,5	1625	2729	3953
Ait Bouchama	2,5	1329	2232	3233
Ait El Kacem	2,5	1542	2590	3751
Ait El hadj	2,5	1190	1999	2895
Ait Houari	2,5	1172	1968	2851
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert-Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa		4448	7471	10820
Total commune	2,5	16240	27276	39504

Tableau II.2 Calcul de la population future .



II.5 Estimation des besoins en eau de la population

L'évaluation des besoins en eau de la population s'effectue suivant des dotations journalières par habitant ainsi que les critères d'évolution de la région à alimenter

Vu le caractère rural de notre zone d'étude et selon les normes en vigueur en Algérie une dotation de 150 (l/jour/habitant) est préconisée à court terme.

Les différents types des besoins :

- Besoins domestiques
- Besoins sanitaires
- Besoins scolaires
- Besoin de secteur municipal
- Besoins de la petite industrie
- Besoins d'élevage

II.5.1 Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations durant une journée, exprimée par la relation du débit moyen journalier suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{Nb\ hab \times Dot}{1000} \quad (m^3/j)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier en (m³/j).

Nb hab : nombre d'habitants.

Dot : dotation (l/j/hab).

II.6 Différents types des besoins

Nous donnerons ci-après les besoins de tous les consommateurs séparément :

II.6.1 Besoins domestiques

Les besoins domestiques pour les différentes agglomérations et à différents horizons (2029 et 2044) sont indiqués dans le tableau (II.3) suivant

Dotation de 150 (l/j/habitant)						
Localités	Nombre d'habitants		Cons moy j (m ³ /j)		Cons moy j (l/s)	
	2029	2044	2029	2044	2029	2044
Ait Hidja(CL), Tyksrai, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght Hamouche, IghilTzemourine	8287	12002	1243,050	1800,300	14,38715	20,83681
Ait Boudouala	2729	3953	409,35	592,95	4,73785	6,86285
Ait Bouchama	2232	3233	334,800	484,950	3,8750	5,61285
Ait El Kacem	2590	3751	388,500	562,650	4,49653	6,51215
Ait El hadj	1999	2895	299,850	434,250	3,47049	5,02604
Ait Houari	1968	2851	295,200	427,650	3,41667	4,94965
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa, Ait Hagoun	7471	10820	1120,650	1623,000	12,97049	18,78472
Total commune	27276	39504	4091,400	5925,750	47,35418	68,58507

Tableau II.3: Besoins domestiques

II.6.2 Besoins du secteur municipal

localité	Désignation	Unité	Dotation (l/j/emp)	Consommation Moy.j (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja	1 poste	05 employés	15	0,075	0,00087
Ait Hidja	1APC	49 employés	15	0,735	0,0085
Ait Hidja	Garde communale	33 employés	15	0,495	0,0057
	Total			1,305	0,01507

Tableau II.4: Besoins du secteur municipal.

II.6.3 Besoins commerciaux

localités	Désignation	Dotation	Consommation Moy.j (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja	• 05 cafeterias	1500	7,500	0,086
	• 02 restaurants	1500	3,000	0,035
	• 02 boulangeries	1200	2,400	0,027
	• 01 douche publique (10 postes)	200 (l/j/poste)	2,000	0,023
	• 01 bain	5800	5,800	0,067
	• 01 lavage graissage	1500	1,500	0,017
	• 01 blanchisserie	1500	1,500	0,017
Ait Hagoun	• 03 cafeterias	1500	4,500	0,052
	• 01 douche publique (08 postes)	200 (l/j/poste)	1,600	0,018
	• 01 boulangerie	1200	1,200	0,013
Ait El Hadj	• 02 cafeterias	1500	3,000	0,035
Ait El Kacem	• 01 cafeterias	1500	3,000	0,035
Timsifth	• 03 cafeterias	1500	1,500	0,017
	• 01 pizzeria	1500	1,500	0,017
	• 01 boulangerie	1200	1,200	0,013
	• 01 lavage graissage	1500	1,500	0,017
Tyksrai	• 03 cafeterias	1500	4,500	0,052
	• 01 pizzeria	1500	1,500	0,017
	• 01 boulangerie	1200	1,200	0,013
	• 01 douche publique (05 postes)	200 (l/j/poste)	1,000	0,011
Total			50,900	0,589

Tableau II.5 Besoins commerciaux.

II.6.4 Besoins sanitaires

Localités	Etablissement	Nombre de lits	Dotation (l/j/lit)	Consommation moy.j (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja	01 unité de soin	3	500	1,500	0,017
Ait El Kacem	01 unité de soin	2	500	1,000	0,011
Total	-	-	-	2,500	0,028

Tableau II.6 : Besoins sanitaires.

II.6.5 Besoins de la petite industrie

Localités	Désignation	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy.j (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja	01 huilerie	1500	1,500	0,017
Ait Hagoun	03 huileries	1500	4,500	0,052
Ait Hadj	01 huilerie	1500	1,500	0,017
Timsifth	02 huileries	1500	3,000	0,035
Tyksrai	02 huileries	1500	3,000	0,035
Total			13,500	0,156

Tableau II.7 : Besoins de la petite industrie

II.6.6 Besoins socioculturels

localités	Désignation	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy.j (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja	01 Mosquée	10000	10	0,115
	01 Stade	5000	5	0,057
	01 Salle de sport	10000	10	0,115
Ait Hagoun	01 Mosquée	10000	10	0,115
Ait Houari	01 Mosquée	10000	10	0,115
Total			45	0,520

Tableau II.8 : Besoins socioculturels

II.6.7 Besoins scolaires

Etablissement	Lieu d'implantation	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)	Consommation moyenne journalière (l/s)
Nouveau lycée	A. Hidja	665	15	9,975	0,115
CEM 1	A. Hagoun	840	15	12,600	0,146
CEM 2	A. Hidja	562	15	8,430	0,098
Ecole primaire	A. Hidja	435	15	6,252	0,072
Ecole primaire	A. Hagoun	344	15	5,160	0,060
Ecole primaire	A. Hidja	264	15	3,960	0,046
Ecole primaire	T.El.Djamaa	270	15	4,050	0,047
Total		3380	15	50,700	0,587

Tableau II.9 : Besoins scolaires.

II.6.8 Besoins d'élevage

Les animaux	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Consommation moy.j (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Bovins	242	50	12,100	0,140
Ovins	1036	5	5,180	0,060
Caprins	215	5	1,075	0,012
Asins	190	25	4,750	0,055
Total			23,105	0,267

Tableau II.10 Besoins d'élevage.

Remarque

Vu que les données du secteur agricole sont recueillies seulement par commune, donc la consommation du secteur en question ne peut être quantifiée que dans le tableau récapitulatif de la consommation en eau de toute la commune.

II.6.9 Récapitulatif des besoins de la consommation moyenne journalière de la région d'étude

L'estimation de la consommation moyenne journalière de la région d'Assi Youssef pour les deux horizons est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

Localités	Horizon 2029		Horizon 2044	
	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja(CL), Tyksrai, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght Hamouche, IghilTzemourine	1315,955	15,231	1873,205	21,681
Ait Boudouala	409,350	4,738	592,950	6,863
Ait Bouchama	334,800	3,875	484,950	5,613
Ait El Kacem	392,500	4,543	566,650	6,558
Ait El hadj	304,350	3,523	438,750	5,078
Ait Houari	305,200	3,532	437,650	5,065
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa, Ait Hagoun	1142,450	13,220	1644,800	19,037
Total commune	4204,605	48 ,662	6038,955	69,895

Tableau II.11 : Récapitulatif des besoins de la consommation moyenne journalière de la région d'étude.

Horizons	Horizon 2029		Horizon 2044	
	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Total général	4227,710	48,929	6062,06	70,162

Tableau II.12 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière et compris la consommation d'élevage.

II.7 Estimation de la consommation moyenne journalière en eau en tenant compte des pertes

Même construit avec soins et correctement entretenus, le réseau d'alimentation eau potable n'est jamais étanche, le volume des pertes est généralement compris entre 15 et 30 % de la quantité d'eau consommée.

Les pertes inévitables d'eau sont dues aux

- Robinets non mal fermés
- Les fuites des canalisations d'adduction ou de distribution enterrés ou des canalisations intérieurs des immeubles.

Selon l'algérienne des eaux de la commune de Boghni le taux des pertes dans les conduites à long terme sera pris égal à 30 % soit le cas le plus défavorable.

L'évaluation des besoins maximums journaliers, en tenant compte des pertes (30%), est présentée dans le tableau suivant :

Localités	Horizon 2029		Horizon 2044	
	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Ait Hidja(CL), Tyksrai, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght Hamouche, IghilTzemourine	1710,742	19,800	2435,167	28,185
Ait Boudouala	532,155	6,159	770,835	8,922
Ait Bouchama	435,240	5,037	630,435	7,2970
Ait El Kacem	510,250	5,906	736,645	8,525
Ait El hadj	395,655	4,580	570,375	6,601
Ait Houari	396,750	4,592	568,945	6,585
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa, Ait Hagoun	1485,185	17,186	2138,240	24,748
Total commune	5465,987	63,261	7850,642	90,864

Tableau II.13 : Récapitulatif des besoins en eau de la commune d'Assi Youssef en tenant compte des pertes.

Horizons	Horizon 2029		Horizon 2044	
Consommations	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Total général	5496,023	63,608	7880,678	91,211

Tableau II.14: Récapitulatif de la consommation totale en eau en introduisant les pertes et la consommation d'élevage.

II.7.1 Conclusion

La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude est estimée à :

- 5496,023 (m³/j) soit 63,608 (l/s) pour l'horizon 2029.
- 7880,678 (m³/j) soit 91,211 (l/s) pour l'horizon 2044.

De ce fait, il faut appliquer aux débits moyens, un coefficient de variation journalier pour obtenir le débit maximum journalier qui permet de dimensionner le réseau d'adduction.

II.8 Etude des variations des débits

II.8.1 Variation de la consommation journalière

a. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année. il s'agit en fait d'une majoration de la consommation journalière de 10 à 30 %.

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{moy } j}$$

Avec :

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière il dépend de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles pertes dans le réseau, est compris entre 1,1 et 1,3. Dans notre cas, nous optons pour : $K_{\max j} = 1,2$.

b. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

Ce débit est relatif au jour de la faible consommation de l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs.

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j}$$

Avec

$Q_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.

Dans notre cas, on opte pour : $K_{\min j} = 0,8$.

Les résultats sont portés dans les tableaux ci-dessous :

localité	Consommation Moy.j		$K_{\max}$ i	$Q_{\max}$		$K_{\min}$ i	$Q_{\min}$	
	(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)
Ait Hidja(CL), Tyksrai, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght Hamouche, IghilTzemourine	1710,742	19,800	1,2	2052,890	23,76	0,8	1368,59	15,84
Ait Boudouala	532,155	6,159		638,586	7,391		425,724	4,927
Ait Bouchama	435,240	5,037		522,288	6,044		348,192	4,030
Ait El Kacem	510,250	5,906		612,300	7,087		408,200	4,725
Ait El hadj	395,655	4,580		474,786	5,496		316,524	3,664
Ait Houari	396,750	4,592		476,100	5,510		317,400	3,674
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa, Ait Hagoun	1485,185	17,186		1782,222	20,623		1188,148	13,749
Total commune	5465,987	63,261		6559,184	75,91		4372,790	50,61

Tableau II.15: Débits maximums et minimums journaliers : (horizon 2029).

localité	Consommation Moy.j		K _{max j}	Q _{max}		K _{min j}	Q _{min}	
	(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)
Ait Hidja(CL), Tyksrai, Tinekicht, Timessift, gwniAmar, Tamadfaght Hamouche, IghilTzemourine	2435,167	28,185	1,2	2922,200	33,822	0,8	1948,134	22,548
Ait Boudouala	770,835	8,922		925,002	10,706		616,668	7,1376
Ait Bouchama	630,435	7,2970		756,522	8,756		504,348	5,838
Ait El Kacem	736,645	8,525		883,974	10,230		589,316	6,820
Ait El hadj	570,375	6,601		684,450	7,921		456,300	5,281
Ait Houari	568,945	6,585		682,734	7,902		455,156	5,268
Soumaa, Boukellal, Boujana, Taddert Oufella, Agwni Abbou, Akhrib Aissa, Ait Hagoun	2138,240	24,748		2565,888	29,698		1710,592	19,798
Total commune	7850,642	90,864		9420,770	109,037		6280,514	72,691

Tableau II.16: Débits maximums et minimums journaliers : (horizon 2044).

Horizon	Q _{moy j}		K _{max j}	Q _{max j}		K _{min j}	Q _{min j}	
	(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)
2029	5496,023	63,608	1,2	6595,2276	76,3296	0,8	4396,8184	50,8864
2044	7880,678	91,211		9456,8136	109,4532		6304,5424	72,9688

Tableau II.17 : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers en y compris les besoins d'élevage.

II.9 Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon les coefficients horaires ($K_{\max.h}$) et ($K_{\min.h}$), et nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôt dans la conduite.

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times (K_{\max j}/24).$$

Ou :

$K_{\max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha \times \beta_{\max}.$$

Avec:

$\alpha_{\max}$: Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération est compris entre **1,2 et 1,4**.

Dans notre cas, on opte pour $\alpha_{\max} = 1,3$.

$\beta_{\max}$: Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération (manuel technique).

Nombre D'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	1000000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
$\alpha_{\max}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

Tableau II.18 : Valeur de $\beta_{\max}$, en fonction de nombre d'habitants.

Dans notre cas le nombre d'habitants à long terme est égal à **39504 habitants**, compris entre 30000 et 1000000 on procède alors à une interpolation.

Pour :

- 1000000-30000 → 1,1 - 1,15
- 39504-30000 → $\beta_{\max} - 1,15$

$$\beta_{\max} = 1,1495$$

On a:

$$K_{\max.h} = 1,3 \times 1,1495$$

$$K_{\max.h} = 1,494$$

$$Q_{\max.h} = 1,494 \times (9456,8136/24)$$

$$Q_{\max.h} = 588,687 \text{ m}^3/\text{h}$$

Horizon	Nombre D'habitants	$Q_{\max j/24}$	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max.h}$ (l/s)
2044	39504	394,034	1,3	1,1495	1,494	588,687	163,524

Tableau II.19: Valeur du débit max horaire.

II.10 Débit de pointe

Il correspond au débit de consommation le plus haut de la journée de plus forte consommation, il est obtenu en attribuant au débit maximum journalier le coefficient de pointe (K_p).

$$Q_p = K_p \times Q_{\max j} \quad (m^3/j).$$

Avec :

$K_p = 3$ (donné par la DHW)

Horizon	$Q_{\max.j}$		K_p	Q_p	
	(m ³ /j)	(l/s)		(m ³ /j)	(l/s)
2044	9456,816	109,454	3	28370,448	328,362

Tableau II.20 : Valeur de débit de pointe.

Horizon 2044	$Q_{\min.j}$		$Q_{\text{moy}.j}$		$Q_{\max.j}$		$Q_{\max.h}$		Q_p	
	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /h)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
	6304,5424	72,9688	7880,678	91,211	9456,8136	109,4532	588,687	163,524	28370,448	328,362

Tableau II.21: Récapitulatif des résultats.

Remarque

Afin de pouvoir dimensionner un réseau d'adduction, on fait recours au débit maximum journalier ($Q_{\max.j}$).

II.11 Conclusion

D'après l'évaluation des besoins en eau effectué, la consommation de la commune d'Assi Youssef pour une population de 39504 habitants à long terme (horizon 2044) est estimée à **9456,8136 (m³/j)** soit **109,454 (l/s)**. Cette valeur nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi qu'un dimensionnement plus exacte du réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer les quantités d'eau suffisantes pour toute la commune.

III.1 Introduction

Beaucoup de contraintes, liées à la disponibilité, la mauvaise repartition dans le temps ainsi que dans l'espace et la détérioration de la qualité de l'eau peuvent constituer une entrave à toute action de développement, surtout pour un pays à climat aride et semi-aride où les ressources, aussi bien superficielles que souterraines, sont limitées. Dans ce chapitre, nous décrivons la chaîne actuelle de notre zone d'étude, pour mieux comprendre les raisons pour lesquelles, on a décidé de renforcer le réseau actuellement existant en le raccordant à la conduite de transfert à partir du barrage de Koudiet Acerdoune.

III.2 Réseau d'alimentation en eau potable

III.2.1 Réseau d'adduction et de distribution existants

L'adduction se fait à partir du captage de source située au sud de la commune sur le flanc nord du Djurdjura.

Le réseau est défectueux du fait qu'il est également utilisé par les riverains pour leurs branchements individuels, ce qui diminue son efficacité de service.

Le réseau est insuffisant et presque inexistant au niveau de certains villages qui composent la commune.

Les besoins sont bien plus importants actuellement que ce que peut couvrir ce réseau et ce, du fait du caractère rural et dispersé des différents villages.

Une étude appropriée prenant en considération ces facteurs villages, devra être engagée pour définir définitivement le type d'adduction approprié prenant en considération les perspectives de développement de cette région.

De point de vue ressource, il apparaît que l'actuelle source en exploitation qui donne **7,2 (l/s)** environ en période d'étiage est insuffisante pour couvrir les besoins actuels.

D'une manière générale le problème d'eau est crucial pour l'ensemble de la commune et ce phénomène risque de porter atteinte sérieusement à l'évolution de cette commune.

Les autorités concernées à un niveau supérieur devraient mettre l'accent sur ce point et définir une problématique générale à l'ensemble des deux communes sud de la daïra pour dégager une solution à court et moyen terme et définir une politique d'eau propre à ces régions et ce, en attendant le transport prévu à partir du barrage Koudiat Acerdoune situé dans la wilaya de Bouira .

En matière de réseau de distribution fonctionnels, conformes aux normes, on peut dire qu'il est pratiquement inexistant.

La majorité de la population n'est pas raccordée.

Dans les villages, c'est le système des fontaines publiques qui fonctionne encore avec une situation et un manque d'eau alarmant en période d'Eté.

Les risques de maladies et les conditions d'hygiène sont naturellement en dessous de la moyenne d'où l'urgence d'une solution appropriée et ce, au regard du nombre d'habitants qui est important. [3]

III.2.2 Estimation du déficit actuel

- débit actuel : **7,2 (l/s)**
- capacité de stockage actuel : **1400 (m³ /jour)** environ soit :
 - * **500 (m³ /jour)** à Ait Houari.
 - * **500 (m³ /jour)** à Ait El Kacem
 - * **300 (m³ /jour)** à Ait Agoun et **100 (m³ /jour)** au centre actuel de Assi Youcef.

➤ en fin de l'année **1992** selon les estimations la population tourne aux environ de **14082 habitants**.

Si un ratio moyen de **80 (l/j/habitant)** est utilisé et qui correspond à une demande moyenne on milieu urbain et rural, les besoins seraient de **13(l/s)** environ ce qui représente plus que le double du débit actuel utilisé.

Donc des à présent le besoin est crucial

Alors qu'en matière de stockage le problème ne se pose pas puisqu'il y a une surestimation des besoins de stockage par rapport aux besoins actuels. [4]

III.3 Description des équipements existants

III.3.1 Village Ait El Kacem

Le village est desservi à partir d'un réservoir existant de **500 m³** situé dans le centre du village lequel est alimenté gravitairement à partir de la source Aheni Bouamane située sur les hauteurs du Djurdjura à l'aide d'un diamètre **(40/49) mm**. Un réseau de distribution par bornes fontaines prend départ du réservoir en **DN (50/60)** pour desservir le village. [4]

III.3.2 Villages Taddert Oufella, Soumaa et Lancer

Le réservoir existant de capacité **100 m³** situé près de la carrière sur les hauteurs de Taddert Oufella est alimenté gravitairement par la source de Lancer Oudeffel, lequel alimente en eau potable et par conduite séparées trois villages, la première et la deuxième alimentant respectivement Ait Kouffi et Mahvane, et la troisième alimente Taddert Oufella, Soumaa et Lancer en **DN (40/49) mm** et **DN (33/42) mm**.

Il y a lieu de noter qu'une grande partie du village Soumaa est alimentée à partir d'un autre réservoir situé à Zaouith d'une capacité de **100 m³** qui reçoit son eau à partir de la source Thabourth lancer à l'aide d'une conduite en acier **DN (50/60) mm**. [4]

III.3.3 Villages ait Hidja, ait houari, ait Hagoun, Ait Bouchama, ait Boudouala et Timsifh

L'alimentation de ces villages se fait par quatre conduites distinctes à partir de la source de tabourth Lancer.

Les débits de toutes ses sources sont résumés dans le tableau qui suit les sources de la commune d'Assi Youcef réunies, donnent un débit journalier de 1557 (m³). [4]

Source	Débit (l/s)	(m ³ /jour)
Aheni Bouamane	2	173
Lancer Oudeffel	3	260
Thabourth Lancer	13	1124
Total	18	1557

Tableau III.1 : Les sources de la commune d'Assi Youcef.

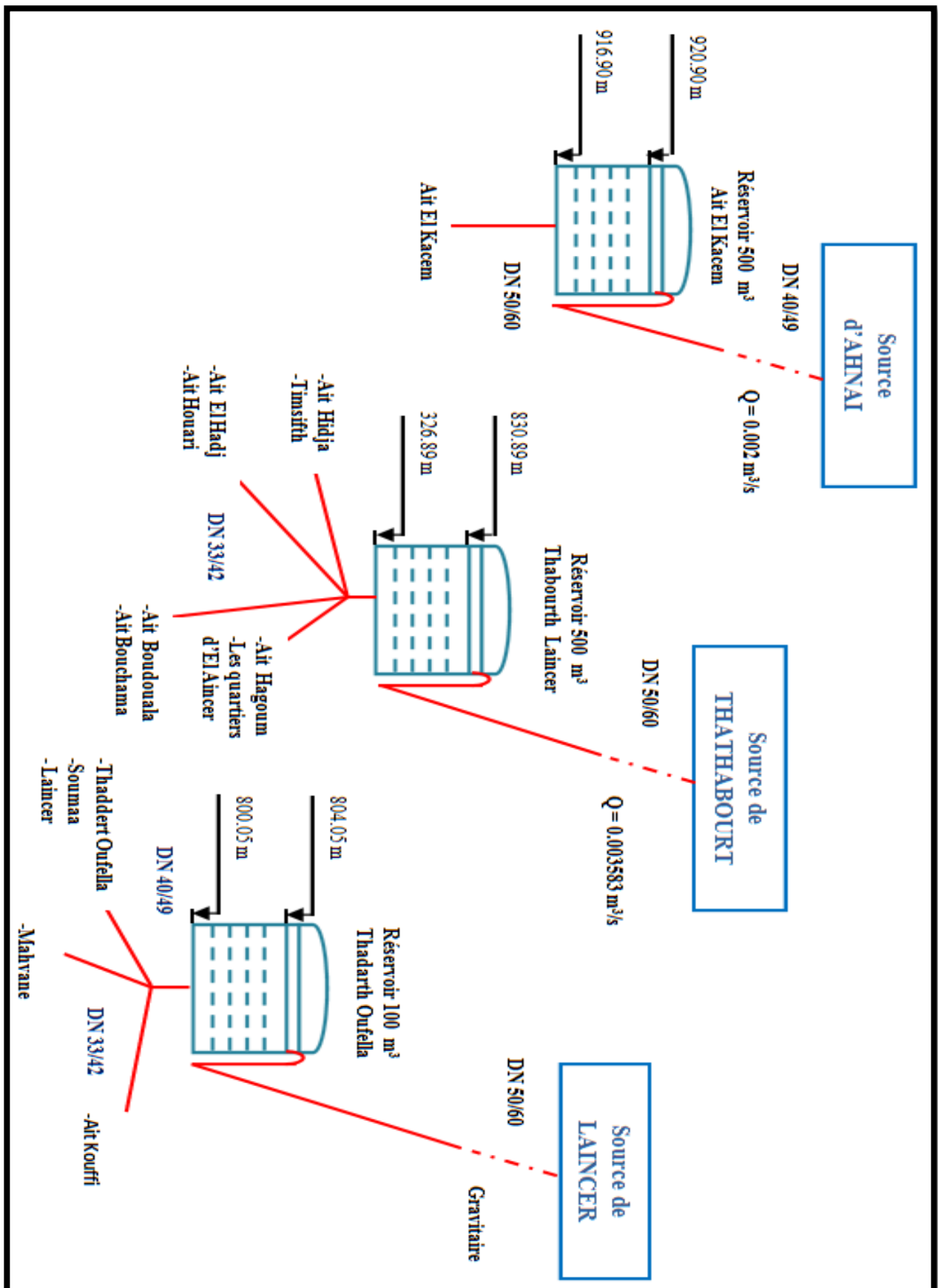
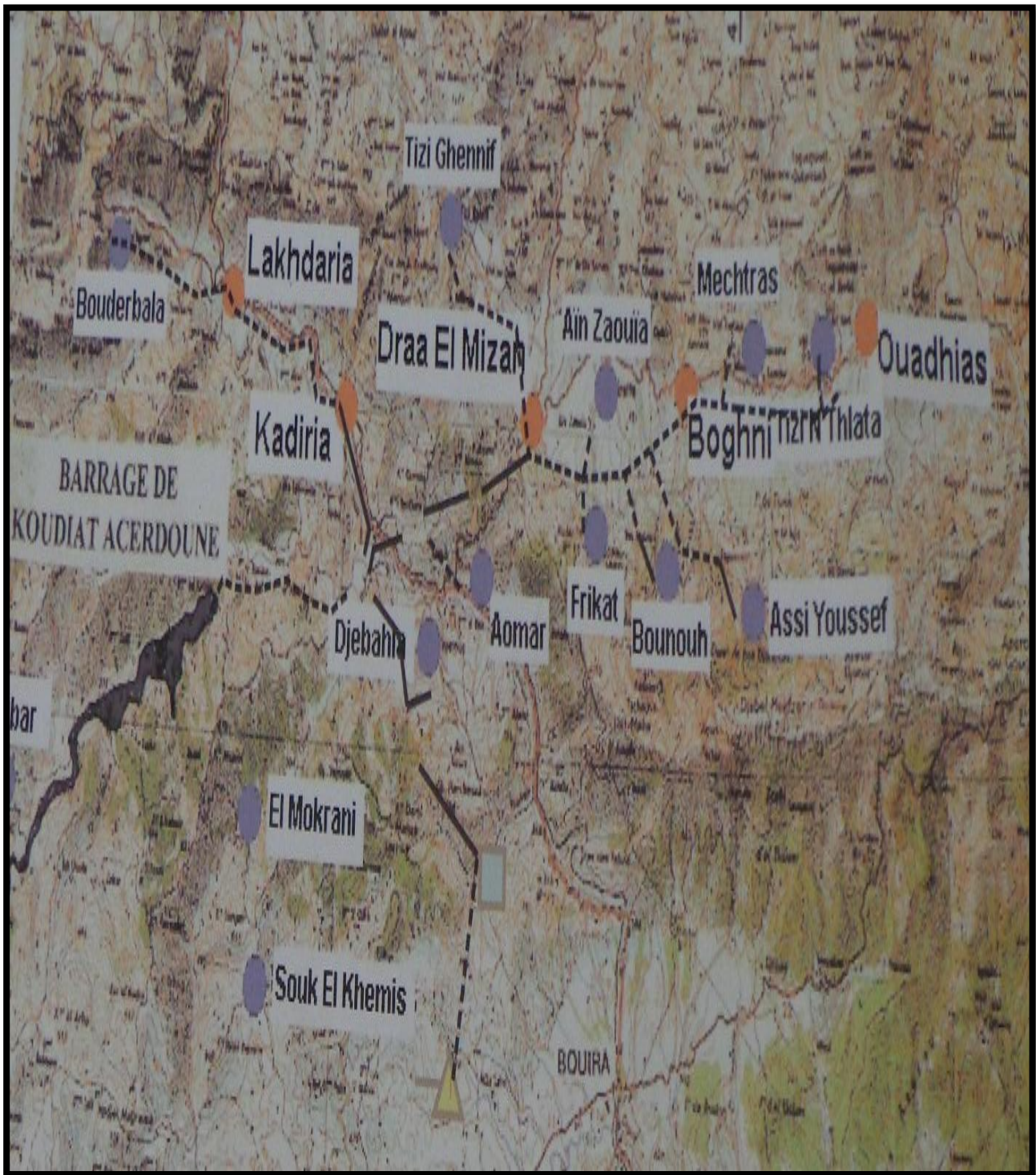


Figure III.1:Schéma synoptique de l'ancienne chaîne d'AEP d'Assi Youcef.

III.4 Confrontation besoins ressources

D'après le débit des sources réunies qui est de **1557 (m³/jour)** pour une population estimée en **2001** à **15010** habitants, la dotation théorique par habitant est de **100 (l/jour /hab)**. Cette dotation ne reflète pas la réalité, bien entendu, car elle est basée sur le débit disponible et non sur celui acheminé, d'ailleurs le système d'AEP est inapproprié et le réseau est vétuste c'est pourquoi nous estimons que la vraie dotation ne dépasse guère les **40 (l/ hab/jour)**.

Le quota réservé à la commune d'Assi Youssef à partir du transfert depuis le barrage Koudiet Acerdoune est de **1810000 (m³/an)** soit **4958,94 (m³/jour)** ce qui permettra d'assurer l'alimentation d'une façon suffisante jusqu'à l'horizon **2044** environs. [3]



Légende :

- Localités à desservir par adduction.
- Localités à desservir par piquage.

Echelle :



Figure III.2 :Etude d'approvisionnement en eau potable à partir de barrage Koudiet Acerdoune.

III.5 Schéma directeur

Il est à signaler que l'avant projet sommaire prévoyait de faire passer l'adduction le long de la route traversant ainsi plusieurs villages dont Ait Mendes (Ce qui est dénommé par la variante une), lors de notre sortie de reconnaissance des lieux en compagnie des services de la subdivision de l'hydraulique de Boghni et ceux de la direction de l'hydraulique de la wilaya, nous avons découvert un itinéraire qui fera l'objet d'une variante (numéro deux), la comparaison rapide montre ce qui suit :

- L'expérience a montré qu'il n'est pas intéressant de faire passer une adduction par une agglomération ce qui crée des conflits et des difficultés d'exploitation (piquages, pirates,.....etc.)
- La longueur de la conduite est nettement plus importante en variante proposée par l'étude du système général, car le point de piquage de la variante deux est plus près de Assi Youcef que celui de la variante une.
- L'écoulement gravitaire ne se fera que jusqu'à la cote **600 m**, l'implantation des stations de reprise est plus aisée en variante deux.
- Rappelons que l'itinéraire de la variante deux longe des pistes traversant la forêt de Tiniri loin des habitations.

Pour toutes ces raisons, nous jugeons que la variante numéro deux est plus adaptée.

Le schéma directeur comprend donc ce qui suit :

- Adduction gravitaire du point de piquage jusqu'aux environs de la cote **600 m NGA**
- A ce niveau, il sera réalisé un réservoir de capacité à déterminer et une station de reprise (SR1).
- Adduction par refoulement jusqu'au réservoir de Tabourth Lancer, nous avons proposé Tabourth Lancer car d'une part, une bonne partie de la commune en est alimentée et d'autre part ça permet de créer une deuxième station de reprise (afin de réduire la HMT de la SR1, le levé topographique confirme ces éléments.)
- Adduction de la SR2 jusqu'au réservoir **500 (m³)** de Ait El Kacem. [4]

III.6 Schéma des débits

Le volume alloué à la commune d'Assi Youcef à partir de ce transfert est égal à **3,008 (hm³/an)** soit **95,39 (l/s)**. La repartition des débits se fait alors comme suit :

- Aucune alimentation ne se fera à partir de la SR1 (tout le débit sera pompé soit **95,39 (l/s)**) vers **R500 m³**.
- Le réservoir de Tabourth lancer alimentera : Ait Hidja, Ait Houari, Ait Bouchama, Ait Boudouala, Timessift, une bonne partie de Soumaa

Ce groupe des villages représente en termes de démographie : 80% de la population. Le reste soit 20% sera pompé vers Ait El Kacem. [4]

Ces résultats sont illustrés par le schéma suivant :

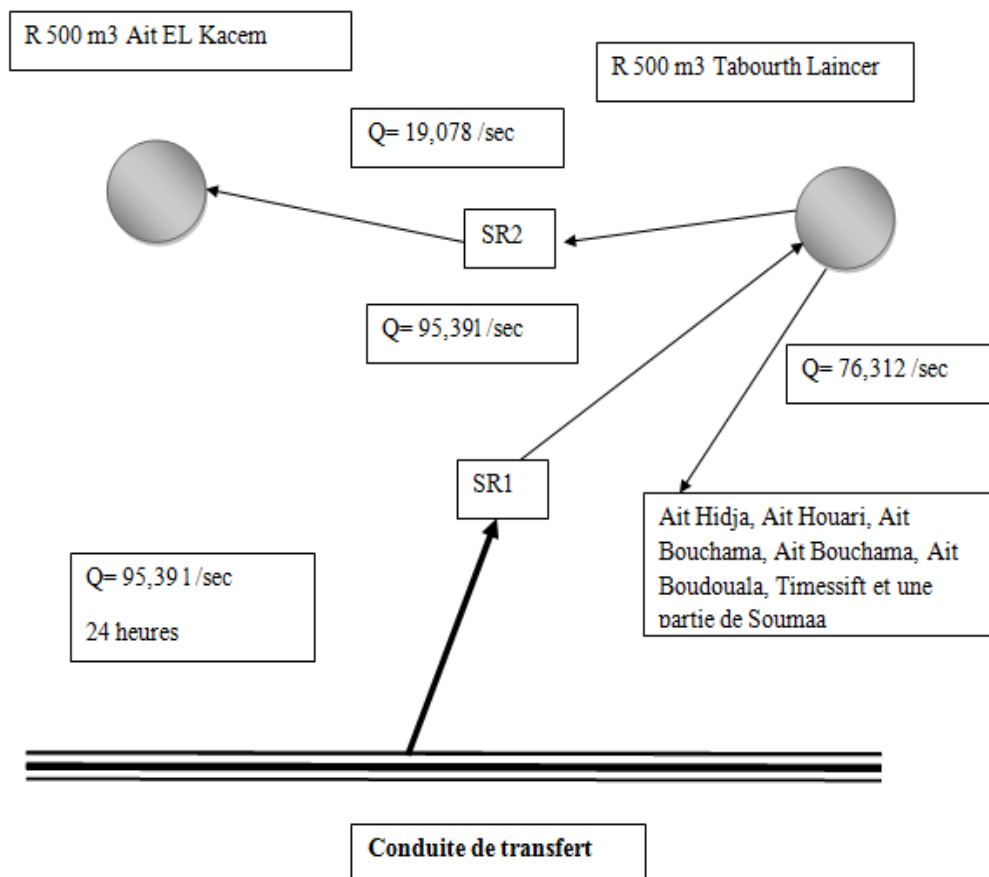


Figure III.3 : Schéma des débits de la commune pour une adduction de 24 heures.

Remarque

Il y a lieu de remarquer que ces débits sont tirés à partir du volume annuel alloué à la commune de Assi Youcef c'est-à-dire pour une adduction de 24 heures.

Le pré dimensionnement (dossier général a été effectué avec une adduction de 18 heures par jour (ce qui a donné un débit de 127,187 l/s)

L'adduction gravitaire se fera avec un temps de 24 heures alors que le refoulement sera calculé avec un temps de pompage de 18 heures.

C'est donc avec le schéma des débits ci-dessus que se fera le dimensionnement. [4]

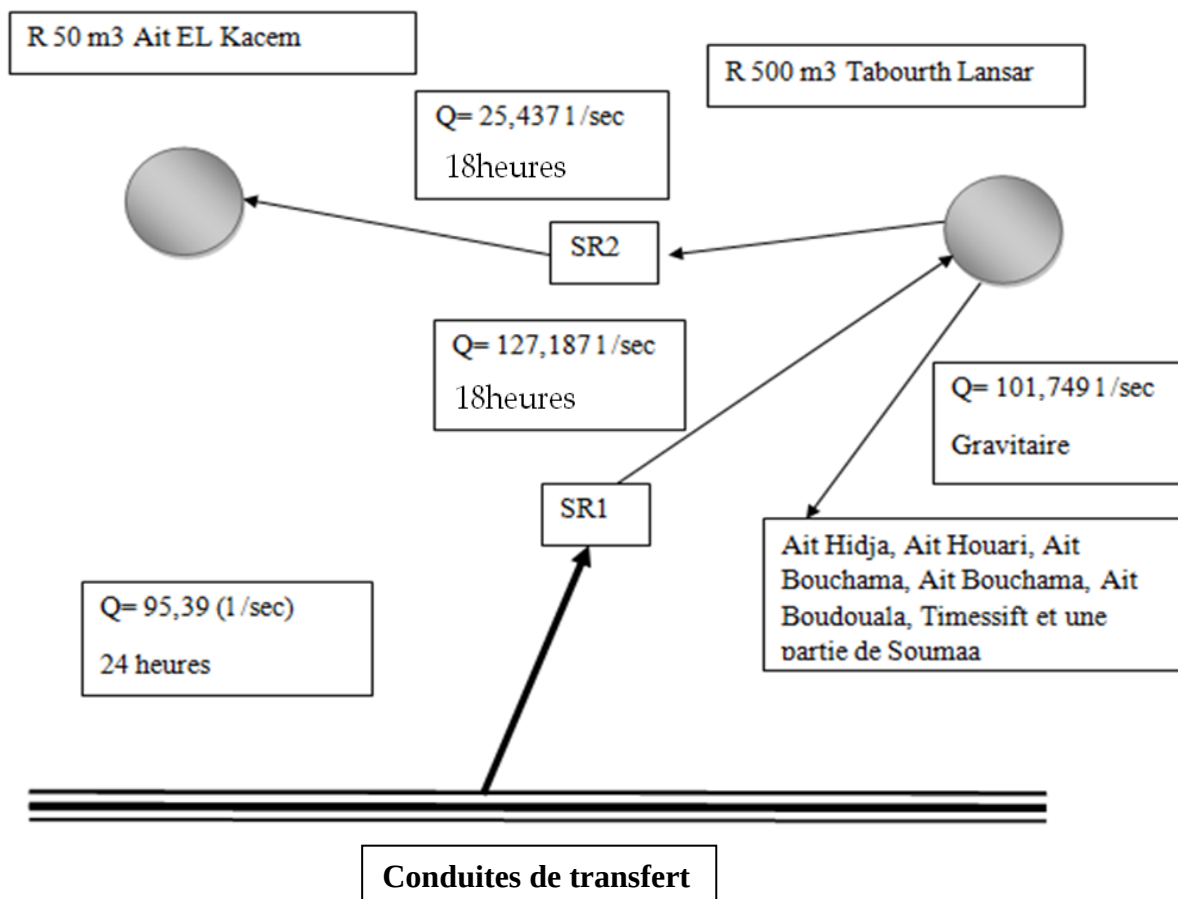


Figure III.4 schéma des débits de la commune pour une adduction de 18 heures/jour.

III.7 Conclusion

Les débits des sources dont dispose la commune d'Assi Youcef actuellement s'avèrent insuffisant et loin de satisfaire les besoins de cette commune.

D'une manière générale le problème d'eau est crucial pour l'ensemble de la commune et ce phénomène risque de porter atteinte sérieusement à l'évolution de cette commune.

La solution à ce problème consiste à combler le déficit entre l'apport et la demande et ramener la situation hydraulique à un équilibre, C'est pour cela qu'il apparaît nécessaire un renforcement de la chaîne d'alimentation en Eau Potable de la commune, par le biais d'un piquage de la conduite de transfert Koudiet Acerdoune.

IV.1 Introduction

« **Nous buvons 90 % de nos maladies** », disait Louis Pasteur à la fin du XIX^e siècle.

L'eau n'est pas seulement un ensemble de molécules H₂O (deux atomes d'hydrogène et un atome d'oxygène). Elle contient en réalité naturellement une très grande variété de matières dissoutes, inertes ou vivantes : des gaz, des substances minérales ou organiques, des microorganismes (bactéries, virus, plancton), ainsi que des particules en suspension (fines particules d'argiles, limons et déchets végétaux).

En effet, l'eau est un solvant qui se charge en composés solides ou gazeux tout au long de son cycle, suivant les milieux (rivières, zones humides, roches, atmosphère, etc.) dans lesquels elle circule ou séjourne :

- Quand elle tombe en pluie, elle se charge en poussières atmosphériques ;
- Quand elle ruisselle sur les sols (lessivage) ;
- Quand elle s'infiltre dans le sous-sol, elle se charge des produits d'altération des roches.

La composition chimique de l'eau est ainsi complètement liée aux caractéristiques du bassin versant dans lequel elle opère son cycle (la nature du sol et de sous-sol, les espèces végétales et animales, mais également les activités humaines).

L'eau est l'aliment le plus surveillé. Le niveau d'exigences pour sa qualité est très élevé.

L'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S) fixe, via des recommandations qui doivent être adoptées dans chaque pays en fonction de l'état sanitaire, et des considérations économiques de ce pays, pour aboutir aux normes réglementaires nationales.

Pour l'Algérie, l'eau destinée à la consommation humaine doit répondre aux normes adoptées par L'OMS (Genève 1986). **Voir annexe (Normes de L'OMS d'une eau brute souterraine).**

IV.2 Définition de l'eau potable

Une eau est dite potable quand elle satisfait un certain nombre de paramètres la rendant propre à la consommation humaine.

L'eau potable doit être :

- Exempte de bactéries (Virus, parasites, agents pathogènes...etc.) ;
- Raisonnablement colorée et limpide ;

Ainsi l'eau doit assurer :

- De ne pas nuire à la santé humaine ;
- De ne pas voir ses qualités altérées par le temps ou les conditions de son transport.

Afin de définir précisément une eau potable, des normes ont été établies qui fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable, ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

On pourrait donc dire qu'il n'existe pas d'eau potable, mais seulement d'eau conforme aux normes.

IV.3 Qualité de l'eau potable de la région d'étude

Notre région sera alimentée à partir du barrage de Koudiet Acerdoune situé au niveau de la wilaya de Bouira. Pour ce fait, l'eau du barrage qui alimente le flanc sud de la wilaya de Tizi Ouzou doit répondre aux normes requises, pour qu'elle soit potable. Par conséquent, une analyse physico-chimique et bactériologique est indispensable. Celle-ci a été réalisée au niveau des laboratoires de l'Algérienne Des Eaux (ADE) de Bouira.

Deux échantillons de l'eau brute de barrage ont été prélevés puis analysés :

- Un premier échantillon : a été prélevé au mois du mars 2012(prélèvement hivernal);
- le second, au mois de juillet 2012 (prélèvement estival). [7]

IV.4 Résultats des analyses de l'eau du barrage

Les résultats des analyses sont indiqués dans les tableaux ci-après :

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07 mars 2012)	Résultats du deuxième prélèvement (04 juillet 2012)	Les normes de l'OMS (admissibles)
PH	/	8 ,12	7,90	6,5à9,5
Potentiel redox Eh	mV	391	692	/
Conductivité à 25°C	µs/cm	505	615	1 250
Température °C	°C	13,5	20,5	12à 25
Turbidité	NTU	1,73	2,62	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	%	0 ,2	0,3	/
TDS	mg/l	243	302	1 500
Résidus sec à105°C	mg/l	/	/	/

Tableau IV.1 : Paramètres physico-chimiques
(Source ADE de Bouira).

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement	Résultats du deuxième prélèvement	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ammonium NH_4^+	mg/l	0,077	0,012	0 ,5
Nitrites NO_2^-		0,065	0,065	0,1
Nitrates NO_3^-		1,02	/	50
Phosphate PO_4^{3-}		00	00	0,5
Mat.Oxy.Acide		/	/	/
Fer Fe^{2+}		/	/	200

Tableau IV.2 : Paramètres de pollution
(Source ADE de Bouira).

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement	Résultats du deuxième prélèvement	Les normes de l'OMS (admissibles)
Calcium Ca^{++}	mg/l	56	43,2	/
Magnésium Mg^{++}		17,5	31,59	50
Sodium Na^+		/	/	150
Chlorures Cl^-		54,7	71,71	200
Sulfates SO_4^-		/	65,97	250
Bicarbonate HCO_3^-		217	209,84	/
Potassium K^+		/	/	12
Dureté Totale TH	mg/l CaCO_3	212	238	500
Dureté Permanente		34	66	/
Titre alcalin TA		00	00	/
Titre alcalin complet TAC		178	172	/

Tableau IV.3 : Minéralisation totale
(Source ADE de Bouira).

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07 mars 2012)	Résultats du deuxième prélèvement (04 juillet 2012)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Germes totaux à 37°C	c/ml	/	/	05
Germes totaux à 22°C		/	/	100
Coliformes totaux	NPP/100ml	12	08	03
Colibacilles		04	03	00
Streptocoques fécaux		00	02	00

Tableau IV.4: Paramètres bactériologiques
(Source ADE de Bouira).

IV.5 Interprétation des résultats

La qualité d'une eau exige au préalable, la détermination analytique des paramètres de potabilités, dont les valeurs doivent être conformes à celles établies par les organismes chargés de veiller à la protection de la santé publique et pour son utilisation à la consommation.

La qualité de l'eau est définie par des paramètres physiques, chimiques et bactériologiques.

IV.5.1 Les paramètres organoleptiques

Au moment de prélèvement des caractéristiques organoleptiques doivent être appréciées, car certaines odeurs peuvent disparaître pendant le transport, ou l'aspect de l'échantillon se modifie au cours du stockage (apparition d'une coloration, de précipités ...etc.)

a. Couleur

La couleur de l'eau est due à des acides humiques, grosses molécules contenant des cycles aromatiques ou poly-aromatiques avec des fonctions hydroxyles ou acides. Ces molécules correspondent à des fins de dégradation de la matière organique et sont dans la plupart des cas très peu biodégradables. Il est donc possible d'éliminer la couleur de deux façons : par élimination des molécules responsables ou encore par transformation des molécules colorées en molécules incolores.

La mesure de la coloration s'effectue par la méthode au platine cobalt, le principe de cette dernière, consiste à placer une eau dans des tubes à calorimétrie et comparé avec celle d'une solution de référence de platine cobalt, exprimée en unité de HAZEN. [5]

b. L'odeur

Une eau destinée à la l'alimentation doit être inodore. En effet, toute odeur est un signe de pollution ou de la présence de matières organiques en décompositions, le sens olfactif peut seul dans une certaine mesure les déceler.

Les échantillons doivent être prélevés dans des récipients en verre hermétique, l'examen consiste à diluer l'eau prélevée jusqu'à ce qu'elle ne présente plus d'odeur perceptible. [7]

c. Goût

Peut être défini comme l'ensemble des sensations gustatives. A l'état naturel, l'eau à une concentration normale de minéralisation offre un goût plus ou moins accentué. S'il y a eaux ayant une longue durée de stockage par exemple eaux des citernes ; un goût saumâtre de l'eau, provient de l'existence de chlorures en abondance et on aura un goût amère.

Paramètre organoleptique	Limite maximale acceptable	Objectif
Couleur	15 (UCV)	< à 15 (UCV)
Goût	/	Insipide
Odeur	/	Inodore

Tableau IV.5 : Exigences organoleptiques.

Pour notre région d'étude, l'eau de barrage possède un goût agréable avec l'absence d'odeur, et un indice de couleur faible, ce qui nous a obligées de la traiter.

IV.5.2 Paramètres physico-chimiques

a. Température

La température est un critère physique important dans l'appréciation d'une eau. Elle permet de corriger les paramètres d'analyses dont les valeurs lui sont liées. La température optimale d'une eau potable se situe entre 9°C et 12°C, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C.

b. Le potentiel hydrogène (PH)

Le potentiel hydrogène ou PH d'une solution est le logarithme décimal de l'inverse de sa concentration en ions hydrogènes. Il est inférieur ou supérieur à sept suivant que l'eau est acide ou basique. Le PH des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10, les valeurs supérieures ne se rencontrent que dans l'eau de mer et les eaux minérales.

La réglementation de l'OMS considère comme acceptable, les valeurs du pH comprises entre 6,5 et 8,5, et pour mon région d'étude, on distingue une eau alcaline de PH, répondant aux normes de potabilité. Le pH varie de 8,12 en hiver et 7,90 en été.

c. La conductivité

C'est la capacité d'une solution à transmettre le degré de minéralisation d'une eau. La conductivité électrique d'une eau s'exprime généralement en micro-siemens par centimètre ($\mu\text{s/cm}$), elle constitue un critère d'appréciation de la minéralisation globale d'une eau, comme l'indique le tableau suivant ci-après :

C : Conductivité ($\mu\text{s/cm}$)	Minéralisation
C<200	Très faible
200<C<333	Faible
333<C<666	Moyenne
666<C<1000	Importante
C>1000	Excessive

Tableau IV.6: Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.

Les valeurs de la conductivité des eaux analysées et enregistrées dans le premier et le deuxième prélèvement qui sont respectivement 505 $\mu\text{s/cm}$ pour les eaux hivernales, et 615 $\mu\text{s/cm}$ pour les eaux estivales, sont au dessous de la valeur maximale admissible (OMS).

d. Turbidité

La turbidité d'une eau est due a la présence de colloïdes (argile, limon, grains de cilice, matières organique, ...etc.) et des matières en suspension.

Une turbidité de l'eau élevée relève des problèmes suivants :

- Précipitation du fer aluminium ou manganèse due à une oxydation ;
- Précipitation lente de CaCO_3 et oxyde de magnésium ;
- Une corrosion importante ;...etc.

La turbidité se mesure par un nombre de gouttes d'un réactif approprié dans l'appareil DIENERT et GUILLARD (turbidimétrie), en évitant de dépasser 25 à 30 gouttes, d'où l'unité est le NTU (unité de turbidité néphélémétrie). La norme s'établit à 5 unités NTU et dans les résultats des deux analyses on a une valeur de turbidité qui dépasse la valeur requise (turbidité de 17. INTU pour FBM9).

e. Oxygène dissout

La teneur d'oxygène dans l'eau dépasse rarement le 10 mg/l elle est fonction de l'origine de l'eau.

Les eaux souterraines contiennent une quantité très faible ne dépasse pas quelques milligrammes par litre. Par contre les eaux superficielles peuvent contenir des quantités relativement importantes proches de la saturation. Cette différence est due à la variation de la solubilité de l'oxygène dans l'eau qui lui-même est fonction de la température, la pression partielle dans l'atmosphère et de la minéralisation de l'eau.

Selon RODIER (1996) l'eau saturée d'air à 20°C et sous pression normale, contient 9.1 mg/l d'oxygène. Dans notre cas les analyses de l'oxygène dissout n'ont pas été effectuées.

f. La salinité

La salinité de l'eau exprime la teneur globale en cations et en anions. Selon les résultats des analyses des eaux du barrage la salinité est égale à 0,2% - 0,3%, donc conforme aux normes.

g. Le TDS

Le TDS ou le taux de matières dissoutes, reflète la concentration d'une eau en sels solubles par le biais de son pouvoir électrolytique. Les directives Européennes prévoient une valeur limite de 1 500 mg/l.

Les résultats d'analyses des deux prélèvements présentent un TDS qui ne dépasse pas la norme.

IV.5.3 Paramètres de pollution

Toutes formes d'azote (nitrite, ammoniacale et organique) sont susceptibles d'être à l'origine des nitrates par processus d'oxydation biologique. Elles constituent un sujet de préoccupation, du fait de son extension et de son effet nuisible sur la qualité des eaux de surface et souterraines.

Les échantillons analysés ne révèlent pas la présence du phosphate, mais il existe des traces d'ammonium de l'ordre de 0,077 mg/l 0 pour le prélèvement hivernal et de, 012 mg/l pour le prélèvement estival, et des nitrites 0,065 mg/ qui sont conformes aux normes (0,5 mg/l pour l'ammonium, 0,1 mg/l pour les nitrites).

Pour les nitrates, on a enregistré les valeurs suivantes : 1,02 mg/l pour le premier échantillon, ces valeurs restent admissibles puisque la norme est de 50 mg/l.

Concernant les éléments indésirables, les analyses n'ont pas été prises.

Dans le cas général, les nitrates, dont on constate une augmentation de la concentration dans les eaux brutes, doivent être éliminé, car leur nuisance a été reconnue lorsqu'ils sont présents en grande concentration dans les eaux de consommation. Ils sont à l'origine de la méthémoglobinémie des nourissants, ou ce qu'on appelle communément « la maladie du sang bleu » qui a fait des ravages dans les années quarante et cinquante en Europe, et en second lieu à l'origine d'une action cancérigène qui a été prouvée expérimentalement chez l'animal. [7]

IV.5.4 La minéralisation globale

Les cations et les anions sont les deux éléments majeurs qui reflètent l'analyse chimique des eaux par leur concentration en sels solubles. Cette concentration est généralement d'autant plus forte que l'eau a circulé plus profondément dans le sol.

Les éléments principaux sont :

- Cation : Ca^{++} , Mg^{++} , Na^{++} , K^{++} , ...etc ;
 - Anions : Cl^- , SO_4^{--} , HCO_3^- , ...etc.
 - Les cations :
- ✓ **Calcium et magnésium (Ca^{++} , Mg^{++})**

Ces deux éléments sont présents dans les roches cristallines sédimentaires, très solubles. Les analyses montrent des valeurs conformes aux normes, pour les deux échantillons.

✓ **Sodium (Na^+)**

Le sodium tient son origine des échanges de base qui s'effectuent au niveau de certains minéraux (argile sodique). C'est un élément qui se trouve en constance dans l'eau, comme il est peut être d'origine industrielle. Dans notre cas, on n'a pas eu les valeurs de ce paramètre.

✓ **Potassium (K^+)**

Le potassium est peu fréquent dans l'eau, il est facilement adsorbé et recombinaison dans les sols. Le potassium est provient naturellement des roches métamorphiques (micaschistes), des évaporites (potasse) et des argiles, et artificiellement de certains rejets industriels (les mines de potasse, usine d'engrais, ...etc).

L'OMS provient des normes limites de 12 mg/l, donc les valeurs trouvées sont conformes aux normes.

b. Les anions

✓ **Les chlorures (Cl^-)**

Les teneurs en chlorures sont de 54,7 mg/l et de 71,71 mg/l. respectivement pour les prélèvements hivernaux et estivaux, ce qui j'amène à dire que les deux teneurs sont loin de la concentration maximale admissible. Ils ont pour origines :

- ✓ la percolation à travers des terrains salés ;
- ✓ les infiltrations marines ;
- ✓ les rejets industriels et humains.

Une teneur excessive en chlorure (>200 mg/l), affecte le goût de l'eau, il est très corrosif, il est très répandu dans la nature généralement sous forme de sels de sodium (NaCl), de potassium (KCl) et de calcium (CaCl_2).

✓ **Les sulfates (SO_4^{2-})**

La présence des sulfates dans les eaux naturelles résulte de la légère solubilité des sulfates répandus dans les roches.

Selon l'OMS, la concentration maximum admissible pour les sulfates est de 250 mg/l. De fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau. Les valeurs observées des deux échantillons sont très loin de la valeur maximale admissible.

c. La dureté :

La dureté de l'eau est essentiellement sa teneur en métaux bivalents, principalement le calcium et le magnésium. Une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et à la bonne utilisation des savons ordinaires. La dureté est mesurée par le titre hydrométrique. [3]

✓ **Dureté totale ou titre hydrométrique (TH) :**

Dureté totale, ou teneur globale en sels de calcium et de magnésium. Chaque degré hydrotimétrique correspond à une teneur de 10 mg/l de CaCO_3 . Les valeurs observées sont de 238 mg/l CaCO_3 et 212 mg/l CaCO_3 , elles répondent à la norme admissible.

✓ **Dureté permanente :**

Correspond à la teneur en chlorure et sulfate de calcium persiste après ébullition de l'eau, $P = \text{TH} - \text{TAC}$, le complément est la dureté temporaire.

Dans les quatre prélèvements, la dureté permanente est conforme à la norme de l'OMS.

✓ **Titre alcalimétrique (TA):**

Il correspond à la teneur de l'eau en ions (OH^-) (CO_3^{2-}). Les valeurs obtenues sur tous les échantillons sont nulles.

✓ **Titre alcalimétrique complet (TAC) :**

Dureté carbonatée seulement ; chaque degré alcalimétrique correspond à 5,6 mg de CaO par litre. Lorsque le pH n'excède pas 8,3, les carbonates sont présents uniquement sous forme acide (bicarbonates). Le TAC indique globalement la teneur de l'eau en hydroxydes (OH^-) , en carbonates (CO_3^{2-}) et en bicarbonates (HCO_3^-).

Les analyses montrent la valeur de 172 mg/l CaCO_3 et 178 mg/l CaCO_3 , ce qui donne une conformité à la norme admissible de l'OMS.

IV.5.5 Les paramètres bactériologiques

L'eau potable ne doit contenir aucun germe pathogène. Les contaminations les plus fréquentes sont d'origine fécale (humaine ou animale). On doit vérifier lors des analyses, l'absence des germes suivants :

- Bacille de Coli ou Escherichia Coli ;
- Entérocoque ;
- Clostridium sulfitoréducteur ;
- Bactériophages fécaux.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux, les Coliformes totaux, les colibacilles et les Streptocoques fécaux. Les résultats obtenus sont :

a. Germes totaux à 37°C

La fiche d'analyse des prélèvements des eaux du barrage ne contient pas ces valeurs.

b. Germes totaux à 22°C

La fiche d'analyse montre 30 c/ml pour le premier prélèvement, et 15 c/ml pour le deuxième concernant les eaux des forages, et absent pour les eaux du barrage, la norme étant 100 c/ml.

c. Coliformes totaux

La fiche d'analyse montre une valeur de 12 c/ml et 08 c/ml pour les prélèvements hivernaux et estivaux respectivement, ce qui donne une conformité à la norme.

d. Colibacilles

La fiche d'analyse montre une valeur de 04 NPP/100ml et 03 NPP/100ml (la norme est de 00 NPP/100ml).

e. Streptocoques fécaux

D'après la fiche d'analyse, on remarque l'absence des Streptocoques fécaux pour le prélèvement hivernal, et on a une valeur de 02 NPP/100ml pour le prélèvement estival.

IV.6 Conclusion

Il est très difficile de juger la qualité d'une eau sur la base des résultats qui sont issus pendant une période déterminée de l'année. (Ainsi donc, ce travail est basé seulement sur deux mois de l'année (mars et juillet). Il serait intéressant de faire une étude complète durant toute l'année avec le dosage systématique de tous les éléments présents dans l'eau.

Selon les résultats de l'analyse physico-chimique des deux prélèvements on peut conclure que :

- Les paramètres physico-chimiques des eaux du barrage sont conformes aux normes requises.
- les paramètres bactériologiques sont à des concentrations élevées.

Pour cela on est amené à appliquer :

Une désinfection de l'eau avant toute distribution, pour détruire ou inactiver ces germes pathogènes qui peuvent se trouver dans l'eau par l'emploi des agents chimiques tel que l'ozone, l'iode, le permanganate de potassium et le chlore qui est le plus utilisé.

La désinfection par chlore est la plus répandue. Elle consiste à maintenir un taux de Chlore résiduel libre compris entre 0,2 mg/l à 0,4 mg/l. En cas de panne du système de Chloration l'utilisation de système de dosage d'eau de javel sera nécessaire pour la désinfection.

V.1 Introduction

Pour une longévité du réseau et une alimentation en eau potable adéquate, la pose et la protection des conduites jouent un rôle très important pour l'adduction et la distribution d'eau.

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

Dans ce chapitre, nous allons illustrer les différents types de pose et les méthodes de protection des conduites.

V.2 Différents type de pose des conduites

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

Les conduites peuvent être posées suivant plusieurs variantes :

- Pose en terre ;
- Pose en galerie ;
- Traversée des routes ;
- Pose dans le lit d'une rivière ;
- Traversés sous marine et en butée.

V.2.1 Pose en terre

Elle s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante pour faciliter le travail d'assemblage des joints

L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver ainsi la fraîcheur d'eau et la mettre à l'abri de la gelée

Dans le cas où les circonstances l'obligent (pose en mauvais terrain...) et afin de protéger les tuyaux des charges importantes, on peut prévoir les solutions suivantes :

➤ **Pose en mauvais terrains :**

Lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir des travaux confortatifs, on peut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armée enserrant la conduite sous un angle de 90° , ou plus, de façon à diminuer l'effort que supportera le tuyau.

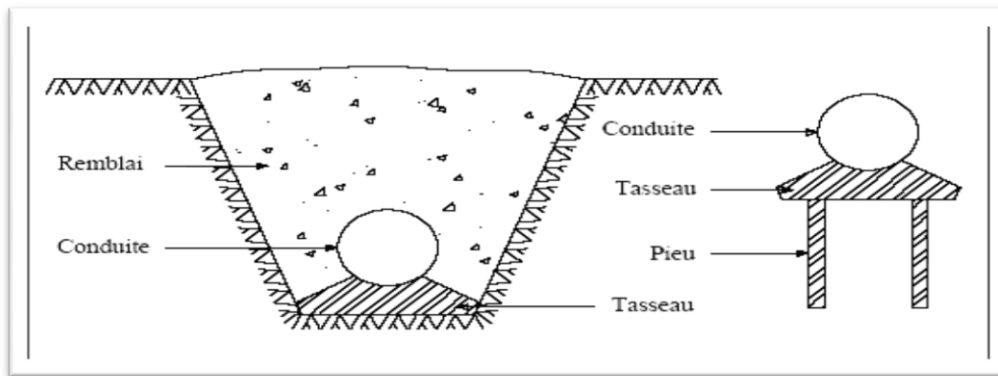


Figure V.1: Pose de conduite dans un mauvais terrain.

V.2.2 Traversés des routes

A fin d'éviter les ruptures des tuyaux et par conséquent les infiltrations aux conduites, qui peuvent être causé par les charges importantes, on prévoit les précautions suivantes :

a) les gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans les quelles les conduites sont introduites.

b) par enrobage en béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

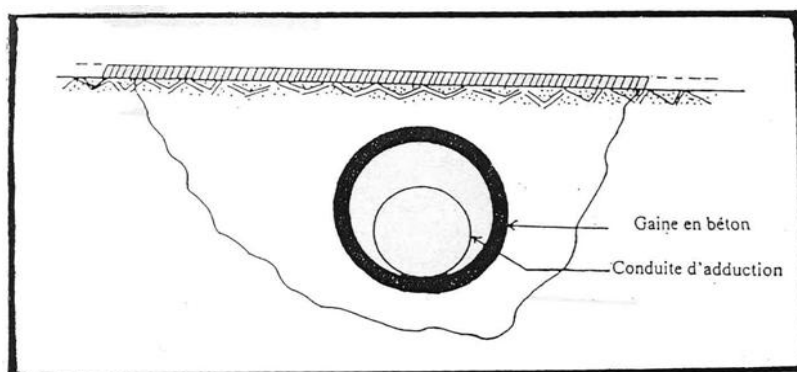


Figure V.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

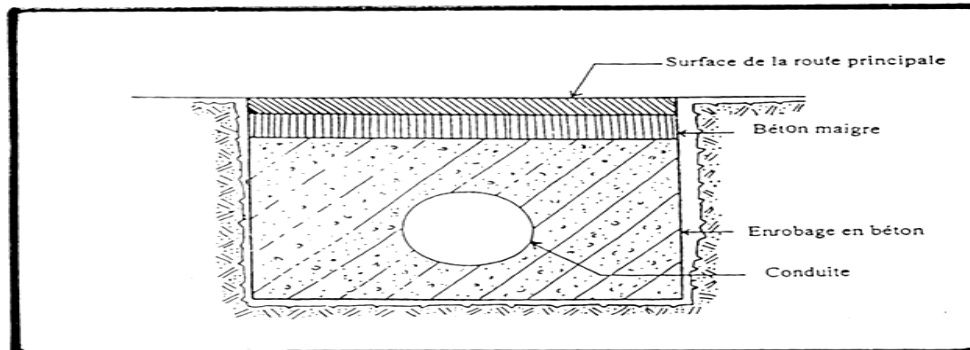


Figure V.3 : Traversée d'une route au moyen d'un enrobage dans le béton.

V.2.3 Traversée des rivières

Deux cas peuvent se présenter :

-Si le pont est métallique, la conduite est placée sur entretoise si cela est possible si non en encorbellement en fixant au moyen de colliers, il y a alors intérêt à la calorifuger.

-Si le pont est en maçonnerie, la conduite est logée entre l'extra-dos de la voûte et le pavage, ou mieux dans une galerie de posée sous un des trottoirs du pont.[8]

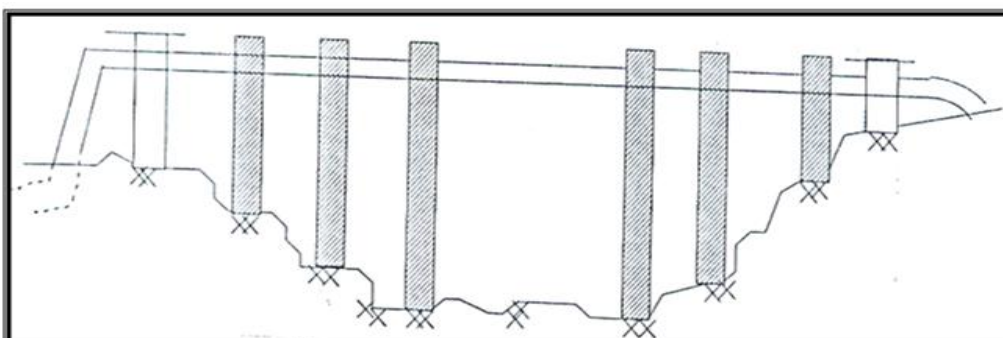


Figure V.4 : Traversée d'une rivière.

V.2.4 Pose en galerie

Dans les grandes villes ou agglomérations qui dispose déjà de galeries souterraines (égout, caniveau ou galerie spéciale visible). La pose en galerie, en général, est la plus répandue. Par contre dans les campagnes, la pose en galerie est très rare.

Dans ce type de pose les conduites sont posées sur des consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres et sur tasseaux pour les grands diamètres dans le cas de galeries sèche spéciaux. [7]

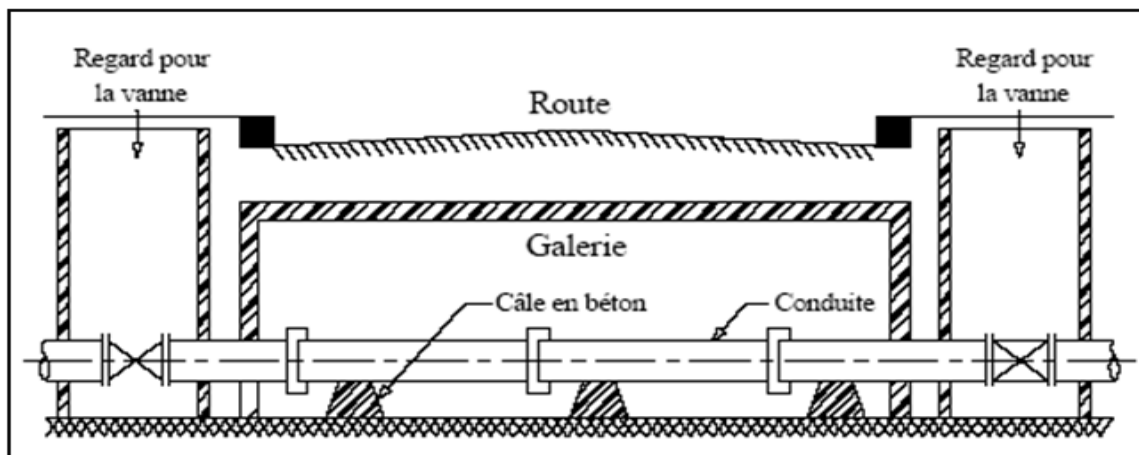


Figure V.5 : Pose de canalisations en galerie.

Remarque :

La pose des conduites d'eau en galerie présente le double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements du terrain en cas de fuite, ainsi les ouvertures de chaussées à l'occasion des réparations ou des remplacements.

V.2.5 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissements, dans ce cas les tuyaux d'eau potables devront être posés au dessus des tuyaux d'eau usées.

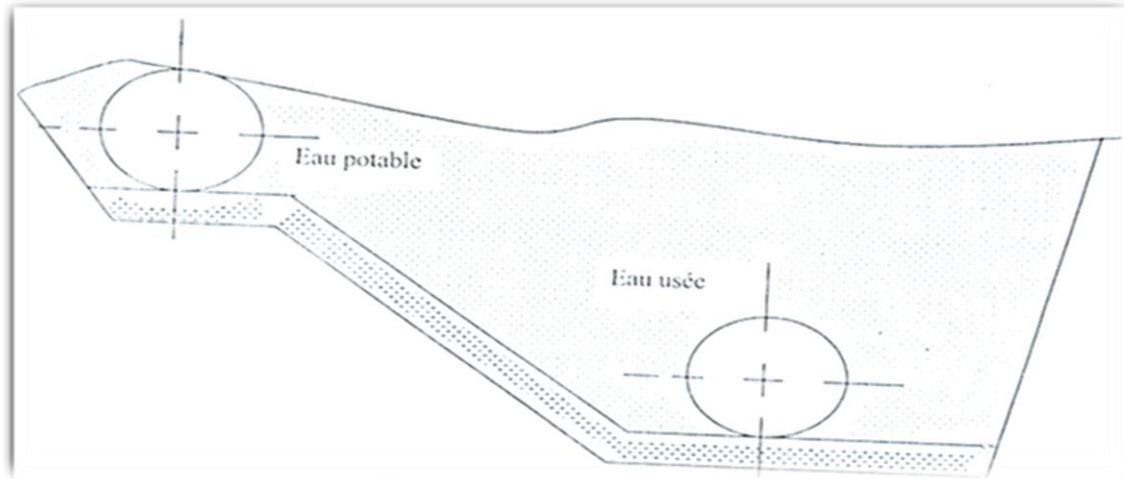


Figure V.6: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

V.2.6 Butée

Pour assurer la stabilité et la résistance des canalisations aux poussées dues à la pression de l'eau dans les parties coudées, ou le déboîtement du joint pourra survenir, il y a lieu d'aménager des butées constituées par des massifs de béton, elles sont figurées comme suit :

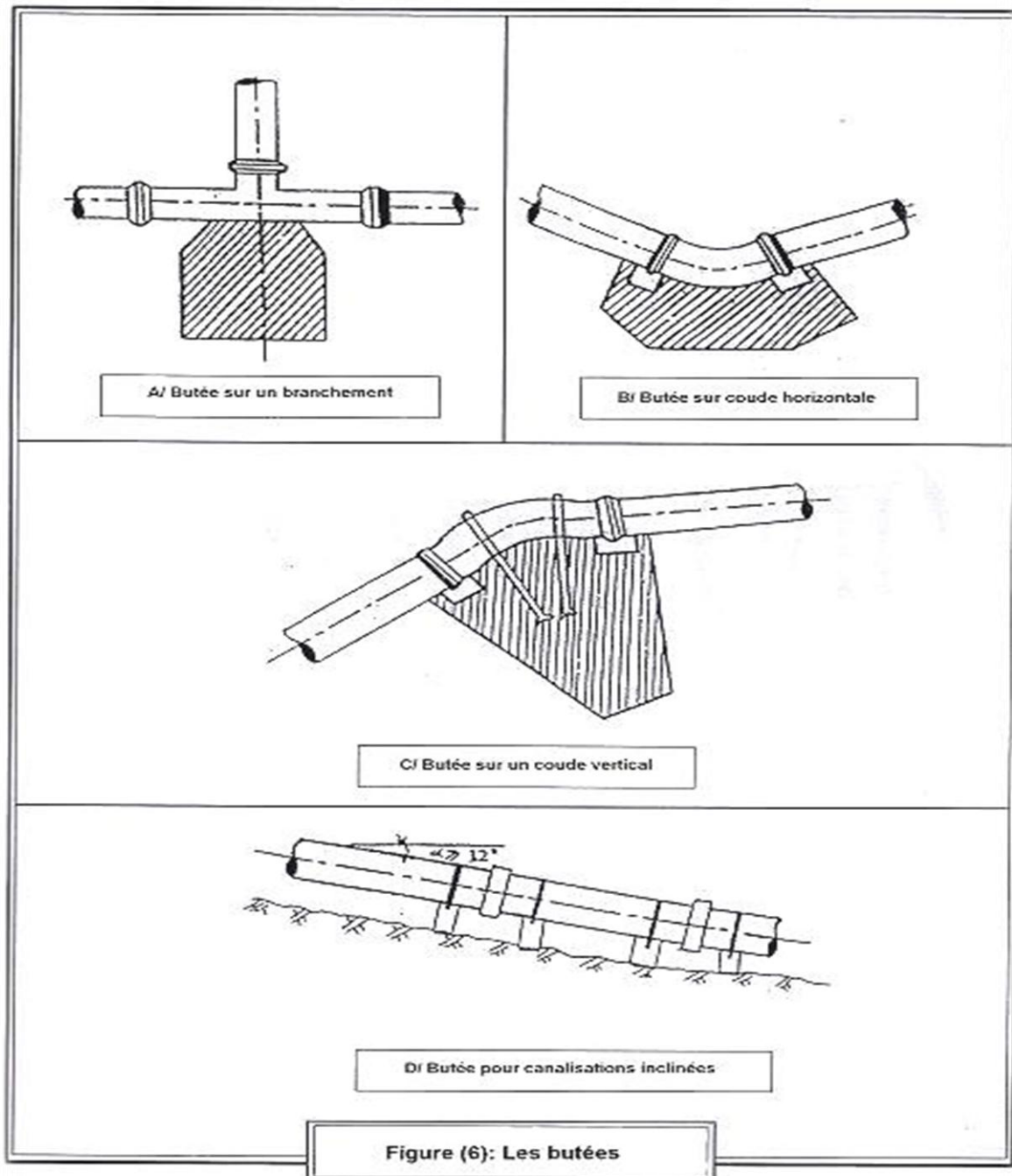


Figure V.7 : Les butées.

V.3 Différentes étapes de mises en place des canalisations

V.3.1 Réalisation des fouilles

a. Largeur de la tranchée

Pour faciliter les travaux, la largeur de la tranchée doit être supérieure à 0,6m. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,3m d'espace de chaque côté de celle-ci (figure V.8). [7]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{- Cas de } D \leq 400 \text{ mm} \rightarrow B = D + 2 \times 0,3.$$

$$\text{- Cas de } D > 400 \text{ mm} \rightarrow B = D + 2 \times 0,5.$$

Avec :

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite(m) ;

0,30 et 0,5 : l'espace laissé de chaque côté.

b. Profondeur de la tranchée

la profondeur de la tranchée doit être suffisante, elle varie de 0,6m à 1,2m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges. (Figure V.9). [7]

$$H = h_1 + D + h_2 \quad (\text{m})$$

H : profondeur de la tranchée (m) ;

h₁ : Profondeur du lit de pose prise égale à 0,2m ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h₂ : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol en (m), généralement $H_2 \geq 0,8\text{m}$.

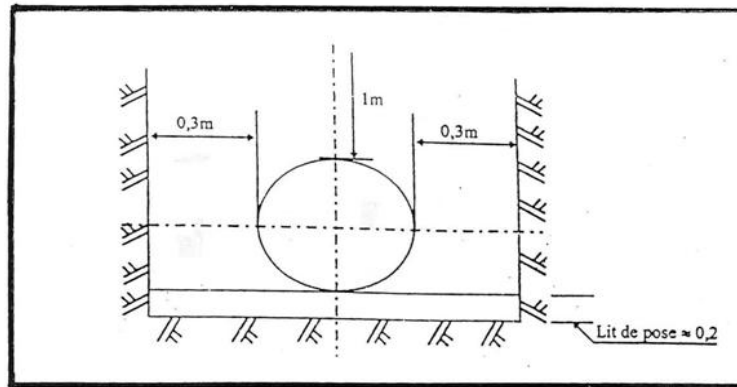


Figure V.8: Pose en tranchée.

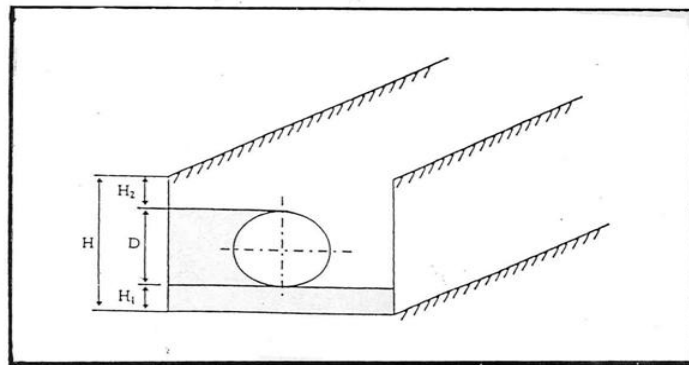


Figure V.9: Réalisation de la fouille.

C. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15m à 0,20m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Ce lit est constitué :

- Du gravier, dans les terres ordinaires ;
- De la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- D'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

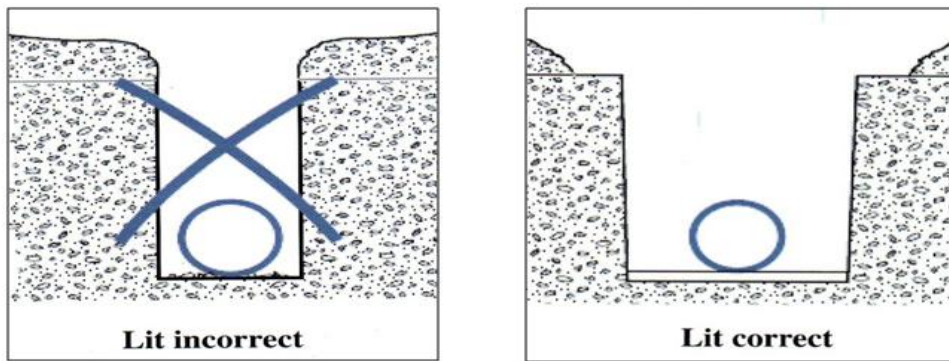


Figure V.10: Lit de pose.

D.L'assise

Au dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui. [7]

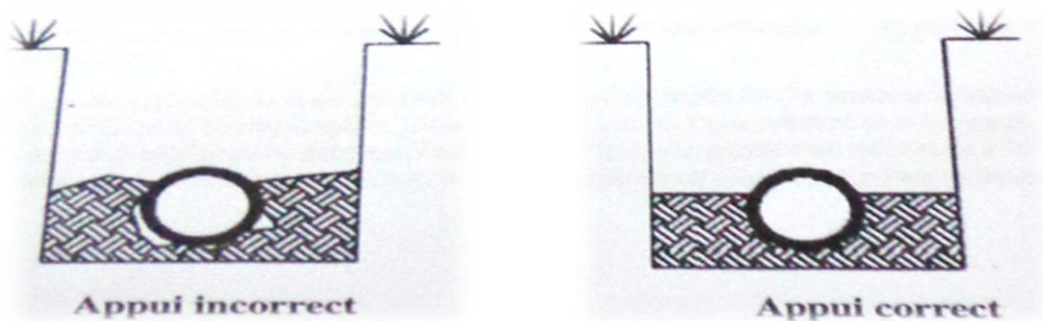


Figure V.11: Appui des conduites.

V.3.2 Pose des conduites

Avant la descente des conduites en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi un choc (fissures) et aussi pour les débarrasser des corps étrangers (terre, pierre,...). Les conduites seront par la suite posées lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille. Cette pose s'effectuera par correctement on utilise des nivellements (ou nivelle ter).



Figure V.12 : Pose des conduites.

V.3.3 Epreuve des joints et canalisation principale

Ces essais sont faits à l'aide d'une presse hydraulique après une mise en place d'une certaine longueur de conduite de l'ordre de 300m à 400m, en vue d'une vérification de l'étanchéité des joints, et pour cela on exerce une pression égale à une fois et demie (1,5) la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite lors de son fonctionnement.

La variation de la pression doit être inférieure à 0,2 bars, et 0,3 bars pour les conduites à faible pression nominale.

La durée d'essai est de 30 min à 1 heure de temps. [7]

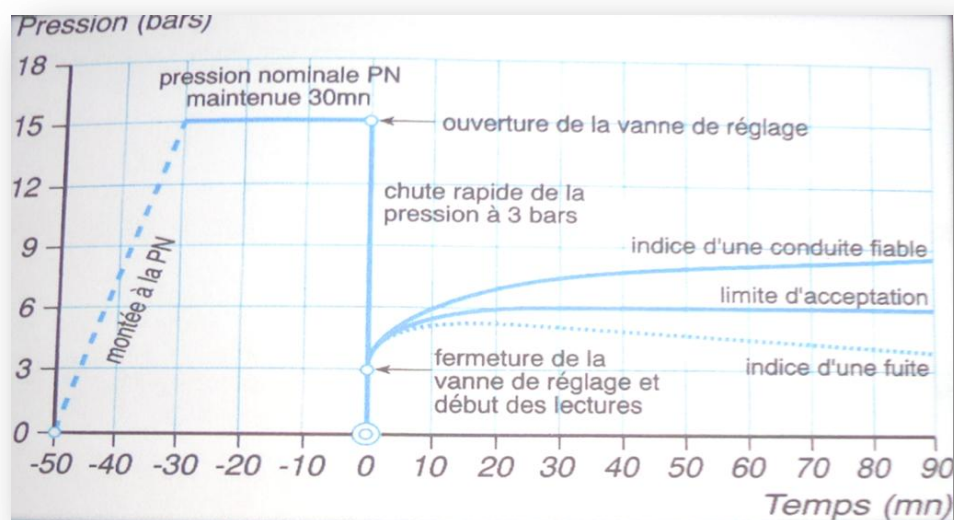


Figure V.13 : Pression d'épreuve pour la conduite en polyéthylène.

V.3.4 Essai général du réseau

Pour se renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau. Il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Après 48 heures de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité, elle ne doit pas dépasser 20%.

V.3.5 Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais éliminées de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisation, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables.

Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

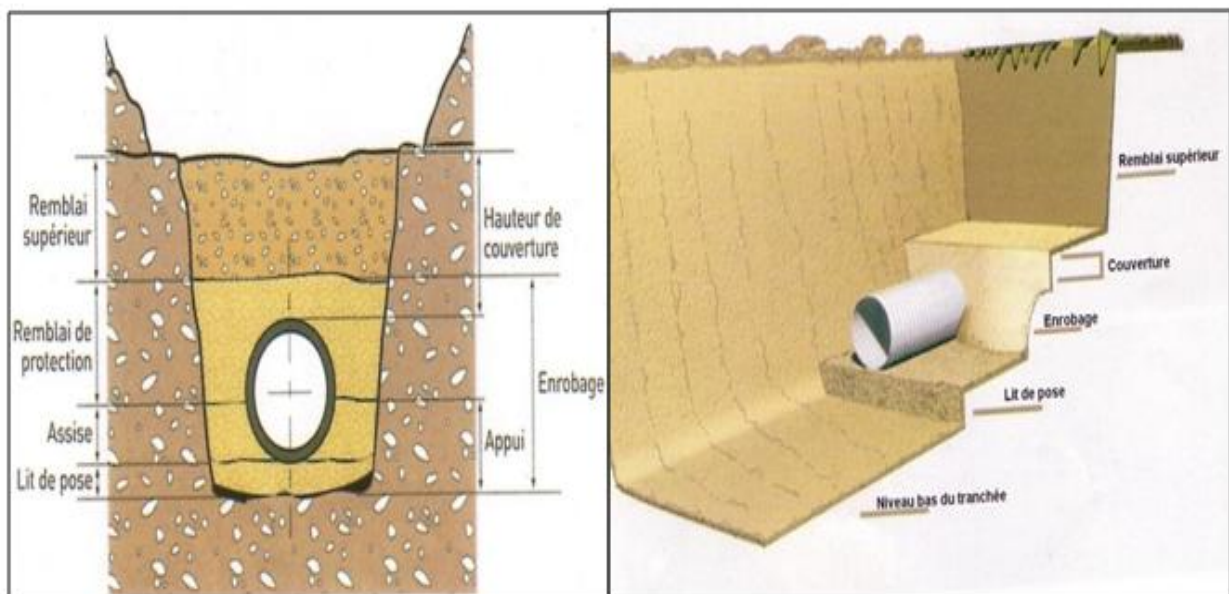


Figure V.14 : Remblayage de fouille.

V.3.6 Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Permanganates de potassium (KMnO_4)
- Hypochlorites de calcium (ClOCa)
- Hypochlorites de sodium (ClONa)

Dans le but d'avoir une bonne désinfection il faut bien respecter le temps de contact et le minimum de la désinfection selon le produit utilisé et la dose introduite.

Désinfection utilisée	Temps de contact minimum, en heures	Dose en mg/l	Précautions
Eau de Javel	24	90 à 150	-Se dégrade rapidement à la lumière -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Hypochlorite de Calcium	24 – 1,2 – 0,5 – instantané	10 – 50 – 150 – 10 000	-Ne pas utiliser en milieu confiné -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Permanganate de Potassium	24	50	-A préparer au moins 24 heures d'avance -Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration)

Tableau V.1 : Produits et doses de désinfection.

Remarque :

Après la désinfection un rinçage du réseau d'adduction à l'eau claire est impératif.

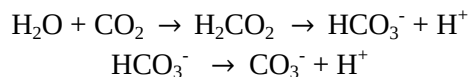
V.4 Protection des conduites contre la corrosion

V.4.1 Définition

La corrosion est définie comme étant la destruction des métaux sous l'effet des réactions chimiques et électroniques lorsqu'ils sont en contact avec un milieu gazeux ou aqueux. Cette destruction se traduit par perforation caractéristique d'une attaque sous forme d'une couche de rouille croûteuse ou filandreuse, en annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

V.4.1.1 Corrosion chimique

Elle provient généralement de la présence, dans l'eau, d'un gaz dissous tel que CO_2 et O_2 ; la réaction chimique aboutit à une ionisation :

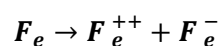


Ceci conduit à une augmentation de la concentration des ions H^+ , dans une base de pH. Ce qui provoque une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe de métal et de milieu ambiant.

V.4.1.2. Corrosion électrochimique

Dans ce cas, la corrosion est due à une électrolyse caractérisée par la circulation d'un courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par la différence de potentiel engendrée par la juxtaposition d'une masse humide et saline (milieu ambiant ou baigne la conduite), d'une composition, chimiquement, différente et dans les quelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différente. Se qui nous amène à une dissolution qui n'est rien d'autre qu'une oxydation du métal. Ceci se traduit par une perte des électrons dans le cas de fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.



Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieure en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant électrique continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations, en forme de cratères très caractéristique, ou attaque sous forme de couches de rouille crouteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. [9]

V.4.2 Les facteurs influençant la corrosion

Les corrosions internes et externes dans le cas des conduites enterrées en acier utilisées pour le transport des eaux sont dues à différents facteurs tel que :

- La nature du sol
- L'installation électrique à courant continu situées au voisinage des réseaux en eau
- La nature de l'eau
- Le matériau de la conduite
- La variation de la température de l'eau transportée
- L'agressivité, de certaines eaux transportées, due soit au PH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau.

Afin d'éviter et remédier au problème de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

V.4.3 Protection contre la corrosion

V.4.3.1 Protection externe

Avant de mettre les conduites il y a lieu de les protéger contre la corrosion, et pour cela on utilise l'une des méthodes suivantes :

- Protection des conduites avec revêtement bitumeux.
- Protection cathodique.



Figure V.15: Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.

V.4.3.2 Protection des conduites avec revêtement bitumeux

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante. Le revêtement peut être :

- Simple : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2,5 et 3 mm.
- Double : l'épaisseur est de 5 à 6 mm.
- Renforcée : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé. Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

Remarque

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

V.4.3.3 Protection cathodique

Elles existent deux méthodes :

a) Méthode de protection par anode réactive

Elle consiste à relier, en plusieurs points, la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que le fer (soit le zinc ou le magnésium), de façon à avoir des piles où la conduite sera la cathode et la pièce de métal joue le rôle de l'anode.

Cette dernière est un cylindre de 15 à 30 Kg, dispose dans notre cas à 3 m de la conduite, à cause du terrain accidenté (Figure) [9]

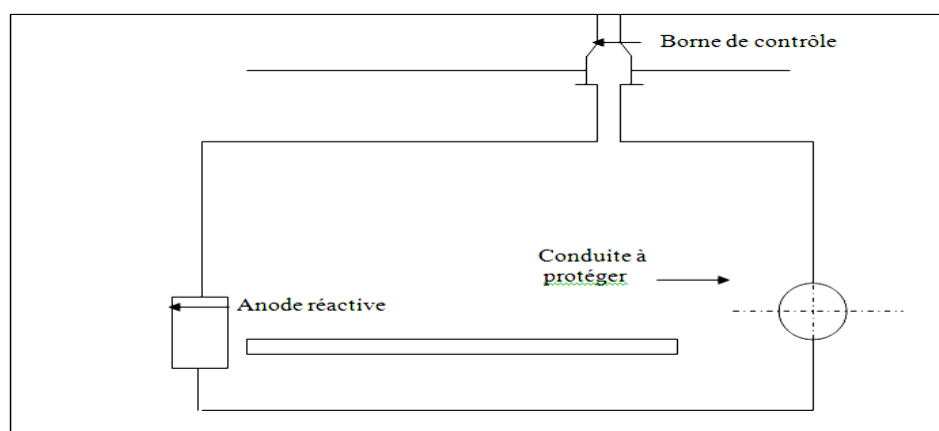


Figure V.16 : Méthode de protection par anode réactive.

b) Méthode de protection par soutirage de courant

Elle consiste à relier la conduite à un pôle négatif d'une prise de terre, généralement constituée des vieux rails enterrés à une centaine de mètres de la conduite.[9]

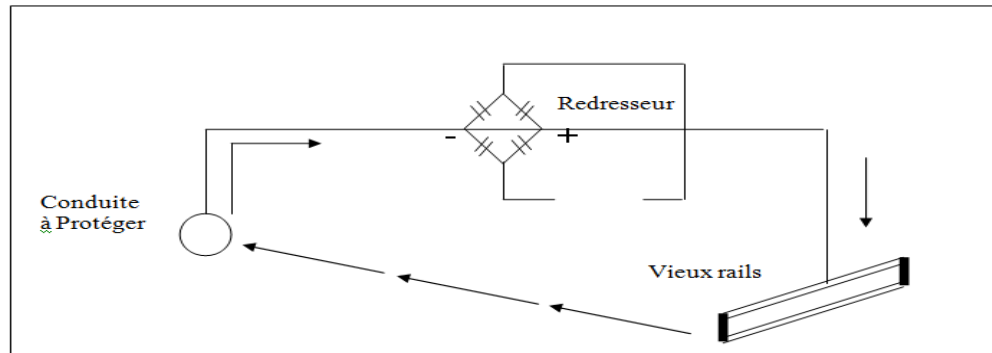


Figure V.17 : Méthode de protection par soutirage de courant.

V.4.4 Protection contre la corrosion interne

Les eaux fortement minéralisées provoquent sur les parois des conduites des dépôts surtout à faible vitesse de l'eau.

Ces dépôts constituent de petites piles qui entraînent des perforations du métal, cet effet néfaste peut être également celui de l'eau contenant le fer même à dose réduite.

V.5 Conclusion

Etant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables sur le long de tracé.

Le problème de corrosion est éliminé, d'une manière significative, par le choix d'un nouveau matériau dont est le tube Polyéthylène (P.E).

Enfin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VI.1 Introduction

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau, qui est une source ou un forage, au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

Dans ce chapitre, nous allons faire l'étude des connexions sur la conduite de transfert du barrage Koudiet Acerdoune de la commune d'Assi Youcef. Comme spécifié dans le chapitre II, nous allons faire le calcul des conduites tout en tenant compte de l'accroissement démographique.

VI.2 Types d'adduction

On distingue généralement trois (03) types d'adductions :

VI.2.1 Adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge)

Quand la cote piézométrique source est supérieure à la cote piézométrique de réservoir.

VI.2.2 Adduction par refoulement (*écoulement en charge seulement*)

L'écoulement se fait sous pression, par pompage en utilisant une station de pompage. On rencontre ce type d'adduction lorsque la cote piézométrique source est inférieure à la cote piézométrique de réservoir.

VI.2.3 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 conduite est assuré par un réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

VI.3 Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

VI.3.1 Ecoulement à surface libre

Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :

- faible pente et sensiblement constante
- les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge
- longueurs des aqueducs généralement grandes
- faible vitesse donc grande section transversale
- systèmes particuliers selon topographie naturelle : sur arcades, en siphon, en tunnel,
- des pertes possibles d'eau : évaporation, infiltration possible
- qualité des eaux : possibilité de drainage de la pollution

VI.3.2 Ecoulement en charge

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression.

Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs ;
- l'eau est isolée du milieu extérieur : moins de pertes et pas de risque de pollution
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite.

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.

VI.4 Choix du tracé

Le tracé de la conduite d'adduction a été choisi conformément aux conditions suivantes :

- Choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économiques et suivant les voies d'accès préexistantes pour faciliter les travaux ainsi que les acheminements du matériel.
- Recherche un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contre-pentes qui donnent lieu à des cantonnements d'air.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et fin de diminuer les pertes de charge.

VI.5 Choix du type de matériau

Le choix du matériau est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir le diamètre, la pression de service, la nature du terrain, les coûts de fourniture et de mise en œuvre, la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchements, les réparations en cas de fuites et sa disponibilité sur le marché.

VI.5.1 Types des tuyaux

- Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction sont en acier, en béton armé et en béton précontraint. En ce qui concerne les tuyaux de distribution, on utilise généralement des tuyaux en fonte, en amiante-ciment et en matière plastique.

- Les tuyaux en plomb, en cuivre et en plastique sont utilisés en branchements et dans les installations sanitaires

Il existe plusieurs types de tuyaux que l'on peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués :

Autrefois les canalisations étaient à base de plomb et de bois.

- **Tuyaux en plomb :**

La plus ancienne canalisation était à base de plomb, et aussi les premières à être utilisées sous pression avec des diamètres qui atteignent les 200 mm. Elles sont faites de feuilles de plomb roulées et soudées longitudinalement, ce qui représente un travail de plomberie remarquable.

Même si le plomb est un matériau indestructible et très robuste, il n'est plus utilisé pour deux (02) raisons :

1-A cause de son prix élevé ;

2-Il est mis en solution par les eaux douces dans certaines circonstances ainsi il risque de provoquer la maladie appelée : Saturnisme.

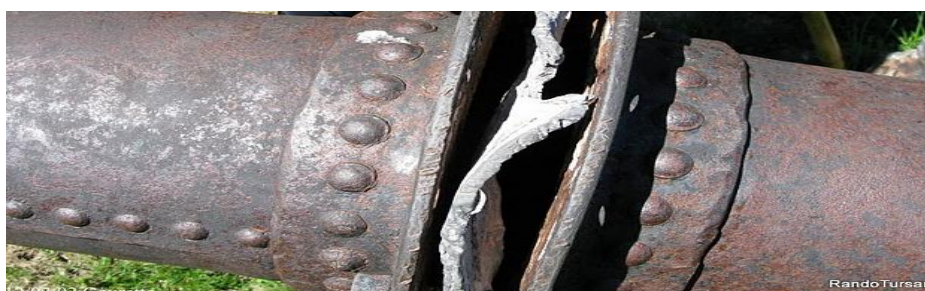


Figure VI.1: Tuyaux en plomb AEP.

- **Tuyaux en bois :**

Après le plomb, ils ont beaucoup utilisé les canalisations en bois, il s'agissait de troncs d'arbres creusés à la main et cerclés d'acier, ces canalisations représentaient un très gros travail de menuiserie, mais étaient relativement fragiles et rapidement détruites par les pourritures.



Figure VI.2 : Tuyaux en bois AEP.

Actuellement, et après avoir découvert d'autres matériaux, les canalisations sont faites à bases de ces derniers, et on cite à titre d'exemple :

- **Tuyaux en acier :**

C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccords et bifurcations). Les tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi-cylindres ou tôle en hélice). L'acier nécessite un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille : anti-corrosion).

Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. les diamètres disponibles sont de 0,150 m à 1,00 m avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars.



Figure VI.3 : Tuyaux en acier AEP.

- **Tuyaux en fonte :**

La fonte grise est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites enterrées, par sa longévité. Les tuyaux en fonte sont très robustes, résistants à la corrosion mais fragiles. Ensuite, la fonte ductile a été découverte (nouveau procédé de fabrication avec addition au moment de la coulée d'une très faible quantité de Magnésium), qui n'est plus fragiles. Ce métal a des résistances analogues au tuyau acier.

Ces tuyaux nécessitent aussi un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille : anti-corrosion).

La longueur utile des tuyaux est de 6m. Tous les diamètres sont disponibles, de 0,060 m jusqu'à 1,250 m. la pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité (ϵ) de 0,1 mm.



Figure VI.4 : Tuyaux en fonte ductile AEP.

- **Tuyaux en béton armé :**

Ces tuyaux sont fabriqués par centrifugation ou coulés debout (seulement pour les grands diamètres). Les longueurs de tuyaux varient de 4 à 6 m. Les diamètres disponibles sont de 0,300 m à 1,00 m. La pression de service pouvant atteindre 20 bars.



Figure VI.5 : Tuyaux en béton armé.

- **Tuyaux en béton précontraint :**

Ces tuyaux sont, en général, précontraints dans deux sens : une précontrainte longitudinale et une précontrainte dans le sens des spires. Les longueurs de tuyaux varient de 3 à 6 m, selon les diamètres. Le plus petit diamètre de ces tuyaux est de 0,400 m et le plus grand pouvant atteindre 3,00 m. la pression de service pouvant atteindre 20 bars.



Figure VI.6 : Tuyaux en béton précontraint AEP.

- **Tuyaux en amiante-ciment :**

Dans ce type de tuyaux, les fibres d'amiante remplissent le rôle d'armatures d'une manière analogue aux armatures en acier d'un tuyau en béton armé. Toutefois, ces tuyaux, quoique très résistants, restent fragiles. Ces tuyaux sont fabriqués par enroulement continu, avec compression, de couches successives très minces (0,2 mm) composées d'un mélange d'amiante en fibres et de ciment autour d'un mandrin d'acier.

La longueur utile des tuyaux en amiante-ciment varie de 4 à 5 m. les diamètres disponibles sont de 0,040 m à 0,800. La pression de service varie de 5 à 25 bars suivant la classe de résistance (4 classes sont fournies : 0+5, 5+8, 8+12 et 12+25 bars). Ces tuyaux ont aussi une rugosité (ϵ) inférieure à 0,1 mm.



Figure VI.7: Tuyaux en amiante-ciment AEP.

- **Tuyaux en matière plastique**

On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides.

- ✓ **les tuyaux rigides** : Sont en « polychlorure de vinyle non plastifié » (ou PVC). Ils sont fabriqués par longueurs de 5 à 6 m et en 3 classes de pression : 6,10 et 16 bars.



Figure VI.8 : Tubes PVC AEP.

- ✓ **les tuyaux semi-rigides** : sont en polyéthylène et se présentent sous forme de couronnes de 25,50 et 100 m de longueur. Ces tuyaux sont de plus en plus utilisées : très souples, très légers, faciles à poser, de faibles rugosité.

On n'en fabrique que les petits diamètres, le diamètre intérieur maximal étant de 0,375 m.



Figure VI.9 : Tubes en PEHD AEP.

Dans le tableau suivant, nous présentons les avantages et les inconvénients des différents types de tuyaux utilisés couramment dans les alimentations en eau potable (**d'après Fresenius, 1980**).

Matériau	Avantages	Inconvénients	Valeur du (€)
Fonte ductile	- Certaines résistances à la corrosion, bonne sûreté contre les ruptures, capacité de dilatation, technique de pose économique, sans problèmes.	- Plus sensibles que la fonte grise aux courants vagabonds et les sols agressifs	0,1-0,5
Tuyaux en acier	- Haute élasticité, moins d'assemblages, bonne déformabilité, bonne sécurité contre les ruptures, assemblages par soudure imperméables pour longtemps.	- Corrodables si isolations défectueuses, par isolation ultérieure, extérieure et intérieure, grande dépenses de temps, pour les assemblages par soudure des ouvriers spécialisés sont nécessaires, protection cathodique nécessaire.	0,05-0,5
Tuyaux en amiantement	- Résistants à la corrosion, non conducteurs d'électricité, affaiblissement par chocs, petit poids, pas de dépôts, pose économique.	- Sensibles aux chocs et cassures, réparations plus coûteuses, sensibles aux eaux agressives et aux sols.	0,05-0,1
Tuyaux en béton précontraint	- Résistants à la corrosion, bonne résistances aux ruptures, pas d'incrustation, colmatage des petites inétanchéités, non conducteurs d'électricité.	- Poids élevé, réparations coûteuses, dérivations et raccordement très difficiles.	0,1-0,25
Tuyaux en matières synthétique	- Petits poids, grandes longueurs, résistants aux corrosions, pas d'incrustations, flexibilité, Economique, pose facile, non conducteurs d'électricité	- Sensibles aux coups, inflammables, la résistance diminue avec l'âge, sensibles a la température, fissures de résistances aux sollicitations mécaniques	0,007-0,015

Tableau VI.1: Avantages et les inconvénients des différents types de tuyaux utilisés couramment dans les alimentations en eau potable (**d'après Fresenius, 1980**).

VI.6 Système de raccordement

VI.6.1 Les raccords

Selon le type de tuyau on attribue pour chacun d'eux un genre de raccord spécifique :

VI.6.1.1 Raccords pour les tuyaux en fonte

- **Raccords mobiles :**

- Emboitement à vis ;
- Emboitement à contre bride ;
- Emboitement auto étanche.

- **Raccords indéboitable :**

- Emboitement à vis avec verrouillage, brides ;
- Emboitement auto étanche avec verrouillage.

VI.6.1.2 Raccord pour les tuyaux en acier

- **Raccords verrouillés rigides :**

- Soudure bout à bout ;
- Emboitements soudés ;
- Manchons soudés ;
- Emboitements sphériques soudés ;
- Brides.

- **Raccords verrouillées mobiles :**

- Emboitement avec dispositif résistant à la traction ;
- Emboitement à vis avec dispositif de verrouillage.

- **Raccords à verrouillage limité :**

- Raccords coulissants avec dispositif de serrage

- **Raccords sans verrouillage :**

- Emboitement simple ;
- Emboitement Ségu ;
- Raccords Reka.

VI.6.1.3 Raccords pour les tuyaux en béton

- Bague d'étanchéité de section circulaire.

VI.6.1.4 Raccords pour les tuyaux en amiante ciment

- Exécution standard pour les nouvelles conduites :
 - Raccords en amiante ciment mobiles aux deux extrémités ;
 - Manchons coulissants ;
 - Raccords résistant à la traction.

VI.6.1.5 Raccords pour les tuyaux en polyéthylène dure ou souple

- Résistant à la traction :
 - Manchons soudés, pour les diamètres extérieurs des tuyaux jusqu'à 160 mm ;
 - Soudure bout à bout, pour les diamètres extérieurs des tuyaux depuis 90 mm ;
 - Raccords métalliques avec bague de serrage ou blocage, résistant à la traction selon les indications de l'usine.
- Raccords à emboîtement, pour les diamètres extérieurs des tuyaux depuis 63 mm.

VI.6.2 Les raccordements

Le tube PEHD peut s'assembler et se raccorder de trois façons différentes :

- Par raccords de compression : utilisés surtout pour les branchements (Dn 20 au Dn 63) ;
- Par soudure bout à bout : généralement utilisée à partir du Dn 200 ;
- Par manchons électro-soudables : Dn 20 au Dn 250.

VI.6.2.1 Assemblage par raccord de compression

Ces raccords sont soit en matière plastique ou métallique, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

Ce type de raccordement est conseillé pour les petits diamètres (90 mm au maximum)



Figure VI.10 : Raccord de compression.

VI.6.2.2 Accessoires électro-soudable

Les raccords électro-soudables sont des pièces en PE équipées d'une résistance intégrée à la surface interne du raccord qui, après assemblage, se trouve au contact du tube ou de la pièce à raccorder.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, les bornes de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

La dissipation, par effet Joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler assurant, grâce à un mélange intime des deux polyéthylènes, une cohésion et une étanchéité parfaites.

Plusieurs types de raccords existent : manchons, coudes, réductions, tés, collets, prises de branchement, piquages...

La qualité du raccordement exige le respect des règles de mise en œuvre en utilisant un outillage spécifique (positionneur, grattoir, coupe tube, produit de dégraissage) complément indispensable de l'automate de soudage.



Figure VI.11 : Soudage par fusion.

Il existe une gamme complète de raccords à souder par fusion pour l'assemblage des tubes en polyéthylène HD.

L'électro-soudage est une technique simple et efficace ; elle nécessite l'utilisation de matériels spécifiques en bon état général, pour assurer la qualité de l'assemblage : désovalisateur, outil de grattage, coupe-tube, positionneurs-redresseurs, automate de soudage, groupe électrogène, Equerres.

VI.6.2.3 Bout à bout

Raccordement de tubes sans apport de matière.

Le soudage bout-à-bout est utilisé pour assembler des tubes et des raccords en polyéthylène d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux, sans apport de matière.

Ce procédé consiste à chauffer à l'aide d'un outil (miroir) les extrémités dressées des tubes et/ou des raccords dans des conditions de pression de contact et de températures prédéfinies.

L'équipement :

Il est généralement constitué de :

- une machine de soudage bout à bout équipée de mâchoires destinées à maintenir en position les éléments à souder,
- une pompe hydraulique permettant le déplacement des mâchoires,
- un miroir chauffant thermo-régulé,
- un outil pour couper le tube,
- un outil pour dresser les surfaces (rabot),
- un générateur électrique.

Un cycle de soudage comprend 5 phases :

Phase 1 : préchauffage - égalisation

Rapprocher les surfaces à souder contre le miroir chauffant, jusqu'à ce qu'elles soient en contact avec celui-ci et parfaitement parallèles.

Il se forme alors deux bourrelets périphériques.

La régularité de l'épaisseur des bourrelets permet de savoir si les surfaces à assembler sont en contact en tous points avec le miroir chauffant.

Phase 2 : chauffage

La chaleur générée par le miroir se diffuse dans les extrémités à souder portant celles-ci à la température de soudage.

La pression pendant le chauffage est réduite à une valeur presque nulle, ce qui garantit un contact régulier des extrémités des tubes contre le miroir chauffant.

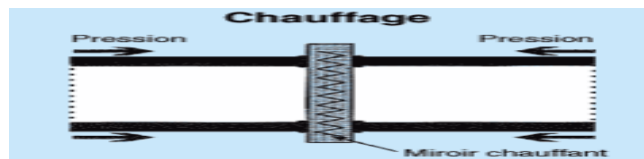


Figure VI.12 : Chauffage.

Phase 3 : retrait du miroir

Une fois que les surfaces d'assemblage sont portées à la température adéquate, retirer le miroir chauffant, sans endommager ni salir les surfaces d'assemblage chauffées.

Rapprocher immédiatement les surfaces à assembler.

La période d'effacement du miroir doit être la plus réduite possible.

Phase 4 : assemblage

Rapprocher les surfaces ramollies. L'opération a lieu en deux phases.

Au moment du contact, la vitesse de rapprochement des surfaces à souder doit être pratiquement nulle.

La pression d'assemblage doit croître, si possible linéairement, jusqu'à la valeur de consigne : $0,15 \pm 0,01 \text{ N/mm}^2$.

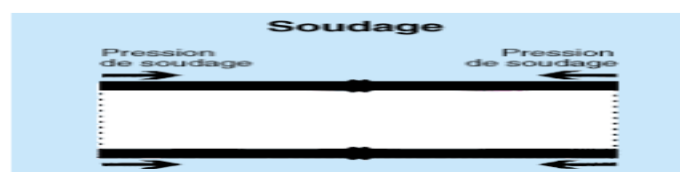


Figure VI.13 : Soudage.

Phase 5 : refroidissement

Laisser en place l'équipement et maintenir la pression constante afin de respecter les temps de refroidissement indiqués dans le tableau.

À l'issue du refroidissement ouvrir les mâchoires et lâcher la pression de la centrale hydraulique.

Après l'assemblage, le tube présente un double bourrelet périphérique dont l'aspect constitue un élément d'appréciation de l'homogénéité de la soudure.

La formation de bourrelets non identiques peut s'expliquer par une différence de comportement rhéologique entre les deux matériaux assemblés.



Figure VI.14 : Les outils et les formes de soudure Bout à bout.

VI.7 Les équipements des conduites d'adduction

Le bon fonctionnement d'un réseau d'adduction nécessite, en service normale comme en cas d'incident, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires pour assurer l'exploitation et la protection du réseau.

Les principaux accessoires qu'on utilise sont :

VI.7.1 Robinets de sectionnement

Il 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 « **robinets quart de tour** » (en petit diamètre seulement).

Elles permettent aussi la vidange d'un tronçon à part ce qui conditionne la présence des robinets de prise sur chaque branchement.

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

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



Figure VI.15 : Vanne à opercule.

b) Vannes papillons :

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



Figure VI.16 : Vanne papillon.

VI.7.2 Ventouses

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

a) Ventouses manuelles :

Sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.



Figure VI.17 : Ventouse manuelle.

b) Ventouses automatiques :

Comporte un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.



Figure VI.18 : Ventouse automatique.

VI.7.3 Les clapets

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

Ils sont disposés principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage (à la sortie de la pompe).



**Clapet
anti-retour,
St Gobain**

Figure VI.19 : Clapet anti-retour, St Gobain.

VI.7.4 Vanne de décharge

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

VI.7.5 Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

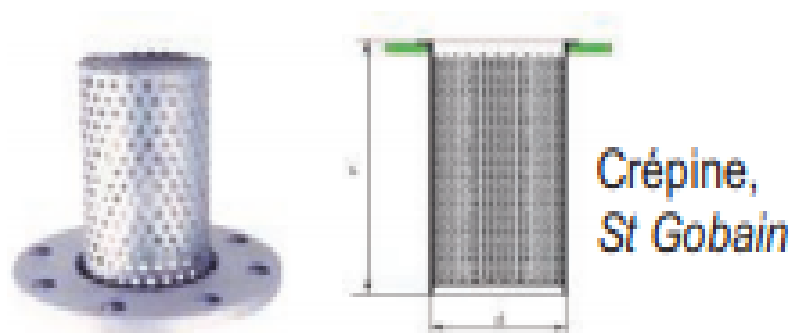


Figure VI.20 : Crépines, St Gobain.

Remarque :

Alors que l'acier présente une grande sensibilité à la corrosion, et une durée de vie moyenne de 20 ans, la font ne résiste pas à la surcharge et aux mouvements du sous sol qui provoque le déboitement des tuyaux, le PEHD par contre lui présente le matériau le plus adapté au transport de l'eau potable.

VI.8 Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement :

Le choix du diamètre d'une canalisation est dicté principalement par des conditions économiques.

Ce sujet étant largement développé dans le domaine de l'hydraulique, nous contenterons de quelques rappels et quelques applications aux réseaux d'eau.

VI.8.1 Charge hydraulique

La charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par :

$$H = \alpha \cdot \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z$$

Avec :

U : la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (**U** = débit/section), en **m/s**.

P : la pression moyenne de la conduite, en **Pa**

g : l'accélération de la pesanteur (**g** = **9,81 m/s²**)

z : la cote moyenne de la conduite, en **m**

ρ : La masse volumique de l'eau (**ρ** = **1000 kg/m³**)

α : Coefficient du à la non homogénéité des vitesses dans la section ($\alpha \cong 1,5$), nous le prendrons, dans la suite, **égal à 1**.

Soit **H₁** la charge hydraulique dans la section **S₁** et **H₂** dans la section **S₂**, le théorème de **Bernoulli** pour un fluide réel, permet d'écrire :

$$H_1 = H_2 + J_t$$

Avec :

J_t : (noté aussi ΔH) représente la perte de charge totale entre la section **S₁** et **S₂**.

VI.8.2 Pertes de charge

Ces pertes de charge sont en réalité de deux types :

- Perte de charge linéaire (ou répartie sur toute la longueur de la conduite) : due aux frottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations.
- Perte de charge singulière (ou locale) : due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation.

VI.8.2.1 Perte de charge linéaire

Un fluide réel, ou en mouvement, subit des pertes d'énergie dues aux frottements sur les parois de la canalisation. Ces frottements sont dus au fait que la viscosité du liquide n'est jamais nulle et que la paroi de la conduite n'est jamais lisse. Nous enregistrons une dissipation et une diminution de la charge totale le long de la conduite. De très nombreuses études depuis le 19^{ème} siècle ont été menées visant la détermination de la perte de charge en fonction du débit et de la section.

La perte de charge unitaire **j** est donnée par l'expression universelle suivante (formule dite de **Darcy-Weisbach**) notée :

$$j = \lambda \frac{v^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

Avec :

- j : perte de charge unitaire (m/ml) ;
- V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de perte de charge.

➤ Détermination de λ

Le coefficient de frottement λ , dépend du régime d'écoulement, il est donné en fonction du nombre de Reynolds ($Re = \frac{VD}{\nu}$) et de la rugosité relative (ϵ/D), ϵ étant la rugosité de la conduite et ν est la viscosité cinématique de l'eau. il existe une grande variété de formule plus au moins empiriques pour le déterminer. Une fois λ est déterminé, on l'injecte dans la formule de **Darcy-Weisbach** pour avoir la perte de charge unitaire j.

En se référant au diagramme logarithmique de Moody (voir ANNEXE VI-1) et ayant ces deux derniers paramètres on pourra déterminer le coefficient de frottement λ .

- **En régime laminaire :**

λ est indépendant de la rugosité relative, il est uniquement fonction du nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de **Poiseuille**.

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

- **En régime turbulent lisse**

λ sera calculé avec la formule de **Prandtl** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2. \log(R_e \sqrt{\lambda}) - 0,8$$

- **En régime turbulent rugueux**

λ sera calculé avec la formule de **Nikuradse** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = (1,14 - 2 \log \frac{\epsilon}{D})$$

D'où :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Avec :

λ : coefficient de frottement du tuyaux ;

ε : La rugosité absolue ;

D : Diamètre de la conduite ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative.

- **En régime transitoire :**

λ sera calculé avec la formule de **Colebrook-White** suivante :

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

Cette formule se base sur des approximations successives :

En première approximation λ est déterminé par la formule de NIKURADSE, la valeur sera remplacée dans le second membre de la relation de COLEBROOK-WHITE, d'où on aura une valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression mathématique soient égaux.

➤ **Détermination de la rugosité :**

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des rugosités de la paroi du tuyau.

La rugosité relative ($\frac{\varepsilon}{D}$) est le rapport de la rugosité absolue (ε) au diamètre de la conduite (D)

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \cdot T$$

Avec :

ϵ : Rugosité de service ;

ϵ_0 : Rugosité à l'état neuf. ($\epsilon_0 = 10^{-4}$ pour l'acier) ;

α : Coefficient de vieillissement, $\alpha = 3 \times 10^{-5}$ m/a ns ;

T : La durée d'utilisation de la conduite ($T = 30$ ans).

Dans la pratique, ϵ est prit égale :

- Pour l'acier 10^{-3} m
- Pour la fonte ductile $\epsilon = 0,03$ mm ;
- Pour le PEHD :

Si $D \leq 200$ mm on a $\epsilon = 0,01$ mm ;

Si $D > 200$ mm on a $\epsilon = 0,02$ mm.

➤ **Détermination de Nombre de Reynolds (Re) :**

Est une valeur adimensionnelle donnant une idée sur la nature de l'écoulement, elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Ou :} \quad \text{Re} = \frac{V.D}{\vartheta} \quad \Rightarrow \quad \text{Re} = \frac{\rho.V.D}{\mu}$$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

ϑ : Viscosité cinématique de l'eau.

ρ : Masse volumique (kg/m^3)

μ : Viscosité dynamique.

Température (C°)	Viscosité cinématique (en $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)
0	1,80
5	1,50
10	1,29
15	1,12
18	1,04
20	0,99

Tableau VI.2 : valeurs de la viscosité cinématique de l'eau en fonction de la température.

En fonction de la valeur de nombre de Re, nous avons la classification suivante :

- $R_e < 2100$ $\Rightarrow$ Régime laminaire ;
- $2100 < R_e < 4000$ $\Rightarrow$ Régime Transitoire ;
- $R_e > 4000$: $\Rightarrow$ Régime turbulent.

Formule de Hazen-Williams.

Par ailleurs la formule de **Hazen-Williams** peut aussi être utilisée pour le calcul de la perte de charge unitaire comme suit :

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} \cdot \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} \cdot D^{4,871}}$$

Avec :

D : diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

Q : débit de l'eau à véhiculer (l/s) ;

C_{hw} : coefficient de **Hazen-Williams**, qui dépend de la rugosité de la conduite, il varie entre 80 et 150.

Généralement, les valeurs prises sont les suivantes :

- 136 pour les conduites neuves ;
- 95 pour les conduites vétustes.

Dans ce cas la perte de charge linéaire J (m) est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit :

$$J = j \cdot L \quad (\text{m})$$

Des tables de perte de charge linéaire sont données dans (ANNEXE VI-2). Ces tables donnent les valeurs de $J = f(D, \varepsilon, Q)$. Ces tables peuvent en effet avoir plusieurs utilisations :

Paramètres connus	Détermination de
(D, ε, Q) .	J
(D, ε, J) .	Q
(J, ε, Q) .	D
(D, Q, J)	ε

Tableau VI.3 : Les différentes utilisations des tables de perte de charge.

VI.8.2.2 Pertes de charge singulière

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement due aux changements de la section de la conduite (élargissements, rétrécissements, diaphragmes,...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivation, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des « ouvrages courts » et provoquent des pertes de charge locales.

La perte de charge locale (notée ΔH) provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$J' = K \frac{v_{\text{moy}}^2}{2g} \quad (\text{m})$$

Avec :

J' : perte de charge singulière (m) ;

K : coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

v_{moy} : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

Signalons que, dans les réseaux industriels, les pertes de charges singulières sont généralement négligeables devant les pertes de charges linéaires, compte tenu de la longueur importante des conduites. Donc on estime les pertes de charge singulières à 15% des pertes de charge linéaires.

$$J' = 0,15 J \quad (\text{m})$$

VI.8.2.3 Pertes de charge Totales

Les charges totales J_t le long de la conduite, est la somme des deux pertes de charge (singulières et linéaires)

$$J_t = J + J'$$

$$J_t = J + 0,15 J$$

D'où :

$$J_t = 1,15 \lambda \frac{L}{D} \frac{v_{\text{moy}}^2}{2g}$$

VI.8.3 Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge :

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, ou l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendante du nombre de Reynolds (formule de Nikuradse) $\lambda = f(\frac{\varepsilon}{D})$. L'expression de la perte de charge linéaire J devient alors, pour les conduites circulaires et en introduisant le débit Q :

$$J = \frac{8 \lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad \text{Soit sous la forme :} \quad J = R. Q^2$$

Ou $R = f(L, \varepsilon, D)$ ne dépend donc que des caractéristiques de la canalisation est appelé la résistance de la conduite.

La courbe J en fonction de Q^2 fournit donc la caractéristique de cette conduite :

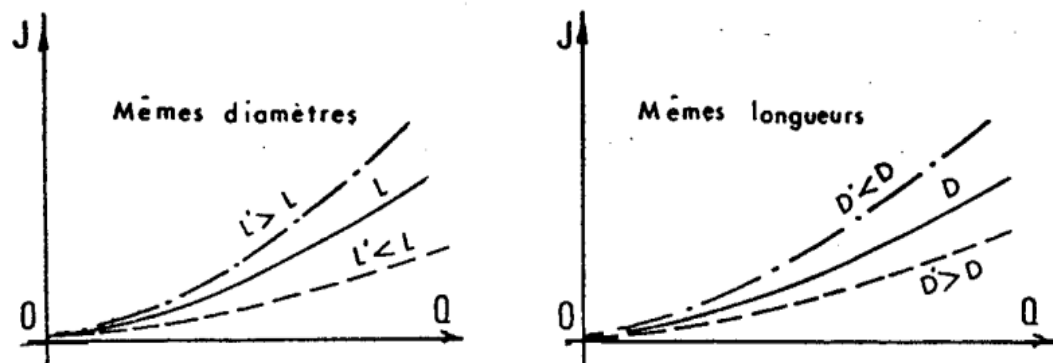


Figure VI.21 : Caractéristiques hydraulique de la conduite en charge.

VI.8.3.1 Calcul des réseaux de conduites

Dans un réseau d'adduction ou de distribution, nous pouvons rencontrer des conduites placées en série et/ou des conduites placées en parallèle.

- **Conduites en série :**

Les conduites en série sont traversées par le même débit. La perte de charge totale étant la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots$$

$$J_{\text{tot}} = J_1 + J_2 + J_3 + \dots$$

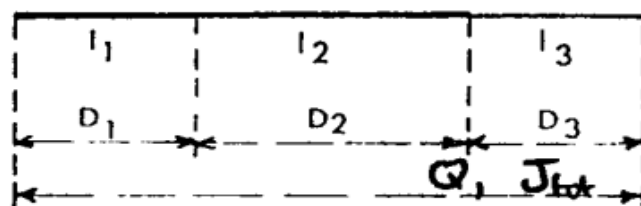


Figure VI.21 : Conduite en série.

- **Conduites en parallèle :**

Les conduites en parallèles ont la même perte de charge. Le débit total traversant toutes les conduites est la somme des débits :

$$Q_{\text{tot}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$

$$J_1 = J_2 = J_3 = \dots$$

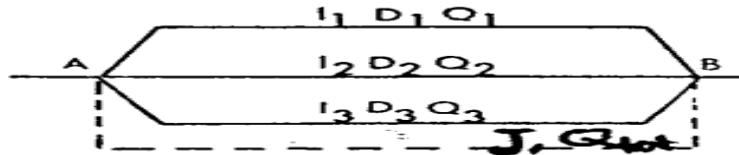


Figure VI.22 : Conduite en parallèle.

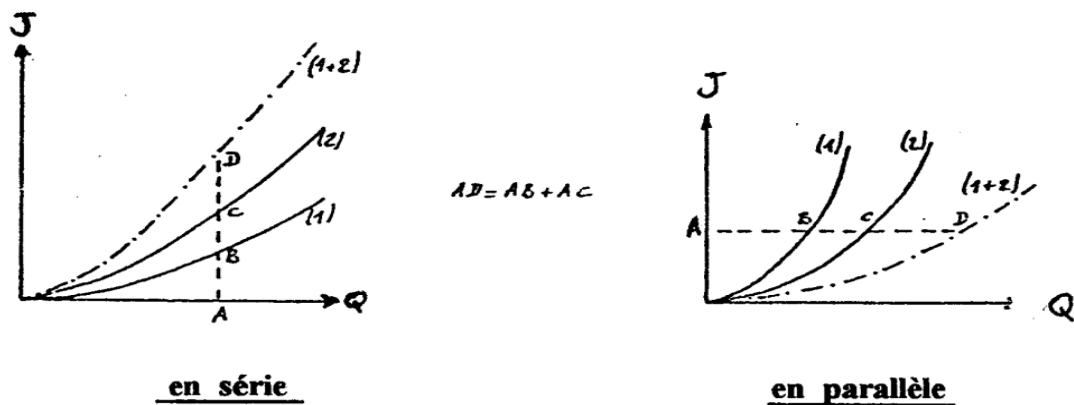


Figure VI.22 : Caractéristiques hydrauliques des conduites en série et en parallèle.

VI.8.4. Choix des diamètres

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un débit Q à une hauteur H_g donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- **Les frais d'achat et de pose de la conduite (F_a) :** qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente : $F_a \nearrow$ quand $D \nearrow$
- **Les frais de fonctionnement de la station de pompage (F_e) :** qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge : $F_e \searrow$ quand $D \nearrow$.

Si on adopte donc un grand D , F_a est grand et F_e est faible. Au contraire, si on adopte un petit D , F_a est plus faible mais F_e est plus grand.

Le diamètre le plus économique (ou optimal) est alors donné par les dépenses totales minimales ($F_a + F_e$ actualisé).

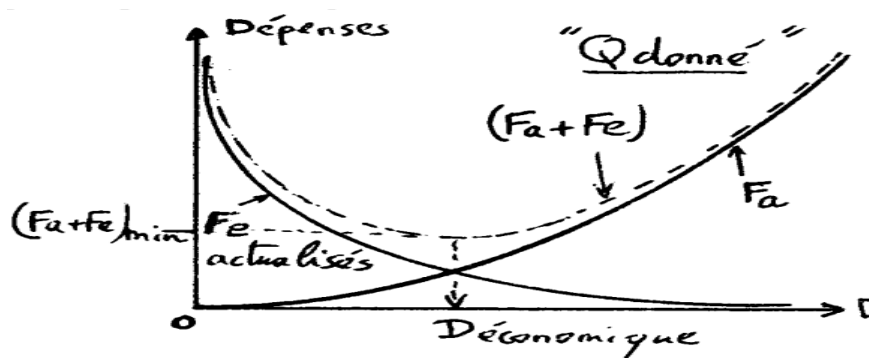


Figure VI.23 :

VI.8.4.1 Evaluation des frais d'amortissement et d'exploitation

a) Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (F_a) sont égaux au prix de revient total de la conduite (P) (compte tenu de la pause, fourniture et terrassements) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A) .

$$F_a = P . L . A \quad (DA)$$

Dont :

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

Avec :

P : prix par mètre linéaire de la conduite ;

i : Taux d'annuité adopté égale à 8 % en Algérie ;

n : Nombre d'années d'amortissement ($n= 30$ ans).

B) Evaluation des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation représentent le coût de revient de l'énergie nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau jusqu'au réservoir. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale qui fait intervenir certains paramètres susceptibles de varier :

- La hauteur géométrique
- Les pertes de charge dans la conduite.

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation (DA)

e : tarif de l'énergie à 4 (DA/KWH) d'après les services de SONELGAZ

E : Energie totale consommée par la pompe (KWH).

c) Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La puissance « p » représente le travail effectuée par la pompe pour élever un débit « Q » à la hauteur manométrique totale (H_{mt}) pendant une unité de temps. Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_{\text{abs}} = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

P_{abs} : puissance total en (KW) ;

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81\text{m/s}^2$) ;

Q : débit refoulé par la pompe en m^3/s ;

H_{mt} : hauteur manométrique totale ;

η : Rendement de la pompe ($0,7 \leq \eta \leq 0,8$) pour nos calculs on prend un rendement de 70%.

d) Calcul de l'énergie consommée par la pompe (à fournir)

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

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad (\text{KWh/an})$$

E : énergie consommée par la pompe en (KWh/an) ;

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

t : nombre d'heure de pompage (dans notre projet d'étude $t = 18$ heures).

e) Bilan des frais

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Il y'a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal.

Le bilan des frais « F_t » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

F_t : frais Total.

F_a : frais d'exploitation.

- **Hauteur géométrique**

La hauteur géométrique (H_{geo}) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter.

La hauteur géométrique est la hauteur d'élévation entre la côte trop plein du réservoir plus 0,5 m et la côte du radier de la station de reprise plus 0,2 m.

$$H_{\text{geo}} = (C_{\text{TP}} + 0,5 \text{ m}) - (C_R + 0,2 \text{ m})$$

Avec :

H_{geo} : Hauteur géométrique.

C_{TP} : Côte Trop-plein du réservoir d'arrivée.

0,5m : La lame d'air.

C_R : Côte radié du réservoir de départ ou de la station de départ.

0,2m : Emplacement de la conduite.

- **Hauteur manométrique**

La hauteur manométrique totale notée H_{mt} est la somme de la hauteur géométrique H_{geo} et des pertes de charges totales, J_t à savoir :

$$H_{mt} = H_{geo} + J_t$$

Quelques formules donnant le diamètre économique ont aussi été proposées. Sans les citer toutes, nous présentons la formule proposée par **Bresse** et celle de **Bonnin**:

Formule de Bresse :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \quad \text{Dans laquelle } Q \text{ en (m}^3/\text{s) et } D \text{ en (m)}$$

Formule de Bonnin :

$$D = 1 \sqrt{Q} \quad \text{Dans laquelle } Q \text{ en (m}^3/\text{s) et } D \text{ en (m)}$$

C'est des formules remarquablement simples et, bien qu'elles soient très anciennes, elles sont encore utilisées de nos jours pour une évaluation rapide du diamètre économique.

Il résulte de la formule de **Bresse** que la vitesse moyenne la plus économique dans une conduite de refoulement est d'environ 0,6 (m/s).

Connaissant le diamètre économique, nous choisissons une gamme de diamètres normalisés, de sorte que le diamètre ainsi calculé appartienne à cette gamme de diamètres. Puis nous entamons une étude comparative, et cela dans un but purement économique. Par suite, nous procédons à l'évaluation des frais d'amortissement, et d'exploitation de chacun des diamètres.

Nous dégagerons enfin le diamètre le plus économique pour notre projet.

VI.9 Conduite d'adduction gravitaire

En ce qui concerne les conduites d'adduction gravitaire, le diamètre doit être déterminé en fonction de :

- la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau et celui de l'aval)
- débit d'eau demandé Q en (m³) ;
- Les pertes de charges en (m) ;

• Il faut quand même vérifier que la vitesse moyenne V de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire : $0,50 \left(\frac{m}{s}\right) \geq V \leq 1,50 \left(\frac{m}{s}\right)$

En effet, une vitesse inférieure à 0,50 (m/s) favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites,.....

VI.9.1 Procédé de calcul du diamètre de la conduite

VI.9.1.1 Calcul de la charge disponible

$$H_d = (C_R + 0,2) - (C_{TP} + 0,5)$$

Avec :

H_d : charge disponible en (m) ;

C_R : Côte de radier du réservoir de départ (m) ;

C_{TP} : côte de trop plein du réservoir d'arrivée (m).

VI.9.1.2 Diamètre économique

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (Dec), en tenant compte du débit Q véhiculé par la conduite telle que :

- Formule de Bonnin : $D_{eco} = \sqrt{Q}$;
- Formule de Bresse : $D_{eco} = 1,50 \sqrt{Q}$;
- Formule de Pavlovski : $D_{eco} = 1,38 Q^{0,48}$;
- Formule classique : $D_{eco} = 1,24 \sqrt{Q}$ (en prenant V égale à 1 m/s).

VI.9.1.3 Vitesse d'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs à l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne dans la conduite par la relation de continuité, de manière à s'assurer qu'elle est acceptable :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

VI.9.1.4 Calcul de la perte de charge

Le calcul de la perte de charge se fera à l'aide de l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en PE (ANNEXE VI-2).

Pour un D_{int} et un débit Q_0 donnés. On trace une verticale qui passe par Q_0 jusqu'au point d'intersection avec la droite D_{int} de ce point, puis on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée. Ainsi nous pourrions déterminer les pertes de charge unitaires (j) et la vitesse (V_{moy}).

V.9.1.5 Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé

$$P = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

Avec :

P : Pression en (m) ;

C_R : Côte du réservoir de départ (m) ;

C_{TP} : Côte de trop plein de réservoir d'arrivée (m) ;

J_t : Pertes de charge totales (m).

Les pertes de charge totale dans le tronçon sont données par la formule suivante :

$$J_t = J + J' \quad (m)$$

Où :

J : Pertes de charge linéaire ;

J' : Pertes de charge singulière est estimée à 15 % de la perte de charge linéaire.

Et :

$$J = j \cdot L \quad (m) \quad J' = 0,15 J = 0,15 \cdot j \cdot L \quad (m)$$

Avec :

j : est la perte de charge unitaire.

Alors :

$$j_t = 1,15 \cdot j \cdot L \quad (\text{m})$$

VI.9.1.6 Calcul de la pression statique du flotteur

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de l'eau dans la conduite quand l'eau atteint le niveau trop-plein dans le réservoir d'arrivée.

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

Avec :

H : hauteur de réservoir de départ (m) ;

P_f : Pression statique du flotteur (m).

VI.9.1.7 Ligne piézométrique et ligne de charge

- **Ligne piézométrique :**

La ligne piézométrique étant un tracé qui permet de connaître la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté à la conduite. Cette ligne de niveau se détermine par application de la loi de **Bernoulli**. Dans la pratique, le calcul se fait pour le débit maximal considéré comme uniforme et en négligeant, dans un premier temps, les pertes de charge singulières, pour en tenir compte on majore la perte de charge d'un certain pourcentage résultant de l'expérience (15 %). En chaque point de la conduite, on calcule aussi la pression en débit nul, la pression pour le débit maximal, la cote par rapport au sol. En un simple coup d'oeil, on constate si la pression est suffisante pour répondre aux besoins, sans pour cela dépasser la valeur de sécurité vis-à-vis de la rupture de la conduite.

- **Ligne de charge :**

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie).

La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(\frac{U^2}{2g})$.

La perte de charge J_t (ou ΔH) entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points. La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendante.

En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (de charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse $(\frac{U^2}{2g})$ reste généralement faible par rapport à la charge statique.

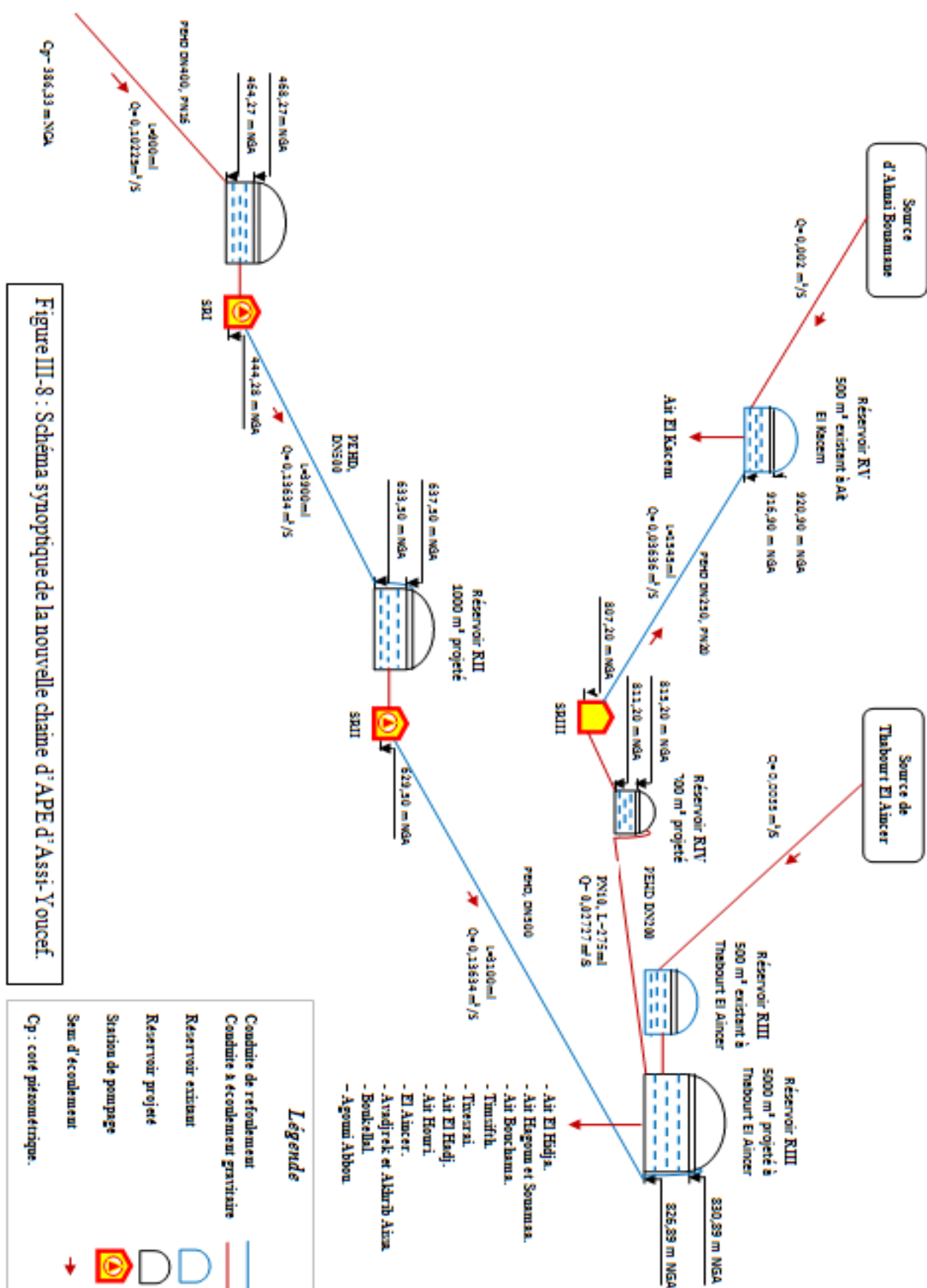


Figure III-8 : Schéma synoptique de la nouvelle chaîne d'Assi-Youcef.

VI.10 Etude technique de projet

Dans le but d'éclaircir bien notre étude il est impératif de noter les choix faits et les points complémentaires dans notre travail tel que :

- Le temps de pompage est pris égal à 18 h, au lieu de 24 h, dans la partie refoulement et cela dans le but d'un fonctionnement rationnel et de la sécurité des pompes, et 24 h pour la partie gravitaire.
- Les besoins en eau potable du village de Thaddert Oufella, ne seront pas additionnés aux besoins de l'ensemble des villages de la commune, car d'après la direction de l'hydraulique de Boghni ce village sera alimenté à partir de la source Thinzerth, autrement dit ce village sera déconnecté de la chaîne d'AEP d'Assi Youcef objet de notre étude.
- Les sources qui alimentent actuellement notre région d'étude sont de l'ordre **7,2 (l/s)**, seront toujours maintenues, donc leurs apports seront retranchés du débit maximum dont a besoin cette région, qui est de l'ordre de **109,453(l/s)**, donc le débit à relever à partir du piquage de la conduite du transfert Koudiet Acerdoune sera de l'ordre de **102,254 (l/s)**.

VI.10.1 Calcul des conduites de refoulement

VI.10.1.1 Détermination du diamètre de la conduite reliant le point de piquage à la station de reprise (SR1) existante

Dans ce tronçon de conduite d'adduction, l'eau se déplace du point de piquage situé à une cote de 386,33 m NGA jusqu'au niveau de trop plein de la station de reprise (SR1) qui est à une cote de 444,28 m NGA, et cela sous l'action de la pression qui règne au sein de la conduite du transfert à partir de barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou, c'est-à-dire la cote piézométrique au niveau de point de piquage est supérieur à celle de la station de reprise (SR1) existante.

a) Caractéristiques de la conduite

- La longueur de la conduite, $L = 900$ m ;
- Côte de projet de point de piquage (cote géométrique), $Z = 386,33$ m NGA ;
- Côte piézométrique au niveau de point de piquage, $C_p = 464,27$ m ;
- Côte de trop plein de la station de reprise (SR1) existante, $C_{tp} = 444,28$ m NGA ;
- Débit alloué, $Q = 0,102254$ (m³/s) ;
- Conduite en PEHD.

b) Calcul de la hauteur piézométrique

$$H_p = C_p - Z$$

Avec

H_p : Hauteur piézométrique (m) ;

C_p : côte piézométrique (m) ;

Z : côte géométrique (m).

$$H_p = 464,27 - 386,33 = 77,94 \text{ m}$$

c) Calcul de la hauteur géométrique

$$H_{\text{geo}} = (C_{\text{tp}} + 0,5) - Z$$

$$H_{\text{geo}} = (448,28 + 0,5) - 386,33 = 62,45 \text{ m}$$

$$H_{\text{geo}} = 62,45 \text{ m}$$

d) Détermination du diamètre de la conduite

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,102254} = 0,320 \text{ m} \Rightarrow D = 320 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,102254} = 0,480 \text{ m} \Rightarrow D = 480 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisé [315, 400, 500].

e) Vérification de la vitesse

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

Pour le diamètre 315 mm ($D_{\text{int}} = 277,6 \text{ mm}$) $\Rightarrow V = 1,70 \text{ m/s} \Rightarrow$ Cette valeur ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement dans les conduites ($0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$).

Pour le diamètre 400 mm ($D_{\text{int}} = 352,6 \text{ mm}$) $\Rightarrow V = 1,05 \text{ m/s} \Rightarrow \text{PN16}$.

Pour le diamètre 500 mm ($D_{\text{int}} = 440,6 \text{ mm}$) $\Rightarrow V = 0,67 \text{ m/s} \Rightarrow \text{PN10}$.

h) Conclusion

La deuxième variante passe mieux au niveau des pressions au sol alors on opte pour le diamètre DN 400 ($D_{\text{int}} = 352,6 \text{ mm}$), dont le matériau utilisé est le PEHD à PN16.

VI.10.1.2 Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR1) au réservoir projeté (RII)

a) Caractéristiques de la conduite (donnés de problème)

- La longueur de la conduite, $L = 3900 \text{ m}$;
- Côte du radier de la SRI, $Z_1 = 444,28 \text{ m NGA}$;
- Côte de trop plein du réservoir de la SRII, $Z_2 = 637,5 \text{ m NGA}$;
- Débit, $Q = 0,136339 \text{ (m}^3/\text{s)}$;
- Conduite en PEHD.

b) Choix de la gamme des diamètres

- $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,136339} = 0,370 \text{ m} \Rightarrow D = 370 \text{ mm}$;
- $D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,136339} = 0,554 \text{ m} \Rightarrow D = 554 \text{ mm}$;
- On prend la gamme normalisé [400, 500, 630].

c) Calcul de la hauteur géométrique

$$H_{\text{geo}} = (C_{\text{tp}} + 0,5) - (C_r + 0,2)$$

$$H_{\text{geo}} = (637,5 + 0,5) - (444,28 + 0,2) = 193,52 \text{ m}$$

$$H_{\text{geo}} = 193,52 \text{ m}$$

d) Calcul des hauteurs manométriques totales

Dext en (mm)	Dint en (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	J	Jt = 1, 15. j. L (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	327,4	0,136339	1,62	/	/	/	/
500	409,2	0,136339	1,04	0,0023169	10,39	193,52	203,91
630	515,6	0,136339	0,65	0,0007516	3,37	193,52	196,89

e) Calcul des frais d'exploitation

Dext en (mm)	Q (m ³ /s)	Puissance en (KW)	Energie en (Kwh/an)	Prix de revient en (DA)	Dépense d'énergie en (DA)
500	0,136339	363,637	2389095,679	4,00	9556382,715
630	0,136339	351,117	2306840,654	4,00	9227362,614

f) Calcul des frais d'amortissement

Dext en (mm)	Prix unitaire de la conduite en (DA/ml)	Longueur de la conduite en (m)	Prix de revient de la conduite en (DA)	Annuité	Frais d'amortissement en (DA)
500	18211,05	3900	71023095	0,0888	6306850,836
630	30911,40	3900	120554460	0,0888	10705236,050

g) Bilan

Dext en (mm)	Frais d'amortissement en (DA)	Frais d'exploitation en (DA)	Bilan
500	6306850,836	9556382,715	15863233,55
630	10705236,050	9227362,614	19932598,66

h) Conclusion

Dans ce tronçon on opte pour le diamètre DN500 (Dint=409, 2), dont le matériau utilisé est le PEHD à PN20.

VI.10.1.3 Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la (SR1I) au réservoir (RIII) existant à Tabourth Laincer
a) Caractéristiques de la conduite

- La longueur de la conduite, $L = 3100$ m ;
- Côte du radier de la SR1I, $Z_1 = 629,5$ m NGA ;
- Côte de trop plein du réservoir de la RIII, $Z_2 = 830,89$ m NGA ;
- Débit, $Q = 0,136339$ (m³/s) ;
- Conduite en PEHD.

b) Choix de la gamme des diamètres

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,136339} = 0,370m \Rightarrow D = 370mm$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,136339} = 0,554m \Rightarrow D = 554mm$$

On prend la gamme normalisé [400, 500, 630]

c) Calcul de la hauteur géométrique

$$H_{\text{geo}} = (C_{\text{tp}} + 0, 5) - (C_r + 0, 2)$$

$$H_{\text{geo}} = (830, 89 + 0, 5) - (629, 5 + 0, 2) = 201, 69 \text{ m}$$

$$H_{\text{geo}} = 201, 69 \text{ m}$$

d) Calcul des hauteurs manométriques totales

Dext en (mm)	Dint en (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	j	Jt = 1,15.j. L (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	327,4	0,136339	1,62	/	/	/	/
500	409,2	0,136339	1,04	0,0023169	8,226	201,69	209,95
630	515,6	0,136339	0,65	0,0007516	2,68	201,69	204,37

e) Calcul des frais d'exploitation

Dext en (mm)	Q (m³/s)	Puissance en (KW)	Energie en (KWh/an)	Prix de revient en (DA)	Frais d'exploitation (DA)
500	0,136338667	374,405	2459844,153	4,00	9839376,610
630	0,136338667	364,454	2394461,953	4,00	9577847,813

f) Calcul des frais d'amortissement

Dext en (mm)	Prix unitaire de la conduite en (DA/ml)	Longueur de la conduite en (m)	Prix de revient de la conduite en (DA)	Annuité	Frais d'amortissement en (DA)
500	18211,05	3100	56454255	0,0888	5013137,844
630	30911,4	3100	95825340	0,0888	8509290,192

g) Bilan

Dext en (mm)	Frais d'amortissement en (DA)	Frais d'exploitation en (DA)	Bilan
500	5013137,844	9839376,610	14852514,45
630	8509290,192	9577847,813	18087138,00

h) Conclusion

Dans ce tronçon on opte pour le diamètre DN500 (Dint=409,2), dont le matériau utilisé est PEHD à PN20.

VI.10.1.4 Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la (SR1II) au réservoir (RV) existant à Ait EL Kacem

a) Caractéristiques de la conduite (donnés de problème)

- La longueur de la conduite, $L = 1545 \text{ m}$;
- Côte du radier de la SR1II, $Z_1 = 807,2 \text{ m NGA}$;
- Côte de trop plein du réservoir de la RV, $Z_2 = 920,9 \text{ m NGA}$;
- Débit, $Q = 0,0363570 (\text{m}^3/\text{s})$;
- Conduite en PEHD.

b) Choix de la gamme des diamètres

- $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0363570} = 0,190 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 190 \text{ mm}}$;
- $D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,0363570} = 0,286 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 286 \text{ mm}}$;
- On prend la gamme normalisé [200 ,250 ,315].

c) Calcul de la hauteur géométrique

$$H_{\text{geo}} = (C_{\text{tp}} + 0,5) - (C_r + 0,2)$$

$$H_{\text{geo}} = (920,9 + 0,5) - (807,2 + 0,2) = 114 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{\text{geo}} = 114 \text{ m}}$$

d) Calcul des hauteurs manométriques totales

Dext en (mm)	Dint en (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	j	Jt = 1,15.j. L (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,0363570	1,73	/	/	/	/
250	204,6	0,0363570	1,10	0,005863	10,417099	114	124,42
315	257,8	0,0363570	0,69	0,001902	3,379162	114	117,38

e) Calcul des frais d'exploitation

Dext en (mm)	Q (m³/s)	Puissance en (KW)	Energie en (Kwh/an)	Prix de revient en (DA)	frais d'exploitation en (DA)
250	0,0363570	59,16405	388707,8381	4,00	1554831,352
315	0,0363570	55,81750	366721,0069	4,00	1466884,028

f) Calcul des frais d'amortissement

Dext en (mm)	Prix unitaire de la conduite en (DA/ml)	Longueur de la conduite en (m)	Prix de revient de la conduite en (DA)	Annuité	Frais d'amortissement en (DA)
250	4797,84	1545	7412662,80	0,0888	658244,4566
315	7448,39	1545	11507762,55	0,0888	1021889,314

g) Bilan

Dext en (mm)	Frais d'amortissement en (DA)	Frais d'exploitation en (DA)	Bilan
250	658244,4566	1554831,352	2213075,809
315	1021889,314	1466884,028	2488773,342

h) Conclusion

Dans ce tronçon on opte pour le diamètre DN250 (Dint=204,6 mm), dont le matériau utilisé est le PEHD à PN 20.

V.10.2 Calcul des conduites gravitaires

V.10.2.1.Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir (R1II) existant à Thabourth Lainer situé à la côte 826,89 m NGA au réservoir (RIV) projeté situé à la côte 811,20 m NGA

a) Caractéristiques de la conduite (donnés de problème)

- La longueur de la conduite, $L = 275 \text{ m}$;
- Côte du radier de réservoir RIII, $C_r = 826,89 \text{ m NGA}$;
- Côte de trop plein de réservoir RIV, $C_{tp} = 815,20 \text{ m NGA}$;
- Débit alloué, $Q = 0,027268$;
- Conduite en PEHD.

b) Calcul de la hauteur géométrique

$$H_{\text{geo}} = C_{tp} - Z$$

$$H_{\text{geo}} = 826,89 - 815,20 = 11,69 \text{ m}$$

$$H_{\text{geo}} = \mathbf{11,69 \text{ m}}$$

c) Détermination du diamètre de la conduite

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,027268} = 0,165 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 165 \text{ mm}} ;$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,027268} = 0,248 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 248 \text{ mm}} ;$$

On prend la gamme normalisé [160, 200, 250].

d) Vérification de la vitesse

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

- Pour le diamètre 160 mm ($D_{\text{int}} = 141 \text{ mm}$) $\Rightarrow V = 1,75 \text{ m/s} \Rightarrow$ Cette valeur ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement dans les conduites ($0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$).
- Pour le diamètre 200 mm ($D_{\text{int}} = 176,2 \text{ mm}$) $\Rightarrow V = 1,12 \text{ m/s} \Rightarrow \text{PN10}$.
- Pour le diamètre 250 mm ($D_{\text{int}} = 220,4 \text{ mm}$) $\Rightarrow V = 0,71 \text{ m/s} \Rightarrow \text{PN10}$.

e) Conclusion

La troisième variante passe mieux au niveau des pressions au sol alors on opte pour le diamètre DN200 ($D_{int}=176,2$), dont le matériau utilisé est le PEHD à PN10.

VII.1 Définitions des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques, conçus autrefois juste pour le stockage, ainsi avec l'évolution de l'hydraulique de nos jours ils assurent une multitude de fonctions.

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

VII.2 Classification des réservoirs

VII.2.1 Classification selon leur position par rapport au sol

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol :

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs surélevés ;
- Réservoirs semi enterrés.

VII.2.2 Classification par rapport au réseau d'approvisionnement

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- Réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau) ;
- Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

VII.2.3 Classification selon le matériau de construction

A base de leurs matériaux de construction on les classe en trois catégories :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

VII.2.4 Classification selon la forme géométrique

Selon la forme géométrique les plus utilisées sont :

- Réservoirs cylindriques ;
- Réservoirs rectangulaires ;
- Réservoirs carrés.

Comme on peut rencontrer d'autres formes qui sont moins utilisées tel que

- Réservoirs sphérique ;
- Réservoirs conique...etc.

VII.2.5 Classification Selon des considérations esthétique

Selon des considérations esthétique ils peuvent soit :

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage. [10]

VII.3 fonctions des réservoirs

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé...etc.

Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement...etc.).

- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau). [10]

VII.4 Emplacement géographique des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1,5 à 3,5), la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

Le schéma ci-dessous montre l'avantage de l'emplacement du réservoir proche de l'agglomération, avec un coefficient de pointe égal à 3.

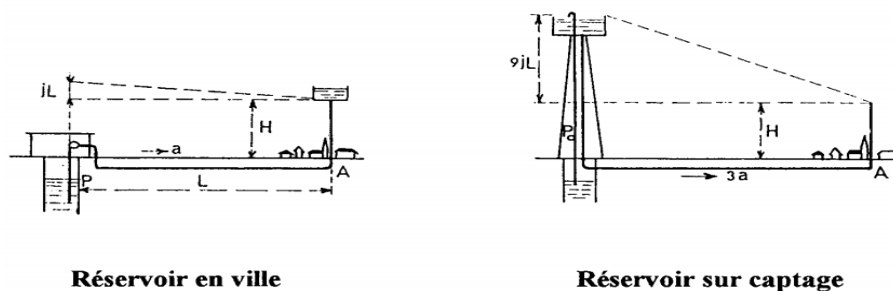


Figure VII.1 : Emplacement géographique des réservoirs.

La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.

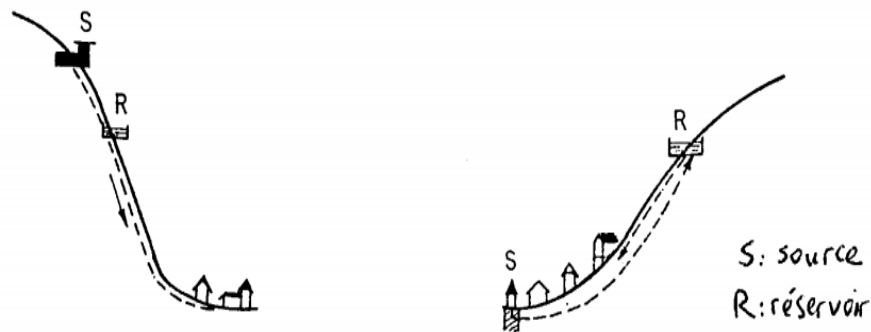


Figure VII.2 : Emplacement des réservoirs selon la topographie des lieux et l'emplacement de la source.

Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée (voir exemple ci-dessous).

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement).

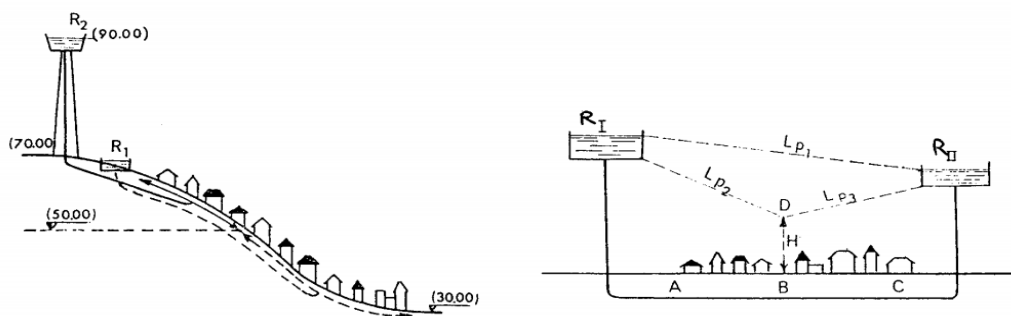


Figure VII.3 : Distribution étagée et réservoir d'équilibre.

Dans quelques cas, on peut adopter, en même temps, les deux types de réservoirs: réservoir semi-enterré et réservoir surélevé (ou château d'eau). Le réservoir semi-enterré est alimenté par la station de traitement, avec ou sans pompage, avec un débit constant Q_{hm} . Le château d'eau, situé avant la distribution, est alimenté par une autre station de pompage (SP2) qui fonctionne à débit variable (voir le schéma ci-dessous). L'adoption de ce type de schéma permet de limiter le volume nécessaire du réservoir sur tour.

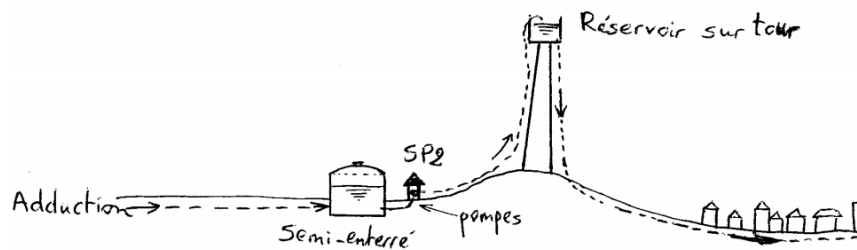


Figure VII.4 : réservoir semi-enterré et réservoir surélevé (ou château d'eau).

En fait, ce n'est qu'après une étude économique approfondie et compte tenu des conditions locales (surtout le relief) que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement du réservoir et, éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entrerons les coûts des conduites, du pompage et de construction du réservoir. [10]

VI.5 Choix du type de réservoir

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir.

La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique).

Pour des raisons économiques, les réservoirs sont construits en béton armé jusqu'à un volume de 2500 m³ et en béton précontraint jusqu'à 20 000 m³. Pour des faibles volumes, et rarement, ils peuvent être métalliques. Les réservoirs semi-enterrés sont les plus utilisés, avec un toit généralement voûté, et une couverture par de la terre ou du sable sur 0,2 à 0,3 m (isolation thermique de l'eau).

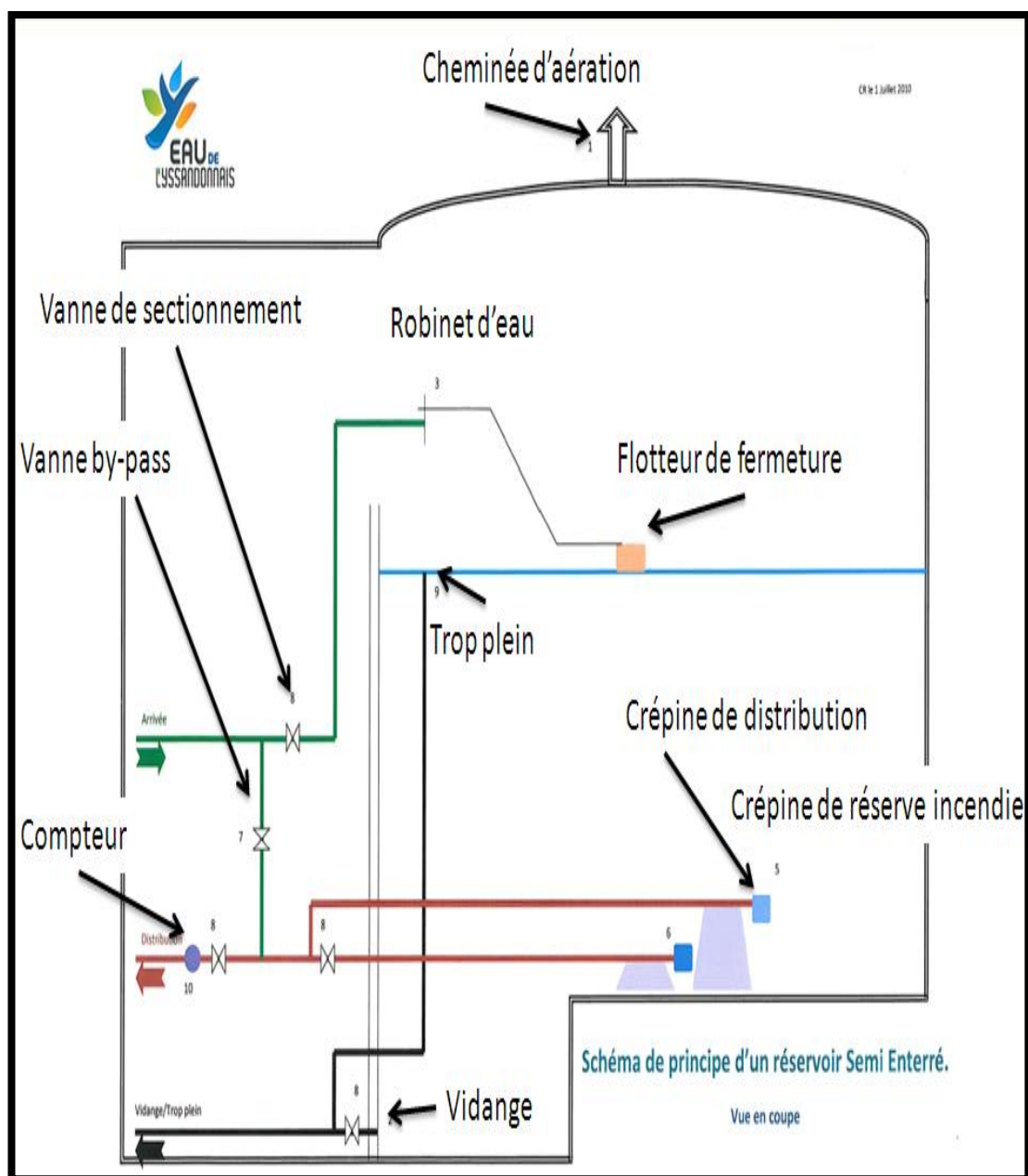


Figure VII.5 : Schéma représentatif d'un réservoir.

VII.6 Equipements hydrauliques des réservoirs

VII.6.1 Conduite d'adduction (arrivée)

La conduite d'adduction peut-être de type refoulement ou gravitaire, le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur les phénomènes de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite d'adduction peut être soit par le haut ou par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau.

En préfère toujours, l'arrivé par le bas ou par un siphon noyé, pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

La conduite d'arrivée à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, l'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. [7]

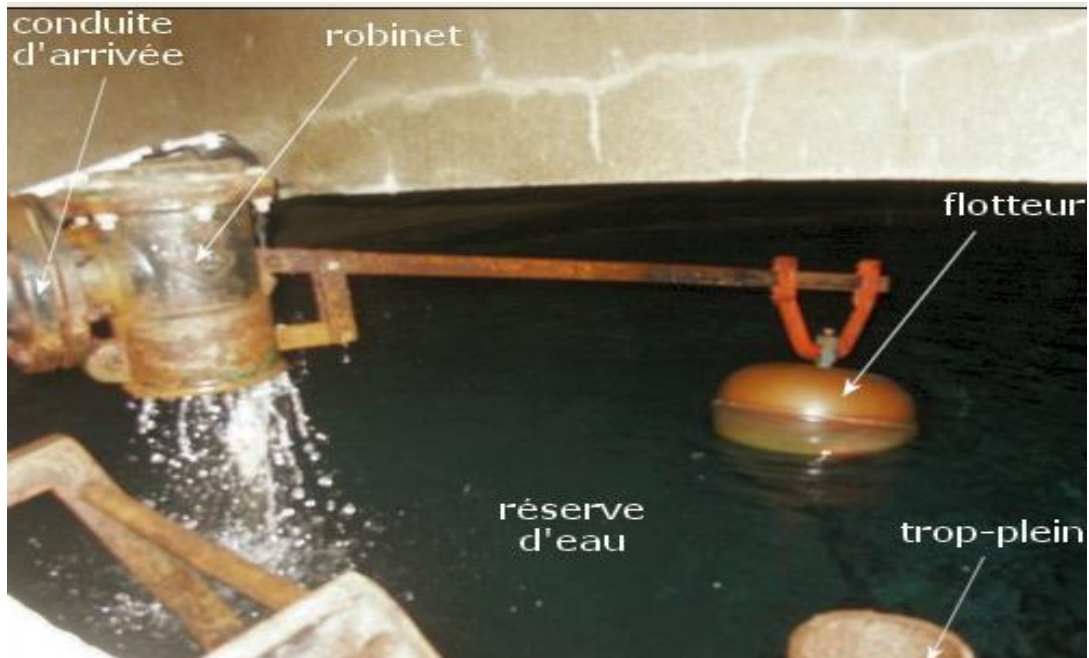


Figure VII.6 : La conduite d'adduction.

VII.6.2 Conduite de distribution (départ)

L'orifice de la conduite de distribution est placé entre 0,15 m à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin d'éviter l'entraînement des dépôts (boue et sable) qui éventuellement pourrait se décanté dans la cuve et facilite le brassage d'eau.

L'extrémité de la conduite est sécurisée par une crépine courbée, afin d'empêcher la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de vortex), en cas d'abaissement du plan d'eau on réservera un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrices supérieure de la conduite. Cette conduite est équipée d'un robinet vanne automatique, permettant la fermeture rapide encas de rupture au niveau de cette conduite.

VII.6.3 Conduite de vidange

C'est une conduite placée au point bas du réservoir, généralement raccordé à la conduite de trop plein, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable, qui entraine une difficulté de manœuvre.

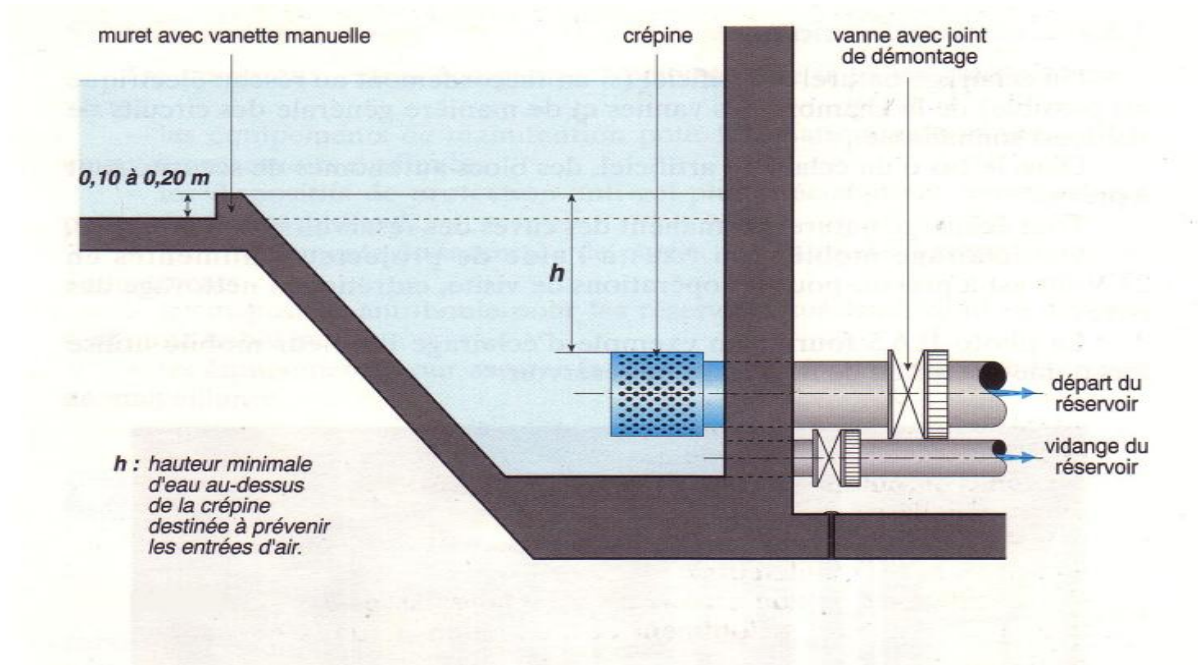


Figure VII.7 : Conduite de la distribution et de vidange.

VII.6.4 Conduite de trop plein

C'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.

VII.6.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de 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 à celle de la distribution.



Figure VII.8: La conduite by-pass.

VII.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

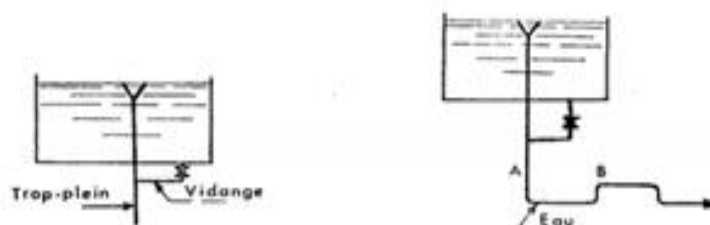
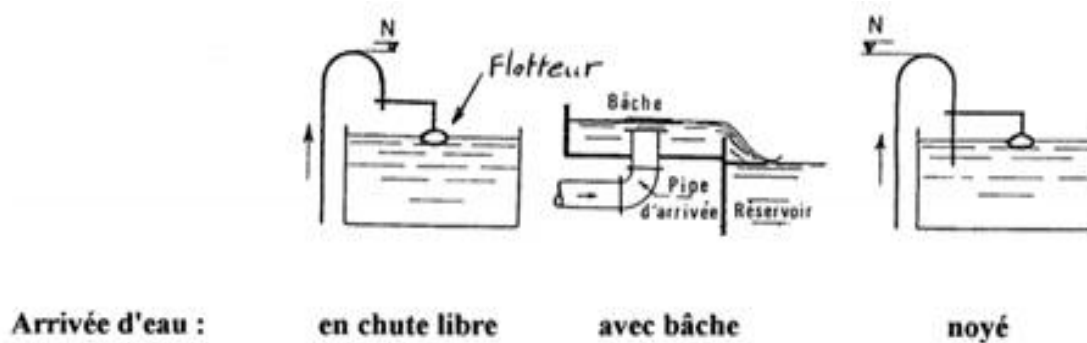
La réserve d'incendie est un volume d'eau toujours disponible, afin de répondre aux imprévues d'incendies.

❖ Mode de fonctionnement

Le dispositif le plus adapté est constitué d'un siphon qui se désamorce quand le niveau d'eau de la réserve est atteint.

- En service normal la vanne (1) est ouverte alors que la vanne (2) reste fermée, si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau minimum le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne sera pas entamée.

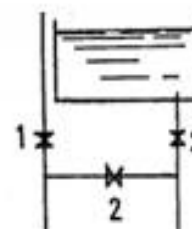
- En cas d'incendie on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette eau de service, une vanne (3) supplémentaire est à prévoir pour permettre la réparation de la vanne (1) et (2) en cas d'incendie. [10]



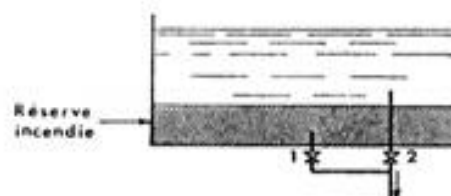
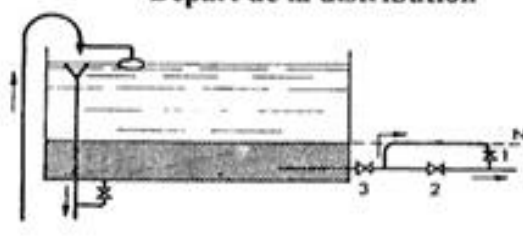
Trop-plein et vidange



Départ de la distribution



By-pass



Matérialisation de la réserve d'incendie

Figure VII.9: Equipement hydraulique d'un réservoir.

VII.7 Construction des réservoirs

Les réservoirs :

- Doivent être construits a base de matériaux durables ;
- Doivent être couvert à l'abri des contaminations, des infiltrations des eaux souterraines, des pluies et des poussières.
- Doivent êtres aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur ;
- Il sera bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages dans les réservoirs enterrés, ce compartimentage conduit à prévoir deux cuves identiques dont l'ensemble fait la capacité totale. Dans les réservoirs surélevés, on aménage deux cuves concentriques ;
- Ils doivent comporter une chambre de manœuvre ou sont rassemblés les organes de réglage nécessaire ;
- Les réservoirs de plusieurs milliers de m³ destinés à l'alimentation des grandes villes sont de type enterré ou semi-enterré, avec une section circulaire ou rectangulaire, on les construits en béton armé ordinaire ou précontraint ;
- Le sol des fondations doit faire l'objet d'examens approfondis, tant de point de vue de la capacité portante que de drainage des eaux qu'est normal de rencontrer dans les fouilles, à cet effet il sera prudent d'établir sous le radier un drainage permanent vers des puisards extérieurs ;
- Les quatre faces du réservoir doivent êtres visibles, en réservant des galeries de visite de pourtour ;
- Si la couverture doit être supportée sur des poteaux, ceux-ci pourront prendre appui directement sur le radier, ou dans certains cas, sur des fondations établies sous celui-ci. Une étanchéité devra alors-être réalisée à l'endroit de la pénétration du poteau dans le radier.

Le radier lui-même, sera constitué par des dalles en béton armé coulées de façon telle que les cotes n'excèdes guère une dizaine de mètres, une étanchéité sera appliquée dans les joints des dalles ainsi constituées.

VII.8 Exigences techniques à satisfaire

Un bon réservoir doit répondre aux exigences suivantes :

VII.8.1 Etanchéité des réservoirs

L'étanchéité pourra être réalisée par l'utilisation de produits plastique, ne changeant pas de goût à l'eau, et de bandes de caoutchouc incorporées au béton.

Il n'est pas nécessaire que le mastic d'étanchéité règne sur toute l'épaisseur de la dalle de radier. Le fond du joint est constitué à l'aide d'un matériau imputrescible et élastique, le mastic n'étant appliqué que sur 0,03 mm à 0,04 mm de profondeur à partir de surface.

Cette étanchéité sera particulièrement soignée à la jonction avec les murs de pourtour et aux endroits des joints de dilatation, à moins d'utiliser le béton précontraint.

VII.8.2 Résistance

Les réservoirs doivent équilibrer, dans toutes leurs parties, les effets auxquels ils seront soumis, poids propre (surcharge d'exploitation), effets climatiques (neiges, vents...etc.) effets dynamiques (séisme), effets de retrait, effets de fluage, variations de température.

VII.8.3 Durabilité

Les matériaux constituant les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide qu'ils retiennent.

VII.9 Entretien des réservoirs

L'entretien des réservoirs se fait obligatoirement une fois par an, où ils doivent être nettoyés. Cet entretien comporte plusieurs opérations qui sont les suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve, afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte de temps, on procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau dans le réservoir est la plus faible ;

- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparation
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;

- Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelle, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

Par mesure de sécurité et d'hygiène, les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre les corps étrangers et les variations de température.

IV.10 Prescriptions sanitaire

Hormis leurs rôles précédemment cité, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- les ouvrages de stockage doivent être conçus, et exploités d'une manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.

- les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.

- ils doivent être facile d'accès et leurs installation doit permettre de vérifier en tout temps leurs étanchéité.

- ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

- l'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau les saveurs ou les odeurs.

- après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs, et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.

- en plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches. [11]

- les orifices de ventilation sont protégés contre les entrées des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un (01 mm) au maximum.

VII.11 Calcul de la capacité des réservoirs

Le calcul de la capacité d'un réservoir doit tenir compte des facteurs suivant :

A. La capacité de stockage du réservoir :

- En admettant que le volume de transit et de refoulement est de 02 h de réserve.
- Le volume de stockage est de 12 h de réserve.

B. La consommation maximale horaire (m^3/h).

C. La réserve d'incendie.

Ainsi on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages située en amont, et de la variabilité de la demande.

Dans notre chaine nous avons trois types de réservoirs :

- Réservoir de transit ;
- Réservoir de transit et de stockage ;
- Réservoir de stockage.

❖ **Pour le réservoir de transit :**

Ou :

$$\begin{aligned} \text{CRT} &= Q_{\max j} \cdot 8,33\% & (\text{m}^3) \\ \text{CRT} &= Q_{\max h} \cdot 2 \text{ h} & (\text{m}^3) \end{aligned}$$

Avec :

CRT : capacité du réservoir de transit ;

$Q_{\max j}$: débit maximal journalier ;

$Q_{\max h}$: débit horaire maximal.

❖ **Pour le réservoir de stockage :**

Ou :

$$\begin{aligned} \text{CRS} &= Q_{\max j} \cdot 50\% & (\text{m}^3) \\ \text{CRS} &= Q_{\max h} \cdot 12 \text{ h} & (\text{m}^3) \end{aligned}$$

Avec :

CRS : capacité du réservoir de stockage ;

$Q_{\max j}$: débit maximal journalier ;

$Q_{\max h}$: débit horaire maximal.

❖ **Pour le réservoir de transit et de stockage :**

Ou

$$\text{CRTS} = (Q_{\max ht} \cdot 2h) + (Q_{\max hs} \cdot 12h) \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

CRTS : capacité du réservoir de transit et de stockage;

$Q_{\max ht}$: débit horaire maximal transité ;

$Q_{\max hs}$: débit horaire maximal stocké.

VII.12 Calcul de la capacité des réservoirs projetés

VII.12.1 Calcul de la capacité du réservoir de transit (RI) projeté à la cote 438,85 m NGA

Etant donné qu'aucune distribution n'est prévue à partir de cette station, nous estimons qu'un réservoir de 500 m³ offrant un temps de séjour de l'eau ou autrement une autonomie de 02 heures serait suffisant.

Désignation	Unité	Horizon 2038
Débit transité vers le réservoir RII	m ³ /h	394,034
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	788,0678
Capacité du réservoir à projeter	m ³	1000

Tableau VII.1 : Capacité du réservoir de transit projeté à la cote 438,85 m NGA.

VII.12.2 Calcul de la capacité du réservoir du transit (RII) projeté à la cote 633,5 m NGA

Désignation	Unité	Horizon 2038
Débit transité vers le réservoir RIII	m ³ /h	525,378
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	1050,757
Capacité du réservoir à projeter	m ³	1000

Tableau VII.2 : capacité du réservoir de transit projeté à la cote 633,5 m NGA.

VII.12.3 Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage (RIII) projeté à Thabourth Lainer à la cote 829,89 m NGA

Dans ce cas, on prendra en considération le débit provenant de la source Thabourth Lainer qu'est de l'ordre de **13 m³/h**, dans la réserve de stockage.

Le réservoir duquel sera puisée l'eau de la station de reprise N°02 est existant, c'est celui de Thabourth Lainer d'une capacité de 500 m³, nous allons faire une vérification afin de voir si cette capacité est suffisante.

Désignation	Unité	Horizon 2038
Débit transité vers le réservoir RIV	m ³ /h	117,974
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	235,947
Débit de stockage pour tous les villages à l'exception d'Ait El Kacem	m ³ /h	433,200
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	5198,405
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité totale	m ³	5373,78
Capacité de réservoir existant	m ³	500
Déficit	m ³	5054,352
Capacité de réservoir à projeter	m ³	5000

Tableau VII.3 : capacité du réservoir de transit et de stockage projeté à Thabourth Lancer à la cote 829,89 m NGA.

VII.12.4 Calcul de la capacité de réservoir de transit (RIV) projeté à la cote 811,20 m NGA

Désignation	Unité	Horizon 2038
Débit transité vers le réservoir RII	m ³ /h	105,076
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	210,151
Capacité du réservoir à projeter	m ³	300

Tableau VII.4 : capacité de réservoir de transit (RIV) projeté à la cote 811,20 m NGA.

VI.12.5 Calcul de la capacité du réservoir de stockage (RV) existant à Ait El Kacem à la cote 916,90 m NGA

Dans ce cas, on prendra en considération le débit provenant de la source Aheni Bouamane qu'est de l'ordre de $7,2 \text{ m}^3/\text{h}$, dans la réserve de stockage.

Désignation	Unité	Horizon 2038
Débit de stockage	m^3/h	147,0756
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m^3	1767,610
Capacité de réservoir existant	m^3	500
Déficit	m^3	1267,6096
Capacité de réservoir à projeter	m^3	1500

Tableau VII.5 : capacité du réservoir de stockage (RV) existant à Ait El Kacem à la cote 916,90 m NGA.

Conclusion

D'après le tableau ci-dessous, on déduit que la capacité de réservoir actuel d'Ait El Kacem est insuffisante, d'où il est utile de projeter un autre réservoir.

VII.13 Dimensionnement des réservoirs

Après avoir déterminé les capacités des réservoirs, on calcule alors leur dimensionnement à l'aide des formules suivantes :

VII.13.1. Sections des réservoirs projetés

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S \cdot h \Rightarrow S = \frac{V_R}{h}$$

Avec :

V_R : volume de réservoir projeté (m^3)

S : section

h : hauteur de la lame d'eau (m)

VII.13.2. Diamètres des réservoirs

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi \cdot h}} \quad (\text{m})$$

Avec :

D : diamètre du réservoir (m) ;

V_R : volume de réservoir (m^3) ;

h : hauteur de la colonne d'eau prise entre 3 et 6 m.

VII.13.3 Hauteur de la réserve d'incendie

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \cdot V_{\text{inc}}}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{m})$$

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 m^3 ;

D_{th} : diamètre théorique (m).

Les dimensions des réservoirs sont reportées sur le tableau suivant :

Réservoirs	V(m^3)	h(m)	D_{th} (m)	S_{standard} (m)	S (m^2)	H_{inc} (m)
Réservoir de transit de la SRI projetée (RI)	1000	4	17,84	18	250	-
Réservoir de transit de la SRII projetée (RII)	1000	4	17,84	18	250	-
Réservoir de transit et de stockage projeté à Thabourth Lancer (RIII)	5000	4	39,90	40	1250	0,1
Réservoir de transit de la SRIII projetée (RIV)	300	4	9,77	10	75	-
Réservoir de transit projeté (RV) a Ath El Kacem	1500	4	21,86	22	375	-

Tableau VII.6 : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs.

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m ³)	Frais de construction des réservoirs (DA)	Frais totaux (DA)
Réservoir de transit de la SRI projetée (RI)	1000	15 000 000,00	132 000 000,00
Réservoir de transit de la SRII projetée (RII)	1000	15 000 000,00	
Réservoir de transit et de stockage projeté à Thabourth Laincer (RIII)	5000	75 000 000,00	
Réservoir de transit de la SRIII projetée (RIV)	300	4 500 000,00	
Réservoir de transit a projeté (RV) a Ath El Kacem	1500	22 500 000,00	

N.B : les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau la D.H.W DE Tizi-Ouzou.

Avec :

1 m³ de capacité → 15 000,00 DA.

VII.14 Conclusion

D'après cette étude, on a remarqué que la capacité des réservoirs existants est insuffisante au projet, de ce fait la construction de cinq réservoirs est nécessaire, ces derniers seront jumelés aux réservoirs existants.

Pour des raisons technico-économiques, le type de réservoirs pour lequel nous avons opté est le même que celui existant c'est-à-dire cylindrique au sol.

Ces ouvrages assureront la capacité de stockage et de transit nécessaire à l'approvisionnement en eau potable pour toute la commune jusqu'au l'an 2043.

A ce stade d'étude les frais occasionnés par cette partie du projet sont estimés à **132 000 000,00 DA.**

VIII.1 Introduction

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par les stations de pompages, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction qui permettront d'acheminer les eaux jusqu'aux réservoirs de tête, pour cette raison l'essentiel de ce chapitre y consacré.

VIII.2 Définition d'une pompe

Les pompes hydrauliques sont des machines de transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique elles sont destinées à augmenter l'énergie d'un liquide en vue de provoquer son élévation et son déplacement dans un circuit (d'un point à l'autre), une pompe est donc un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un liquide.

Le fonctionnement de la pompe exige rigoureusement la vérification de deux conditions de base qui sont :

- Le débit à élever.
- La hauteur d'élévation.

VIII.3 Différents types de pompes et leurs caractéristiques

Il existe une gamme très variée de pompes, des critères nous permettent de faire une classification et ils peuvent être basés sur :

- ✓ Le principe de fonctionnement
- ✓ Le domaine d'application
- ✓ La limite de pression

Selon le premier critère les pompes peuvent être classées en deux catégories :

- ✓ Les pompes dynamiques (turbopompes)
- ✓ Les pompes volumétriques.

Dans 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.

Dans les pompes volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice de refoulement.

VIII.3.1 Turbopompes

Une turbopompe est, essentiellement, constituée par un organe mobile ; une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie du fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie, le plus souvent, d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression.

La classification des turbopompes est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur de la pompe (roue radiale, semi-radiale et axiale).

- Les pompes centrifuges (à base et haute pression), sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).
- Les pompes hélices, élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres).
- Les pompes hélico-centrifuges.

Ce type de pompe est pratiquement le plus utilisé dans l'industrie classique du fait d'un certain nombre d'avantages :

- ✓ Un entraînement facile ne nécessite pas de liaison articulée
- ✓ Une régularité de fonctionnement
- ✓ Un encombrement petit
- ✓ Des frais d'entretien peu élevés

Son utilisation est cependant liée à un certain nombre de problèmes :

- ✓ Un rendement qui diminue à faible débit c'est-à-dire à forte hauteur d'élévation
- ✓ Une nécessité d'amorçage
- ✓ Usure rapide à vitesse élevée

✓ Arrêt de l'élévation du liquide au cas d'une aspiration d'air malencontreuse (défaut d'étanchéité). [16]

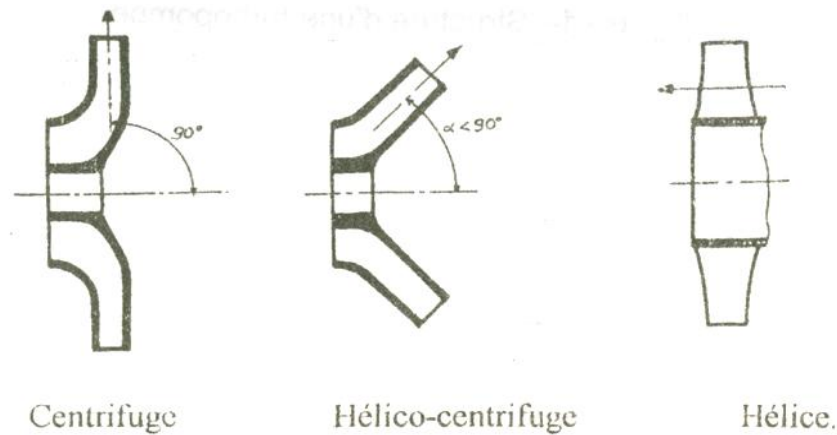


Figure VIII.1 : Type de turbopompes en fonction de l'écoulement à la sortie de la roue.

VIII.3.1.1 Les pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées, leurs développements à été très rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique. Accouplées aux moteurs électrique, elles constituent des groupes légers, et peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement, si elles sont établies rationnellement.

a) Composition d'une turbomachine centrifuge

Une particule fluide de son aspiration jusqu'à son refoulement traverse les éléments suivants de la pompe :

- **L'ouïe** : raccordée à la conduite d'aspiration, qu'on appelle aussi « Entrée ».
- **La roue** : mobile, elle tourne avec une vitesse de rotation W (tr/min) dans le même sens de l'écoulement, on l'appelle aussi « Rotor ».
- **La sortie** : raccordée à la conduite de refoulement.
- **Le diffuseur** : qui à pour rôle la transformation de la vitesse absolue à la sortie de la roue à une pression.
- **La volute** : elle remplace le diffuseur dans le cas ou il n'existe pas, elle a pour rôle à la fois :

- La transformation de la vitesse issue du diffuseur, ou directement de la roue en énergie de pression.
- La collecte de tous les filets liquides sortants de la périphérie du diffuseur ou de la roue (selon les cas ou la pompe est équipée ou non d'un diffuseur) puis d'acheminer tous les filets à la bride de sortie, on l'appelle aussi « Bâche spirale ».

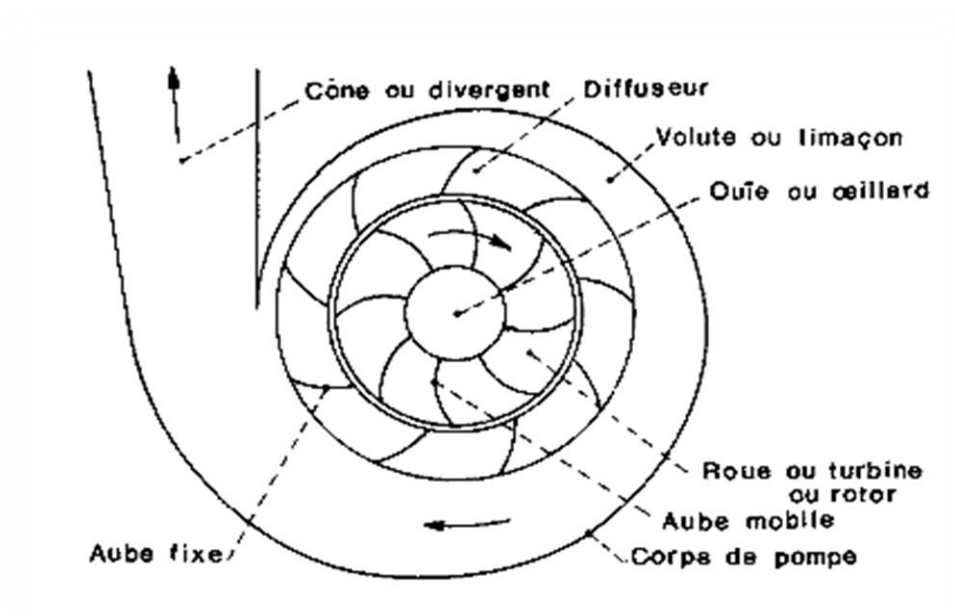


Figure VIII.3 : Constitution d'une pompe centrifuge.

b) Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le suivant :

Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait, engendre une dépression, ce qui engendre un appel des tranches suivantes et, par suite, un écoulement continu de la veine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

c) Classification des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont classées en plusieurs catégories selon certains critères :

➤ Selon le nombre de cellules

Vu que les pompes pouvaient comporter une ou plusieurs cellules ayant pour objectif d'augmenter la hauteur d'élévation, nous aurons en principe :

1) Des pompes monocellulaires

Pour les pressions moyennes de 15m à 80m. Les pompes de grande hauteur d'élévation, auront une vitesse spécifique d'autant plus faible que le débit sera petit et la largeur de la turbine sera par ailleurs relativement faible. Les pompe de faible hauteur d'élévation auront une vitesse spécifique d'autant plus grande que le débit sera grand et présentant un diamètre D2 de sortie voisin D1 et très proche de D0 leur largeur sera relativement grande.

On le trouve dans les stations de pompage, d'épuration, station de reprise d'AEP, la surpression, l'irrigation vidange et remplissage des réservoirs.



Figure VIII.4 : Pompe monocellulaire à axe horizontal.

❖ Des pompes multicellulaires

En fait appel aux pompes multicellulaire quand la hauteur d'élévation relèvement sera très grande et que pour des raisons de fabrication, les dimensions des pompes monocellulaires auxquelles on aboutirait seraient très importantes.

Pour ce type de pompe, la hauteur d'élévation augmente d'une même quantité chaque fois qu'une roue est montée à la suite D'une autre, il suffit de disposer en série le nombre voulu de roue pour atteindre la hauteur « H » désirée, nous appelons que le débit à relever est égale à celui qui passe dans une roue, c'est-à dire que si r est le nombre de roues en série, chacune fonctionnera avec un débit « Q » et une hauteur d'élévation « H/r » et le rendement de la pompe multicellulaire sera beaucoup lus petit que celui de chaque roue isolée.

Utilisé pour l'alimentation d'eau des villes et des zones rurales (à partir d'un forage), arrosage, irrigation, surpression d'eau, rabattement de nappes de chantiers, applications industrielles.

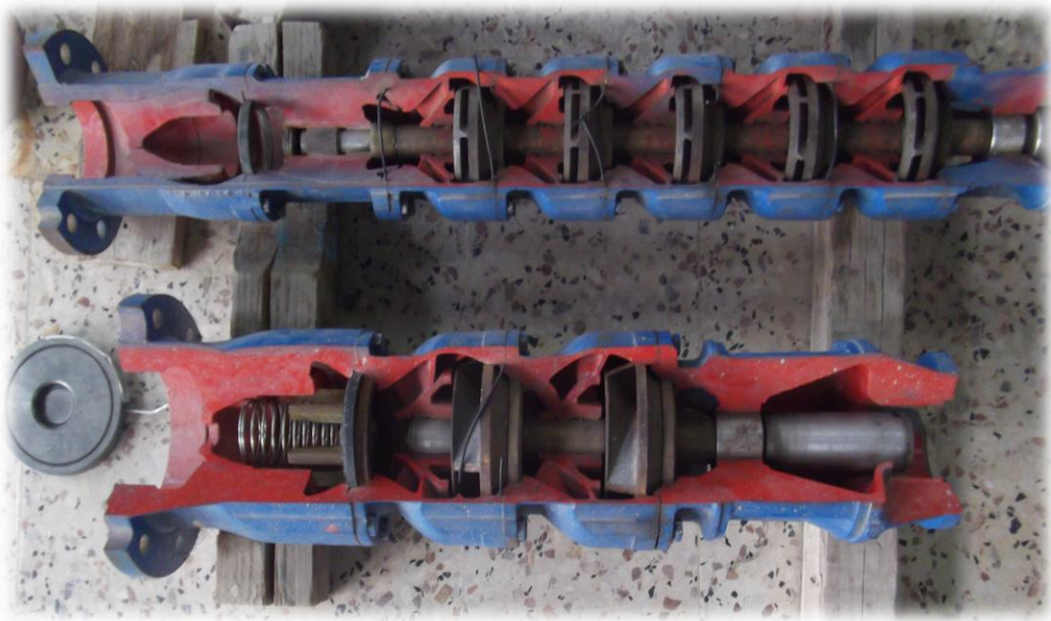
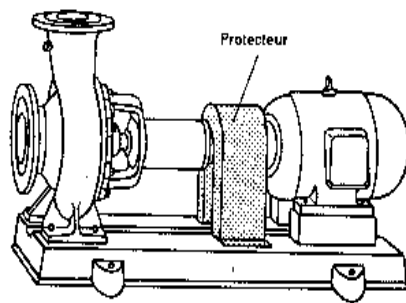


Figure VIII.5 : Pompe multicellulaire à axe vertical (groupe électropompes immergé).

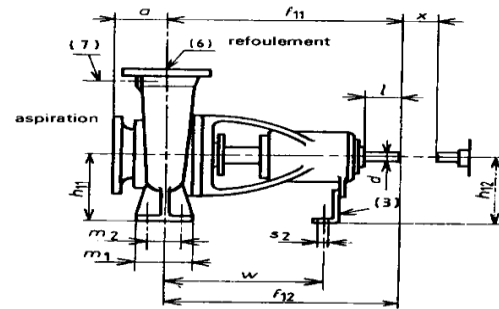
➤ Selon la position de l'axe de rotation

Les pompes monocellulaire et multicellulaires peuvent être soit

- **Axe horizontal** : correspondant au type le plus répandu ;
- **Axe verticale** : ce type de pompe est destiné à équiper les puits et forage, ou elle fonctionne noyé ou dénoyé quand il est équipé d'un collecteur d'aspiration.



Pompe axiale



Pompe radiale

Figure VIII.6 : Pompes axiale et radiale.

➤ Selon le nombre d'entrée

Il existe deux catégories :

- Les pompes à une seule entrée ;
- Les pompes à double entrées.

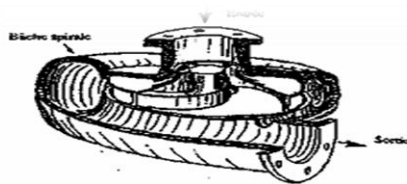


Figure 8.4: Pompe radiale

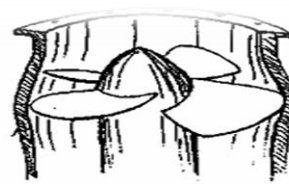
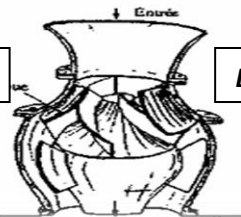


Figure 8.5: Pompe axiale

A. Pompe radiale

B. Pompe axiale



Semi-radiale

C. Pompe semi-radiale

Figure VIII.7 : Classification des pompes.

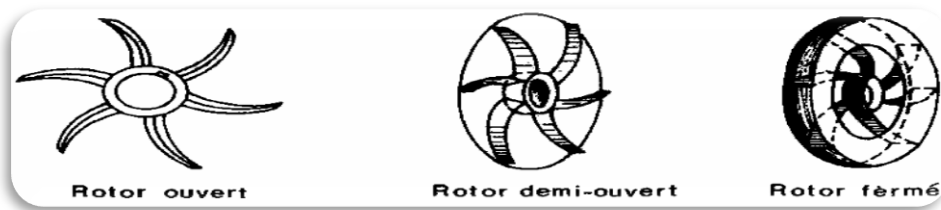


Figure VIII.8 : Types des rotors.

VIII.3.2 Pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide de point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement, soit de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux. Elles refoulent des débits faibles à des pressions élevées, on distingue :

- Pompes volumétriques rotatives ;
- Pompes alternatives (à piston) ;
- Pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes et à engrenage. [11]

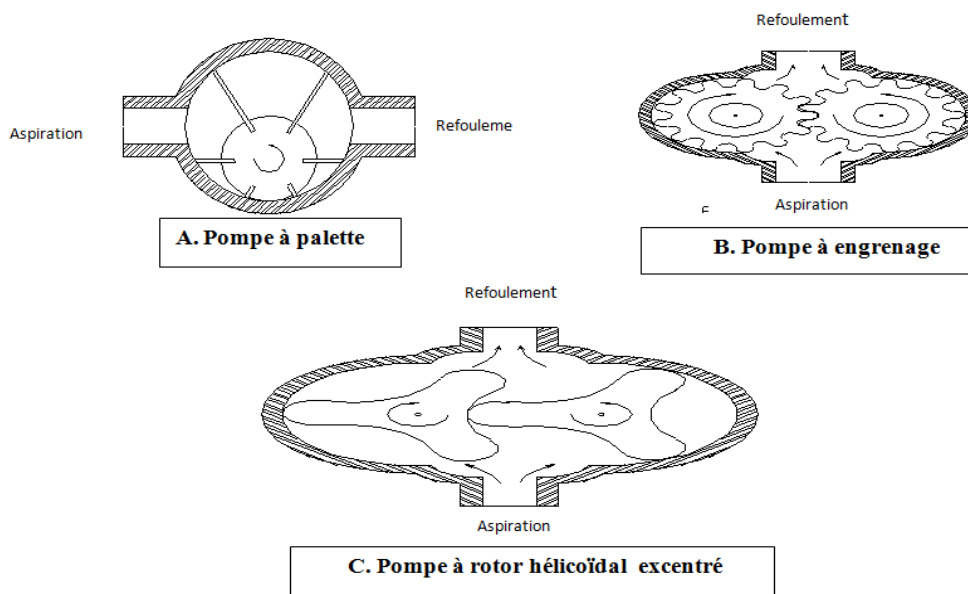


Figure VIII.9 : Quelques types de pompes volumétriques.

VIII.3.3 Autres pompes

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

VIII.4 Choix des pompes

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Le débit « Q » et « Hmt » souhaité ;
 - Assurer un rendement maximal ;
 - Assurer une consommation d'énergie minimal ;
 - Opter pour un poids, le plus minimum possible ;
 - Présenter un mode du type anti-cavitation ;
 - Le choix se fera à la vitesse moyenne car c'est à ce moment que le rendement est le meilleur.
- le point de fonctionnement se trouve en milieu de la courbe de pompe.
 - Etre fabriquée en série.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.[16]

VIII.5 Les types d'installations d'une pompe

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

1. 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.

2. 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.

3. Installation en siphon

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

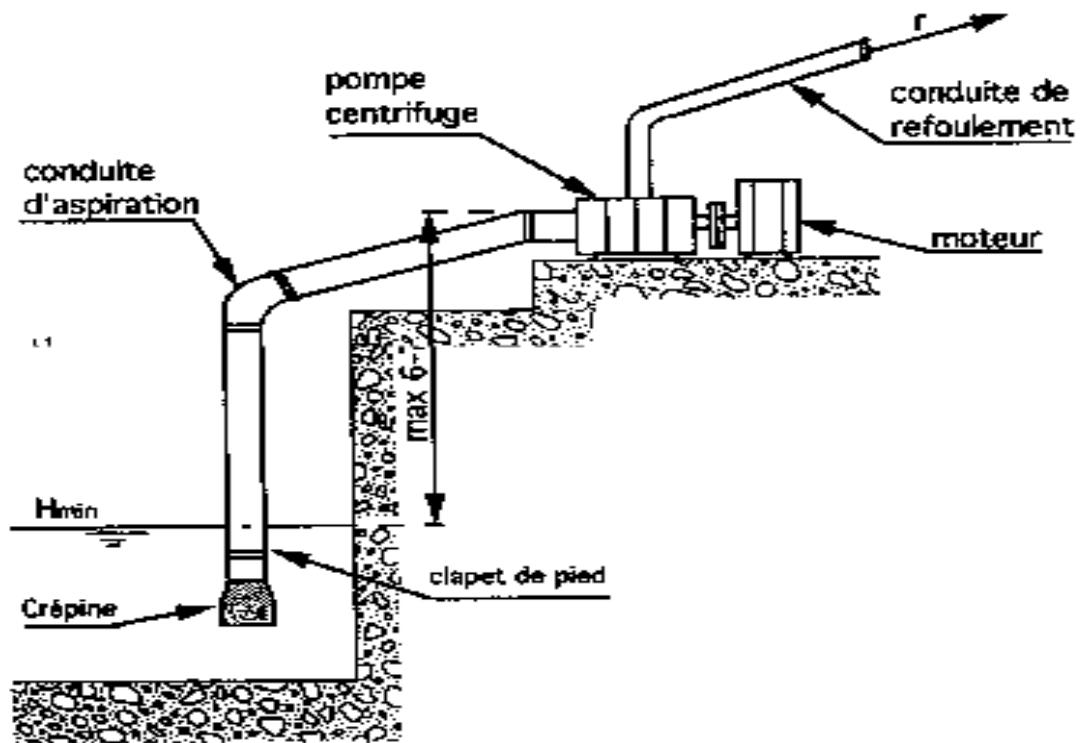


Figure VIII.10: Schéma d'une installation aspiration –refoulement.

VIII.6 Eléments de base pour calcul et le choix des pompes

VIII.6.1 Vitesse de rotation

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

N.B : Le déplacement angulaire (w) qu'effectue une pompe pendant une unité de temps, s'appelle la vitesse angulaire.

$$w = 2\pi N/60 = \pi N/30$$

VIII.6.2 Le 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 par « Q ».

VIII.6.3 Hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e.) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale), y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ($J_{asp} + J_{ref}$).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

VIII.6.4 La puissance utile de la pompe

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 appelé puissance hydraulique utile P_h .

$$P_h = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}$$

Avec :

P_h : puissance hydraulique : « Wh ».

ρ : masse volumique de l'eau 10^3 kg/m^3 .

g : accélération de pesanteur égale à $9,81 \text{ m/s}^2$.

Q : débit exprimé en « m^3/s ».

H_{mt} : hauteur manométrique totale en « m ».

VIII.6.5 Le rendement

Le rendement global tient compte de toutes les pertes (fuite, frottement, chocs...).

$$\eta = \text{puissance hydraulique} / \text{puissance absolue}.$$

VIII.7 Choix d'une pompe centrifuge

Le choix du type de pompes qui va acheminer le débit désiré à la hauteur manométrique totale, se fera à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe. Le bon choix se porte sur une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal. Ce qui entraîne une réduction de l'énergie à fournir on tenant compte des conditions de cavitation.

Vu l'importance des hauteurs manométriques d'élévation totale « Hmt », le choix est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à haute pression, et des pompes de secours pour permettre d'effectuer des interventions sur les groupes motopompes pour la réparation ou l'entretien sans interrompre l'alimentation. [15]

VIII.7.1 Courbes caractéristiques des pompes

Les pompes centrifuges sont caractérisées par trois courbes qui expriment leurs performances à savoir :

➤ Courbe débit-hauteur : (H- Q)

La courbe Débit-Hauteur (H- Q) qui exprime en fonction du débit les variations des différentes hauteurs de relèvement.

La courbe consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

➤ Courbe de rendement : (η -Q)

La courbe du rendement (η) qui exprime la variation du rendement de la pompe en fonction des débits à relever.

Elle passe par l'origine puisque à $Q=0$, le rendement (η) est nul.

➤ Courbe de puissance absorbée : (P-Q)

La caractéristique (P-Q) se relève expérimentalement, en faisant tourner la pompe vitesse constante et en réglant le débit par une vanne placée sur le refoulement.

Pour chaque réglage de la vanne, on mesure :

- La puissance P transmise par le moteur à la pompe
- Le débit Q refoulé.

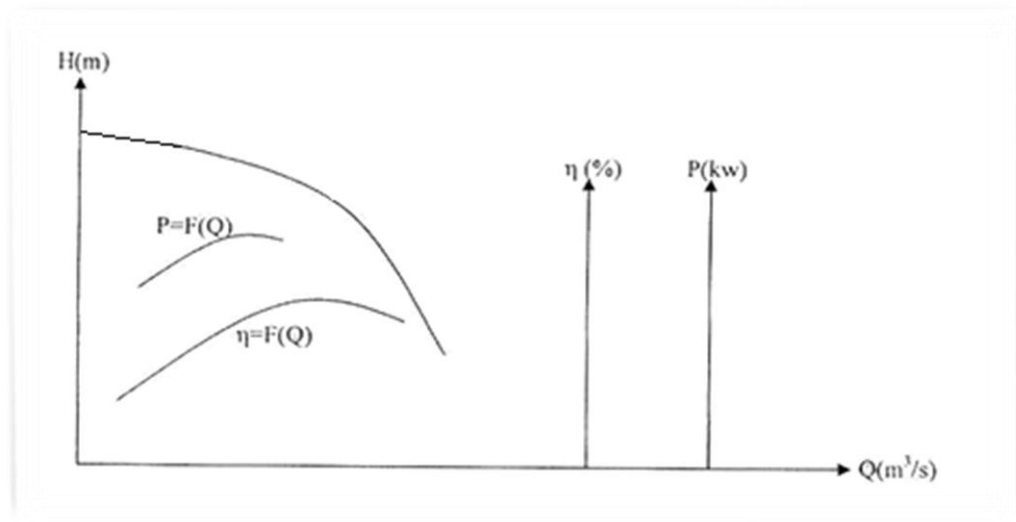


Figure VIII.11 : Différentes Courbes caractéristiques de la pompe.

VIII.7.2 Courbes caractéristiques d'une conduite

On connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre et rugosité des parois) et les accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour les différents débits qui la traversent, les pertes de charges totales :

$$\Delta H = 1,15 \times \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V_m^2}{2g}$$

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité suivante:

$$Q = V_m \times S \Rightarrow V_m = \frac{Q}{S}$$

Avec:

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

$$\Delta H = 1,15 \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times D^5 \times g} = K Q^2$$

Donc :

$$\Delta H = K \times Q^2$$

Avec :

$$K = 1,15 \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times D^5 \times g}$$

Avec :

L : Longueur de canalisation, en (m) ;

D : Diamètre de conduite, en (m) ;

V_m : Vitesse moyenne d'écoulement, en (m/s) ;

λ : Coefficient de perte de charge, sans dimension ;

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

VIII.8 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement

VIII.8.1: Principe de détermination du point de fonctionnement

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit désiré, si non il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

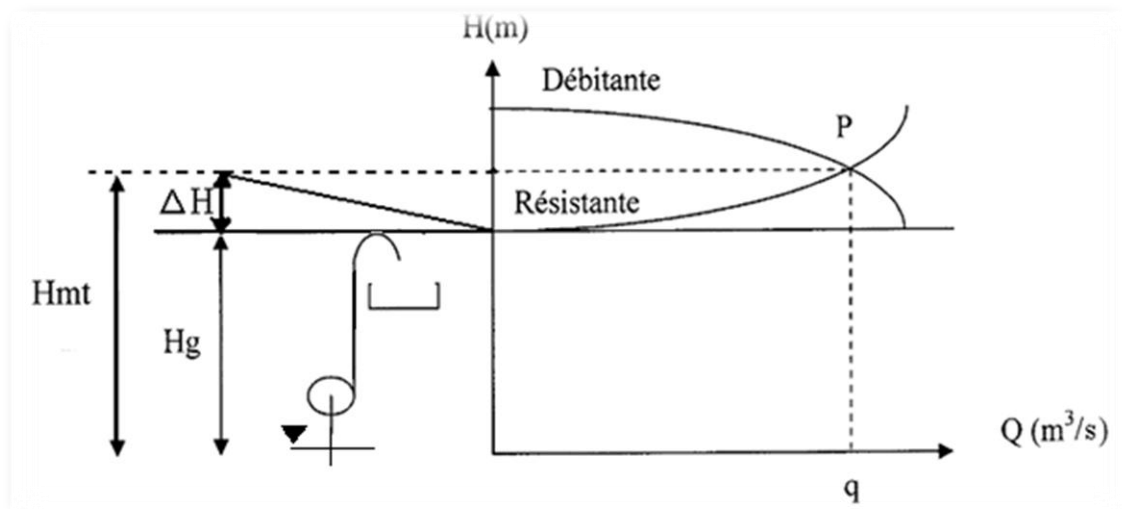


Figure VIII.12 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.

VIII.8.1.1 Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement.

Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

VIII.8.1.2 Rognage

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

VIII.8.1.3 Réduction du temps de pompage

Dans ce cas, le débit à relever est supérieur à celui désiré et le point de fonctionnement tel qu'il est donné, la durée de pompage sera diminuée.

VIII.9 Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché ; augmenter la hauteur ou le débit. Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et technique.

VIII.9.1 Pompes en série

Les deux pompes sont couplées, hydrauliquement, en série ; les débits qui les traversent sont les mêmes. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit, sensiblement, constant à une hauteur importante.

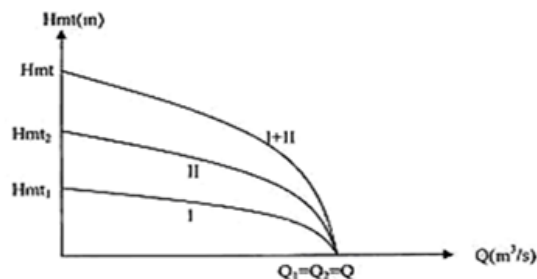


Figure VIII.13 : Graphe de deux pompes différentes en série

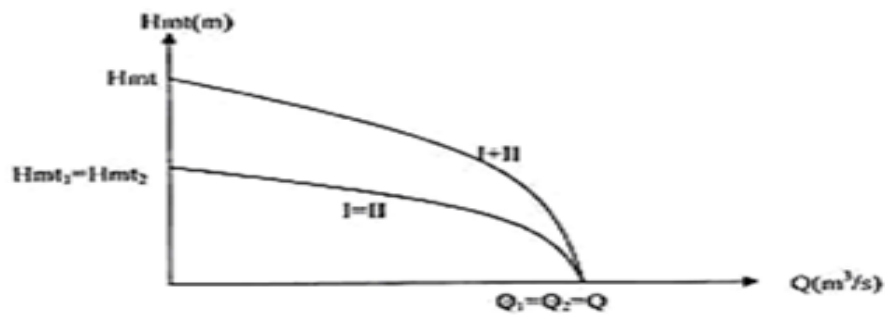


Figure VIII.13 : Graphe de deux pompes identiques en série.

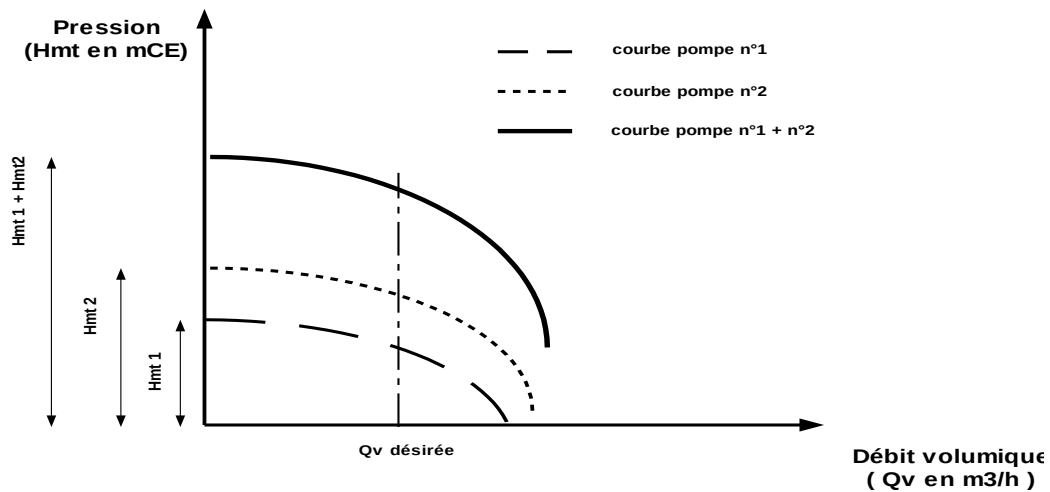


Figure VIII.14 : Courbe de deux pompes différentes en série.

VIII.9.2 Pompes en parallèle

Les deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle ; les hauteurs qu'elles fournissent sont, nécessairement, égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie.

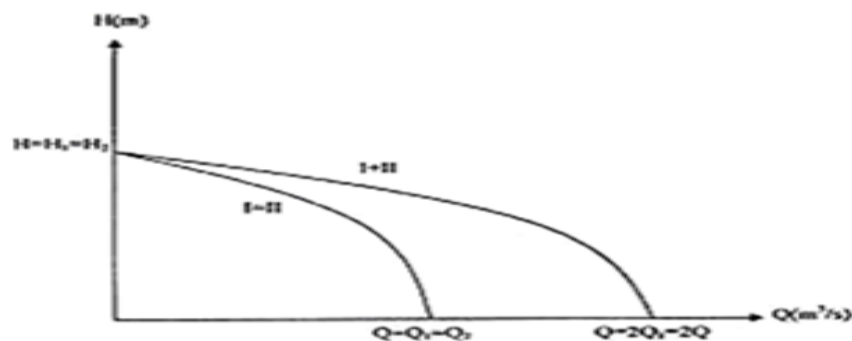


Figure VIII.15 : Graphe de deux pompes identiques en parallèle

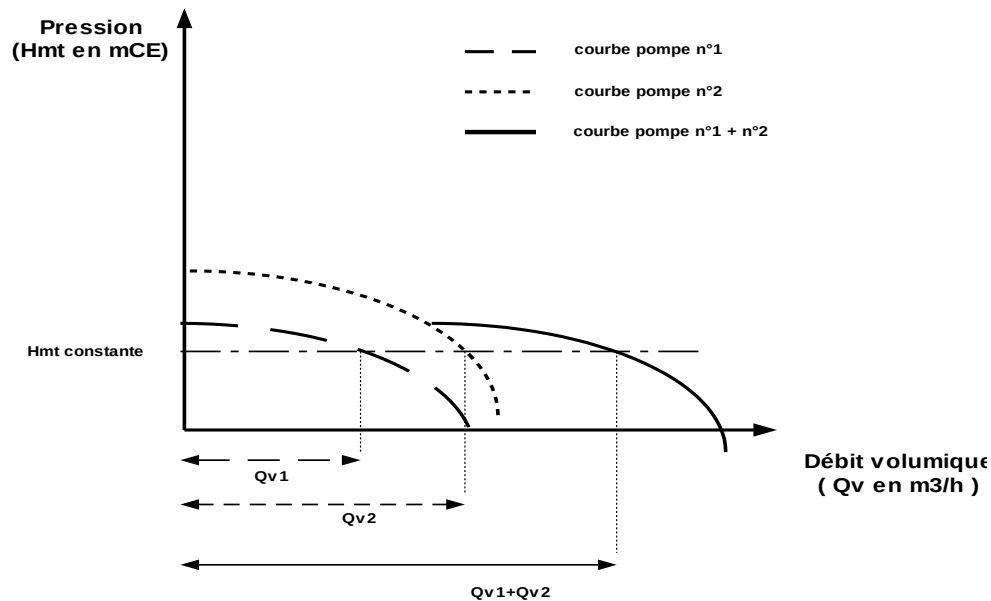


Figure VIII.16 : Courbe de deux pompes différentes en parallèle.

VIII.9.3 Pompes semblables

VIII.9.3.1 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 qu'une pompe appartient à la famille des pompes semblables, si tous les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les mêmes, et que les dimensions linéaires des pompes semblables sont supposées fonctionnées à similitude mécanique, c'est-à-dire, une vitesse telle que les triangles de vitesse aux points homologue soient semblables. [15]

VIII.9.3.2 Loi de similitude

Ce qu'on appelle un modèle réduit dans d'autre domaine, on l'appelle dans le domaine des pompes et station de pompage les lois de similitude.

Le principe de ces lois est de faire étudier les pompes et précisément les pompes volumétriques et à grand débit avec des critères à respecter. Donc pour les dimensions de la

pompe modèle on tire les dimensions de la pompe réelle avec une certaine proportionnalité. Cette proportionnalité on peut la résumer dans trois lois générales : Similitude géométrique, Similitude cinématique Similitude Dynamique.

Ces lois de similitude donnent les possibilités suivantes :

En sachant les conditions d'exploitation de la pompe modèle on peut déterminer les conditions de fonctionnement de la pompe réelle

Pendant l'élaboration de la nouvelle pompe (ayant parfois de grande dimension) on construit et on essaye sur le modèle et en conformité de ces données on peut construire la pompe réelle du modèle c'est-à-dire qu'on peut avoir le réel à partir du modèle en faisant uniquement la proportionnalité

On peut tracer la courbe caractéristique de la pompe avec une vitesse déterminée (rotative) pour garantir cette similitude il est nécessaire d'assurer à la fois les similitudes: géométrique, cinématique et dynamique.

1. Similitude géométrique

C'est une simulation concerne la géométrie de la pompe modèle et la pompe réelle, c'est une proportionnalité de toutes les dimensions homologues d'une roue réelle et d'une roue modèle... comme le diamètre extérieur de la roue D_2 , diamètre de l'œilard... D_0 , D_1 , b_2 , b_1 , δ ... :

$$\frac{(D_2)_m}{(D_2)_r} = \frac{(D_1)_m}{(D_1)_r} = \frac{(D_0)_m}{(D_0)_r} = \frac{(b_2)_m}{(b_2)_r} = \frac{(b_1)_m}{(b_1)_r} = \frac{(\delta)_m}{(\delta)_r} \dots = C^{ste}$$

2. Similitude cinématique

Elle signifie la similitude de triangle de vitesse construit pour les points homologues de la roue réelle et la roue modèle, V_2 , V_1 , V_{2u} , V_{2r} , W_2 , W_1 , U_2 , U_1 ... :

$$\frac{(V_2)_m}{(V_2)_r} = \frac{(V_1)_m}{(V_1)_r} = \frac{(V_{2u})_m}{(V_{2u})_r} = \frac{(V_{2r})_m}{(V_{2r})_r} = \frac{(U_2)_m}{(U_2)_r} = \frac{(W_2)_m}{(W_2)_r} = \dots = C^{ste}$$

3. Similitude Dynamique

Pour assurer la similitude dynamique il faut que les nombres de REYNOLDS des courants liquides qui passe à travers les pompes considérées soient égaux, mais on se rapportant en pratique on remarque que le mouvement du liquide à l'intérieur de la roue passe à un régime où il n'y a pas d'influence du nombre de REYNOLDS, c'est pour cette raison que la loi de similitude dynamique n'est pas vérifiable pour les pompes.

Considérons une pompe modèle réelle caractérisée par $H_r, Q_r, \eta_r, P_{ur}, D_{2r}, b_{2r}, V_{2ur}$ et une autre semblable à la première qui a aussi $H_m, Q_m, \eta_m, P_{um}, D_{2m}, b_{2m}, V_{2um}$

a) Pour les charges

$$\frac{(H)_m}{(H)_r} = \left(\frac{\eta_m \cdot (D2)_m}{\eta_r \cdot (D2)_r} \right)^2$$

b) Pour les débits

$$\frac{Q_m}{Q_r} = \left(\frac{\eta_m}{\eta_r} \right) \cdot \left(\frac{(D2)_m}{(D2)_r} \right)^3$$

c) Pour les puissances

$$\frac{(Pu)_m}{(Pu)_r} = \left(\frac{\eta_m}{\eta_r} \right)^3 \cdot \left(\frac{(D2)_m}{(D2)_r} \right)^5$$

VIII.10 Phénomène de cavitation

Théoriquement, il est bien connu qu'en faisant le vide dans un tube, il est possible de faire monter l'eau à une hauteur dépendant de la pression atmosphérique pour l'altitude considéré.

Pour l'altitude zéro, cette hauteur est de :

$$P = \rho h g \quad P = P_{at}$$

$$H = \frac{P_{at}}{\rho g} = 10,33 \text{ m}$$

Sous certaines conditions, pour des pressions d'aspiration relativement faibles le liquide peut avoir tendance à se vaporiser d'où la formation de bulles de vapeur ou de cavités ; c'est le phénomène de cavitation. Ce phénomène de cavitation très particulier aux pompes centrifuges se manifeste de plusieurs façons :

- Des bruits et vibration ;
- Chute brutale du débit de la pression de refoulement ;
- Amorçage de la pompe ;
- Attaque brutale du métal du rotor.

Pour un fonctionnement normal de la pompe et en toute sécurité, il faut donc que la pression à l'entrée de la pompe soit largement au-dessus de la tension de vapeur du fluide.

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression en un point de la roue de la pompe descend au-dessous d'une valeur voisine à la pression de vapeur saturante du liquide ($P_V = 22 \text{ mm}$ à t° normale = 20° C), l'eau se vaporise partiellement et se produit des bulles contenant un mélange de vapeur et de gaz dissous qui peuvent atteindre des zones à pression supérieure à P_V .

Au contact de la roue, chaque molécule (bulle) provoque de micro explosions et ce jusqu'à 1000 fois par second.

Pour éviter l'apparition de ce phénomène, nous devons respecter certaines considérations qui sont :

- Limiter les pertes de charge à l'aspiration ;
- Limiter la hauteur géométrique de la pompe au-dessous du niveau d'aspiration.

Pour éviter qu'un tel phénomène se produise, les constructeurs et installateurs de pompes ont introduit la notion de « NPSH » : « net positive suction head » que l'on peut traduire par « charge nette à l'aspiration ». Le NPSH est la cote de ligne piézométrique à l'entrée de tubulure d'aspiration de la pompe, rapporté à l'axe de celle-ci, exprimée en mètres diminuée de la hauteur représentant la tension de vapeur du liquide [12]



Figure VIII.17: Photos illustrantes le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

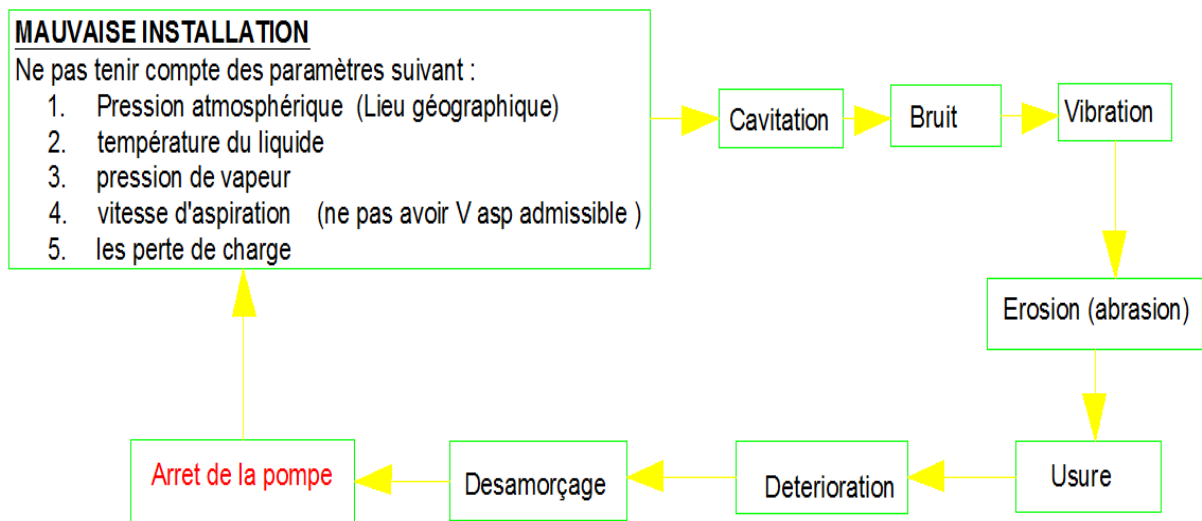


Figure VIII.18 : Organigramme de phénomène de cavitation

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

$$NPSH_d > NPSH_r$$

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} \right) + J_a \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

$NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur.

$NPSH_d$ sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0), et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant "Ja" la perte de charge à l'aspiration :

$$\frac{P_1}{\varpi} = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a \frac{V_m^2}{2g}$$

Sachant déjà que $NPSH_d$ est la valeur de la pression absolue $\frac{P_1}{\varpi}$ diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau "hv" donc :

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\varpi} - h_v = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \frac{V_m^2}{2g}$$

Le terme $(Z_0 - Z_1)$ est à prendre avec son signe selon l'aspiration qui s'effectue soit par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur "Ha", $(Z_0 - Z_1)$ est négative, donc :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) - \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression au plan d'aspiration, en (m.c.e.) ;

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration, en (m) ;

J_a : Perte de charge d'aspiration, en (m) ;

h_v : Tension de la vapeur d'eau pompée, en (m.c.e) ;

$\frac{V_m^2}{2g}$: Energie cinétique, en (m).

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\varpi} - h_v - \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

$\frac{P_1}{\varpi}$: Pression de la colonne d'eau à la bride d'aspiration, en mètre.

NB : Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration (la pompe est installée au dessus du plan d'eau).

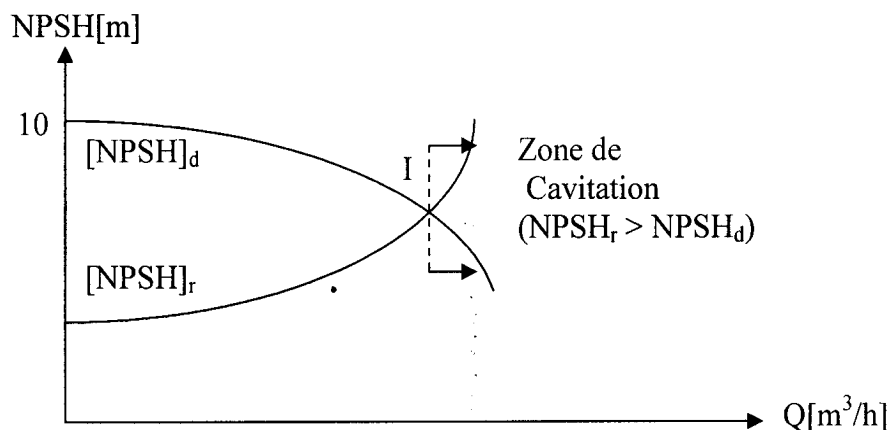
$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - J_a - h_v - \frac{V_m^2}{2g}$$

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10 m), et en négligeant le terme : $\frac{V_m^2}{2g}$ (faible vitesse), l'expression devient :

$$\text{NPSH}_d = 10 + H_a - J_a \quad [\text{m}]$$

$$\left(\text{On prend } \frac{P_0}{\varpi} - h_v = 10\text{m} \right)$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes NPSH_d et NPSH_r . Celle-ci, se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point 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 I, afin d'obtenir $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, c'est-à-dire, on évite la cavitation, voir figure VIII-20.



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure VIII.19: Graphe des courbes NPSH

VIII.11 Amorçage des pompes centrifuges

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :

- A la première mise en marche des pompes ;
- Après une réparation ;
- A l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en

VIII.11.1 Amorçage des pompes à axe horizontal

a) Amorçage par amenée d'eau (remplissage)

Nous procédons à amener, à la pompe et à la conduite d'aspiration, l'eau nécessaire à leur remplissage, soit à partir d'un petit réservoir auxiliaire rempli lors du fonctionnement, soit lorsque c'est possible en utilisant le réseau de distribution, soit par une intervention manuelle qui consiste à remplir la volute avec de l'eau. A cet effet, un petit entonnoir est prévu sur la volute avec un robinet.

b) Amorçage par pompe vide

Ce type d'amorçage consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement de l'eau, qui va aspirer l'air qui se trouve dans la canalisation d'aspiration.

c) Amorçage sous pression

Dans ce type d'amorçage, nous procédons à l'installation d'un dispositif, qui crée au-dessus de la pompe une certaine pression à l'aspiration qui maintiendra la canalisation d'aspiration et la pompe pleine même à l'arrêt.

Pour cela donc, il suffira de faire arriver l'eau dans une bache et de la reprendre par une courte canalisation qui sera celle d'aspiration de la pompe.

d) Pompes auto-amorçantes

Elles sont rarement utilisées vu leur double fonction qui engendre de faible puissance et donc un rendement inférieur à celui d'une pompe normale

VIII.11.2 Amorçage des pompes à axe vertical

Lorsque les pompes sont destinées à fonctionner noyées, il suffit de descendre l'engin (pompe ou groupe moto pompe) immergé à une profondeur suffisante, dans les puits ou forage.

VIII.12 Commande automatique des pompes centrifuges

La commande automatique des pompes centrifuges permet d'effectuer certaines opérations en un minimum de temps et avec un minimum de surveillance, tout en ayant un contrôle visuel ou audible qui alertera le personnel d'exploitation en cas d'anomalie de fonctionnement.

Cette automatisation doit réaliser les fonctions suivantes :

- ✓ L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement,
- ✓ L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.

La reprise du pompage dès que les conditions d'aspirations redeviennent normales, au sitôt le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au-dessous d'un certain niveau.

Les commandes sont réalisées différemment selon l'importance de la longueur qui sépare les deux cuves. [7]

VIII.12.1 Commande par ligne pilote

Ce genre de commande est utilisé lorsque la distance entre station de pompage et le réservoir est peu importante.

Le système est composé d'un interrupteur à flotteur disposé à la partie haute du réservoir. L'interrupteur est relié au contacteur du moteur par l'intermédiaire d'une ligne électrique (ligne pilote) qui actionne la mise en marche du moteur pour un niveau d'eau inférieur et l'arrêt pour un niveau supérieur.

VIII.12.2 Commande sans ligne pilote

Utilisée généralement quand la distance entre station de pompage et réservoir est importante. Elle repose sur le principe suivant :

Dès que l'eau dans le réservoir atteint un certain niveau, le cervo-clapet placé au débouché de la canalisation de refoulement obstrue cette dernière. Il en résulte une surpression dans la canalisation, phénomène qui agit sur le relais hydroélectrique dans la station de pompage, ce relais coupe le circuit électrique d'alimentation des pompes.

VIII.12.3 Les objectifs de l'automatisation

Pour le gestionnaire, trois objectifs peuvent être fixés.

- ❖ Réduire ou simplifier les tâches d'exécution du personnel d'exploitation, d'où, le plus souvent un gain de productivité ;
- ❖ Diminuer les coûts de production en matière d'électricité, souvent, l'automatisation d'un organe, d'un élément ou d'une fonction du réseau répondant à l'un des objectifs, à un effet sur les autres.

VIII.12.4 Le choix des automatismes (aspect économique)

Il doit évidemment se baser sur une analyse coûts/bénéfices :

- ✓ Les coûts des capteurs, des automates et de la motorisation des organes ;
- ✓ Coûts d'installation, y compris adaptation des ouvrages ;
- ✓ Coûts des lignes de transmission ;
- ✓ Coûts de fonctionnement et d'entretien ;
- ✓ Frais de personnel, y compris formation.

VIII.12.5 les contraintes soulevées par l'automatisation

- ✓ Les problèmes humains ;
- ✓ La fiabilité ;
- ✓ La maintenance du système ;
- ✓ Les limites du processus.

VIII.13 Etude des choix des pompes

VIII.13.1 Elévation de la station de reprise SRI projetée à la côte 444,28 m NGA vers le réservoir de transit RII projeté à la cote 633,5 m NGA.

- Débit à relever : **525,378 m³ / h** ;
- Hauteur manométrique totale d'élévation : **Hmt = 203,911 m** ;
- Hauteur géométrique : **193,52 m**.

A. Choix de la pompe

En tenant compte du débit(Q) et de la hauteur manométrique totale (Hmt) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la (DHW), voir **(Annexe VIII.1)**, une pompe multicellulaire, de type **NMB 8** à 6 étages plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : **N = 1470 tr /mn** ;
- Diamètre de la roue : **D = 372 m** ;
- Rendement maximal : **$\eta_{\max} = 82,5 \%$** .

B. Caractéristiques de la pompe

Q (m³/h)	0	100	200	300	400	500	600	700	725
Hmt (m)	295	290	284	275	260	241	219	170	150

Tableau VIII.1 : Caractéristique de la pompe.

C. Caractéristiques de la conduite

Equation de la conduite de refoulement :

$$Hmt = Hg + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2$$

$$Hmt = Hg + KQ^2$$

Avec :

- Longueur de la conduite : $L = 3900 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D = 409,2 \text{ mm}$ ($D_{\text{ext}} = 500 \text{ mm}$) ;
- $\lambda = 0,013$
- $H_g = 193,52 \text{ m}$

$$\text{où : } K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,013 \times 3900}{9,81 \times \pi^2 \times (0,4092)^5} = 420,33$$

$$K = 420,33 \text{ s}^2/\text{m}^5.$$

Alors : $H_{\text{mt}} = H_g + KQ^2$

$$H_{\text{mt}} = 193,52 + 420,33 Q^2$$

Q (m³/h)	0	100	200	300	400	500	600	700	725
Hmt (m)	193,52	193,84	194,82	196,44	198,71	201,63	205,20	209,41	210,57

Soit **P₁** le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 525,378 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 203,911 \text{ m} \\ \eta_1 = 82,5 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes :

➤ **P₂** le point de fonctionnement aux coordonnées

$$\begin{cases} Q_2 = 626,416 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 206 \text{ m} \\ \eta_2 = 80 \% \end{cases}$$

Le point de fonctionnement **P₂** se trouve décalé du point désiré, pour amener cette pompe aux coordonnées de marche désirées souhaiter, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité

Accepter le point de fonctionnement **P₂** tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q_1 \cdot t = 525,378 \times 18$$

$$V = 9456,804 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage de débit Q₂ est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{9456,804}{626,416} = 15,10$$

$$t = 15,10 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 626,416 \times 206}{3600 \times 0,80}$$

$$P_1 = 439,55 \text{ KW.}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = 439,55 \times 1,10$$

$$P_1 = 483,505 \text{ KW.}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90 %) :

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{483,505}{0,9} = 537,23 \text{ KW.}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 537,23 \times 15,10 \times 4$$

$$\text{Frais} = 32\,448,69 \text{ DA.}$$

2^{ème} possibilité

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer des pertes de charges

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 235,8 - 203,911 = 31,889$$

$$\mathbf{J = 31,889\ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 19 h et le débit $Q_1 = 163,05\ m^3/h$

$$P_2 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \times 525,378 \times 235,8}{3600 \times 0,825} = 409,19$$

$$\mathbf{P_2 = 409,19\ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 409,19 \times 1,10 = 450,11$$

$$\mathbf{P_2 = 450,11\ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est 90%) :

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{450,11}{0,9} = \mathbf{500,12\ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{abs} \text{ moteur. t. Prix} = 500,12 \times 18 \times 4$$

$$\mathbf{Frais = 36\ 008,64\ DA}$$

3^{ème} possibilité

Rognage de la pompe de façons à faire passer (H) par le point désiré (P_1), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point **F** (intersection de la droite passant par l'origine au 0QH et le point P_1 désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_F = 576,44\ m^3/h \\ H_F = 224\ m \\ \eta_F = 82\ \% \end{array} \right.$$

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

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

m : coefficient de rognage

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{203,911}{224}} = 0,95$$

$$\mathbf{m = 0,95}$$

Le pourcentage de rognage égal : $(1 - m) \times 100 = (1 - 0,95) \times 100$

$\% = 5 \%$ Ce qui est très appréciable.

- Le temps de pompage est de 18 h
- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_F \cdot H_F}{3600 \cdot \eta_F} = \frac{9,81 \times 576,44 \times 224}{3600 \times 0,82}$$

$$\mathbf{P_3 = 429,10 KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 429,10 \times 1,10 = 472,01$$

$$\mathbf{P_3 = 472,01 KW.}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90%) :

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{472,01}{0,9} = \mathbf{522,23 KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{abs} \text{ moteur. t. Prix} = 522,23 \times 18 \times 4$$

$$\mathbf{Frais = 37\,600,56 DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

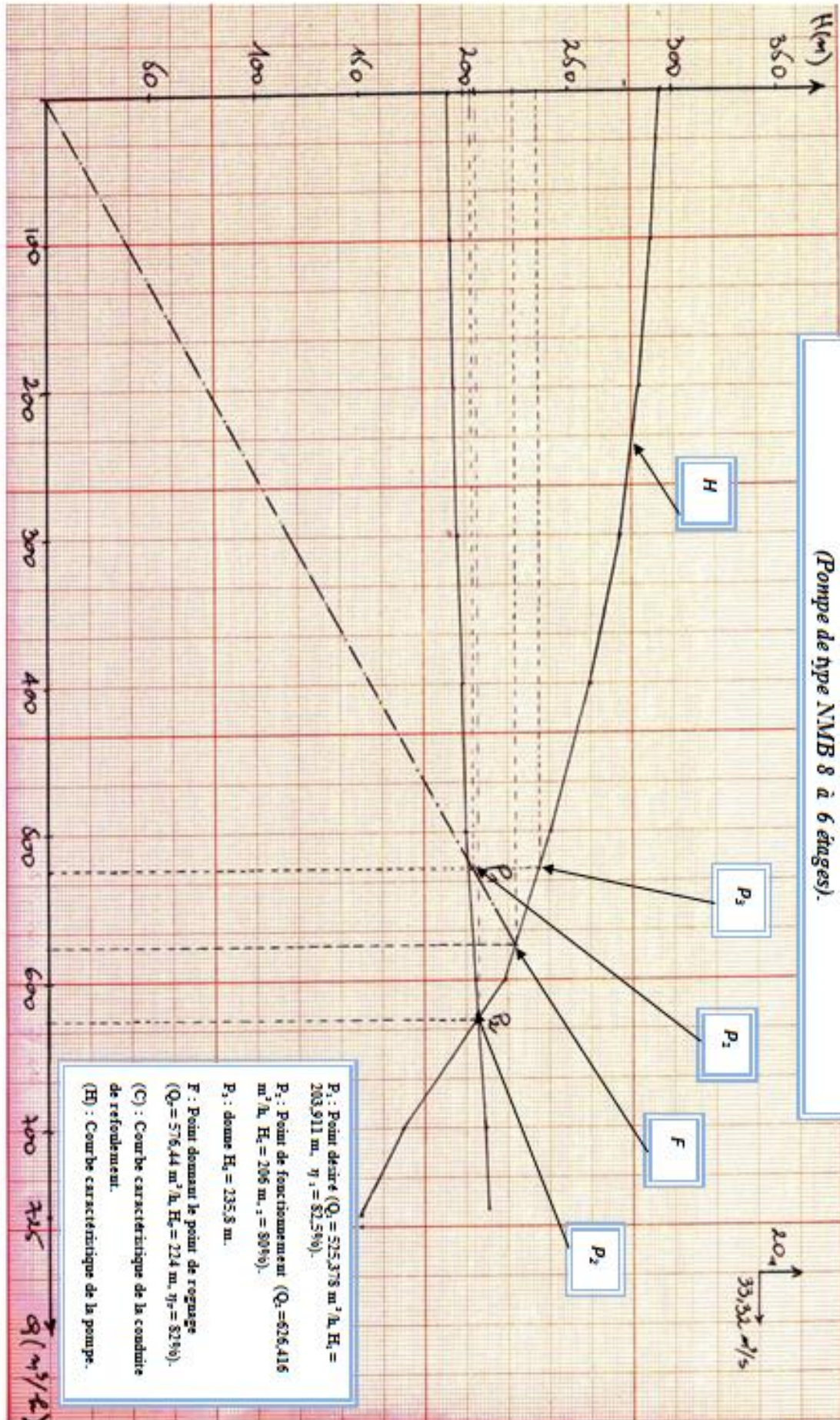
<i>Possibilité</i>	<i>Dépense journalière d'énergie (DA)</i>
Réduction du temps de pompage	32 448,69
Vannage	36 008,64
Rognage	37 600,56

Tableau VII.3 : Récapitulatif des dépenses journalières d'énergie électrique dans chaque possibilité.

Conclusion

Nous constatons d'après ces résultats que la deuxième possibilité (Réduction du temps de pompage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

Figure VIII.21 : Détermination du point de fonctionnement
(Pompe de type NMB 8 à 6 étages).



VIII.13.2 Elévation de la station de reprise SRII projetée à la côte 629,5 m NGA vers le réservoir existant de transit et de stockage RIII situé à la cote 826,89 m NGA.

- Débit à relever : **525,378 m³ / h**
- Hauteur manométrique totale d'élévation : **H_{mt} = 209,950 m**
- Hauteur géométrique : **H_{geo} = 201,69 m**

A. Choix de la pompe

En tenant compte du débit(Q) et de la hauteur manométrique totale (Hmt) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la (DHW), voir (**Annexe VIII.1**), une pompe multicellulaire, de type **NMB 8** à 6 étages plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : **N = 1470 tr /mn**
- Diamètre de la roue : **D = 372 m**
- Rendement maximal : **η_{max} = 82,5 %**

B. Caractéristiques de la pompe

Q (m ³ /h)	0	100	200	300	400	500	600	700	725
Hmt (m)	295	290	284	275	260	241	219	170	150

C. Caractéristiques de la conduite

Equation de la conduite de refoulement :

$$Hmt = Hg + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2$$

$$Hmt = Hg + KQ^2$$

Avec :

- Longueur de la conduite : **L = 3100 m ;**
- Diamètre de la conduite : **D = 409,2 mm (D_{ext} = 500 mm) ;**

- $\lambda = 0,013$
- $H_g = 201,69 \text{ m}$

Où :

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,013 \times 3100}{9,81 \times \pi^2 \times (0,4092)^5} = 334,11$$

$$K = 334,11 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

$$H_{mt} = 201,69 + 334,11 Q^2$$

Q (m ³ /h)	0	100	200	300	400	500	600	700	725
H _{mt} (m)	201,69	201,95	202,72	204,01	205,81	208,13	210,97	214,32	215,24

Soit **P₁** le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 525,378 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 209,950 \text{ m} \\ \eta_1 = 82,5 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes :

➤ **P₂** le point de fonctionnement aux coordonnées

$$\begin{cases} Q_2 = 613,09 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 212 \text{ m} \\ \eta_2 = 80 \% \end{cases}$$

Le point de fonctionnement **P₂** se trouve décalé du point désiré, pour amener cette pompe aux coordonnées de marche désirées souhaiter, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité

Accepter le point de fonctionnement **P₂** tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q_1 \cdot t = 525,378 \times 18$$

$$V = 9456,804 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage de débit **Q₂** est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{9456,804}{613,09} = 15,42$$

$$t = 15,42 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 613,09 \times 212}{3600 \times 0,80}$$

$$P_1 = 442,73 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = 442,73 \times 1,10$$

$$P_1 = 487 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90 %) :

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{487}{0,9} = 541,11 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 541,11 \times 15,42 \times 4$$

$$\text{Frais} = 33\,375,66 \text{ DA.}$$

2^{ème} possibilité

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer des pertes de charges :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 235,8 - 209,950 = 25,85$$

$$\mathbf{J = 25,85\ m.}$$

- Le temps de pompage est égale à 19 h et le débit $Q_1 = 163,05\ m^3/h$:

$$P_2 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \times 525,378 \times 235,8}{3600 \times 0,825} = 409,19$$

$$\mathbf{P_2 = 409,19\ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 409,19 \times 1,10 = 450,11$$

$$\mathbf{P_2 = 450,11\ KW.}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est 90%) :

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{450,11}{0,9} = \mathbf{500,12\ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 500,12 \times 18 \times 4$$

$$\mathbf{\text{Frais} = 36\ 008,99\ DA}$$

3^{ème} possibilité

Rognage de la pompe de façons à faire passer (H) par le point désiré (P₁), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point **F** (intersection de la droite passant par l'origine au 0QH et le point P₁ désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\begin{cases} Q_F = 566,44 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 226 \text{ m} \\ \eta_F = 82 \% \end{cases}$$

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

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

m : coefficient de rognage

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{209,950}{226}} = 0,96$$

$$m = 0,96$$

Le pourcentage de rognage égal : $(1 - m) \times 100 = (1 - 0,96) \times 100$

% = 4 % Ce qui est très appréciable.

- Le temps de pompage est de 18 h.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_F \cdot H_F}{3600 \cdot \eta_F} = \frac{9,81 \times 566,44 \times 226}{3600 \times 0,82}$$

$$P_3 = 425,42 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 425,42 \times 1,10 = 467,96$$

$$P_3 = 467,96 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90%) :

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{467,96}{0,9} = 519,95 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 519,95 \times 18 \times 4$$

$$\text{Frais} = 37\,436,4 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

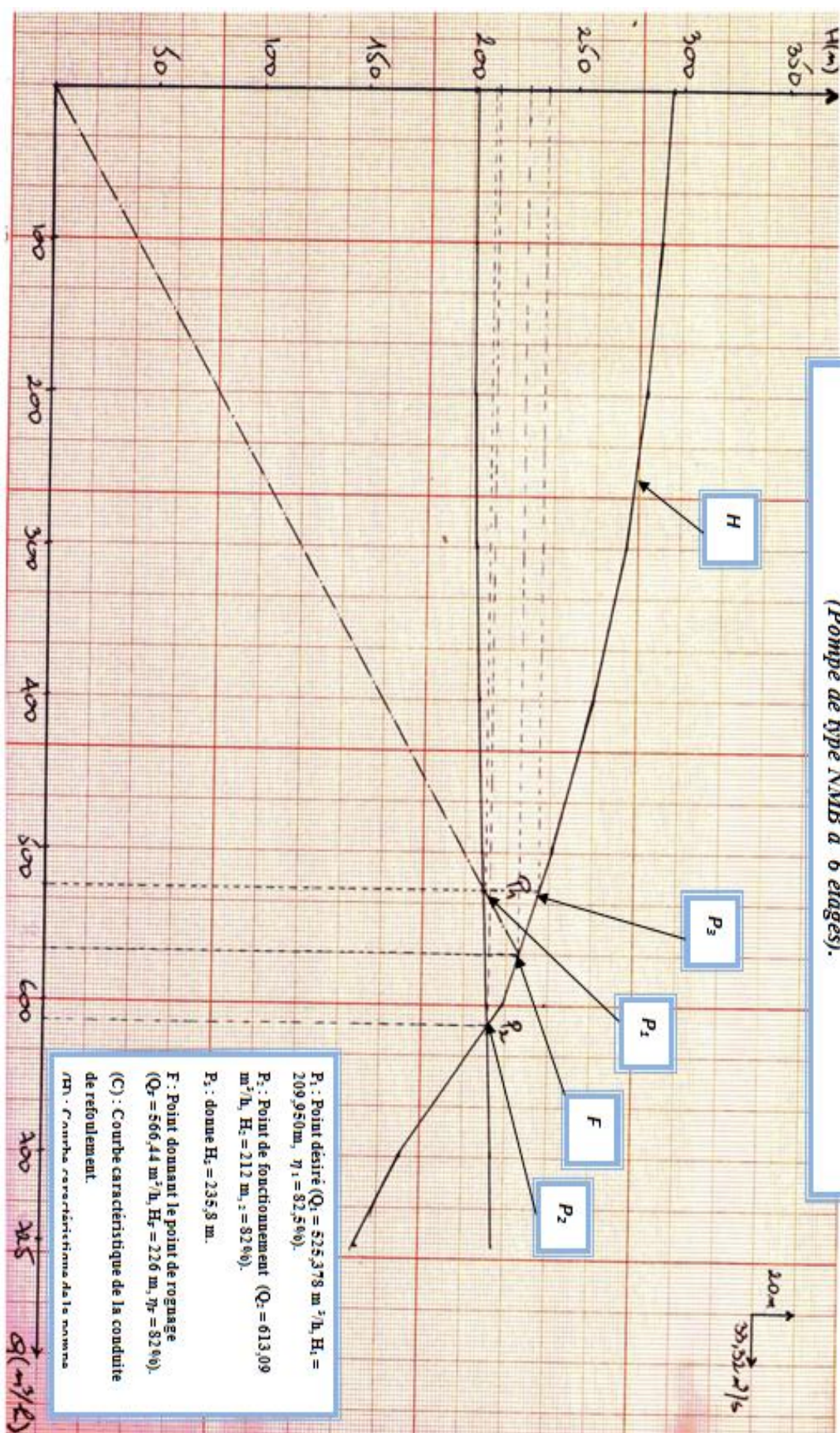
<i>Possibilité</i>	<i>Dépense journalière d'énergie (DA)</i>
Réduction du temps de pompage	33 375,66
Vannage	36 008,99
Rognage	37 436,40

Tableau VIII.2: Récapitulatif des dépenses journalières d'énergie électrique dans chaque possibilité.

Conclusion

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (Réduction de temps de pompage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

Figure VIII.22 : Détermination du point de fonctionnement
(Pompe de type NMB à 6 étages).



VIII.13.3 Elévation de la station de reprise SRIII projetée à la côte 807,5 m NGA vers le réservoir de stockage existants à Ait El Kacem situé à la cote 916,90 m NGA

- Débit à relever : $129,6 \text{ m}^3 / \text{h}$;
- Hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 124,42 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique : $H_{geo} = 114 \text{ m}$.

A. Choix de la pompe

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique totale (Hmt) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la (DHW), voir (**Annexe VIII.2**), une pompe multicellulaire, de type **100 NM** à 3 étages plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : $N = 2950 \text{ tr /mn}$
- Diamètre de la roue : $D = 219 \text{ m}$
- Rendement maximal : $\eta_{max} = 70,5 \%$

B. Caractéristiques de la pompe

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	220
Hmt (m)	201	200	197	195	172	120

C. Caractéristiques de la conduite

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} Q^2$$

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

Avec :

- Longueur de la conduite : $L = 1545 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D = 204,6 \text{ mm}$ ($D_{ext} = 250 \text{ mm}$) ;
- $\lambda = 0,016$
- $H_g = 114 \text{ m}$

Où :

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,016 \times 1545}{9,81 \times \pi^2 \times (0,2046)^5} = 6558,13$$

$$K = 6558,13 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

$$H_{mt} = 114 + 6558,13 Q^2.$$

Q (m³/h)	0	50	100	150	200	220
H_{mt} (m)	114	115,26	119,06	125,39	134,24	138,49

Soit **P₁** le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 129,6 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 124,42 \text{ m} \\ \eta_1 = 70,5 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes :

➤ **P₂** le point de fonctionnement aux coordonnées

$$\begin{cases} Q_2 = 211,58 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 138 \text{ m} \\ \eta_2 = 68 \% \end{cases}$$

Le point de fonctionnement **P₂** se trouve décalé du point désiré, pour amener cette pompe aux coordonnées de marche désirées souhaiter, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité

Accepter le point de fonctionnement **P₂** tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q_1 \cdot t = 129,6 \times 18$$

$$V = 2332,8 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage de débit Q_2 est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2332,8}{211,58} = 11,03$$

$$t = 11,03 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 211,58 \times 138}{3600 \times 0,68}$$

$$P_1 = 117,00 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = 117,00 \times 1,10$$

$$P_1 = 128,70 \text{ KW.}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90 %) :

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{128,70}{0,9} = 143,00 \text{ KW.}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \cdot t \cdot \text{Prix} = 143,00 \times 11,03 \times 4$$

$$\text{Frais} = 6\,309,16 \text{ DA}$$

2^{ème} possibilité

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer des pertes de charges

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 196 - 124,42 = 71,58$$

$$\mathbf{J = 71,58\ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 18 h et le débit $Q_1 = 129,6\ \text{m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \times 129,6 \times 196}{3600 \times 0,705} = 98,18$$

$$\mathbf{P_2 = 98,18\ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 98,18 \times 1,10 = 108,00$$

$$\mathbf{P_2 = 108,00\ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est 90%) :

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{108,00}{0,9} = \mathbf{120,00\ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 120,00 \times 18 \times 4$$

$$\mathbf{\text{Frais} = 8\ 640,00\ \text{DA}}$$

3^{ème} possibilité

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désiré (P₁), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point **F** (intersection de la droite passant par l'origine au 0QH et le point P₁ désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\begin{cases} Q_F = 189,09 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 174 \text{ m} \\ \eta_F = 73\% \end{cases}$$

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

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

m : coefficient de rognage

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$= \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{124,42}{180}} = 0,83$$

$$m = 0,83$$

Le pourcentage de rognage égal : $(1 - m) \times 100 = (1 - 0,83) \times 100$

% = **17 %** Ce qui est très appréciable.

- Le temps de pompage est de 18 h
- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_F \cdot H_F}{3600 \cdot \eta_F} = \frac{9,81 \times 189,09 \times 180}{3600 \times 0,73}$$

$$P_3 = 127,05 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 127,05 \times 1,10 = 139,76$$

$$P_3 = 139,76 \text{ KW.}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90%) :

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{139,76}{0,9} = 155,29 \text{ KW.}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 155,29 \times 18 \times 4$$

$$\text{Frais} = 11\,180,88 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

<i>Possibilité</i>	<i>Dépense journalière d'énergie (DA)</i>
Réduction du temps de pompage	6 309,16
Vannage	8 640,00
Rognage	11 180,88

Tableau VIII.3 : Récapitulatif des dépenses journalières d'énergie électrique dans chaque possibilité.

Conclusion

Nous constatons d'après ces résultats que la première possibilité (Réduction de temps de pompage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

Figure VIII.23 : Détermination du point de fonctionnement

(Pompe de type 100NM à 3 étages).

P_1 : Point désiré ($Q_1 = 129,6 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_1 = 124,42 \text{ m}$, $\eta_1 = 70,5\%$).

P_2 : Point de fonctionnement ($Q_2 = 211,58 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_2 = 138 \text{ m}$, $\eta_2 = 68\%$).

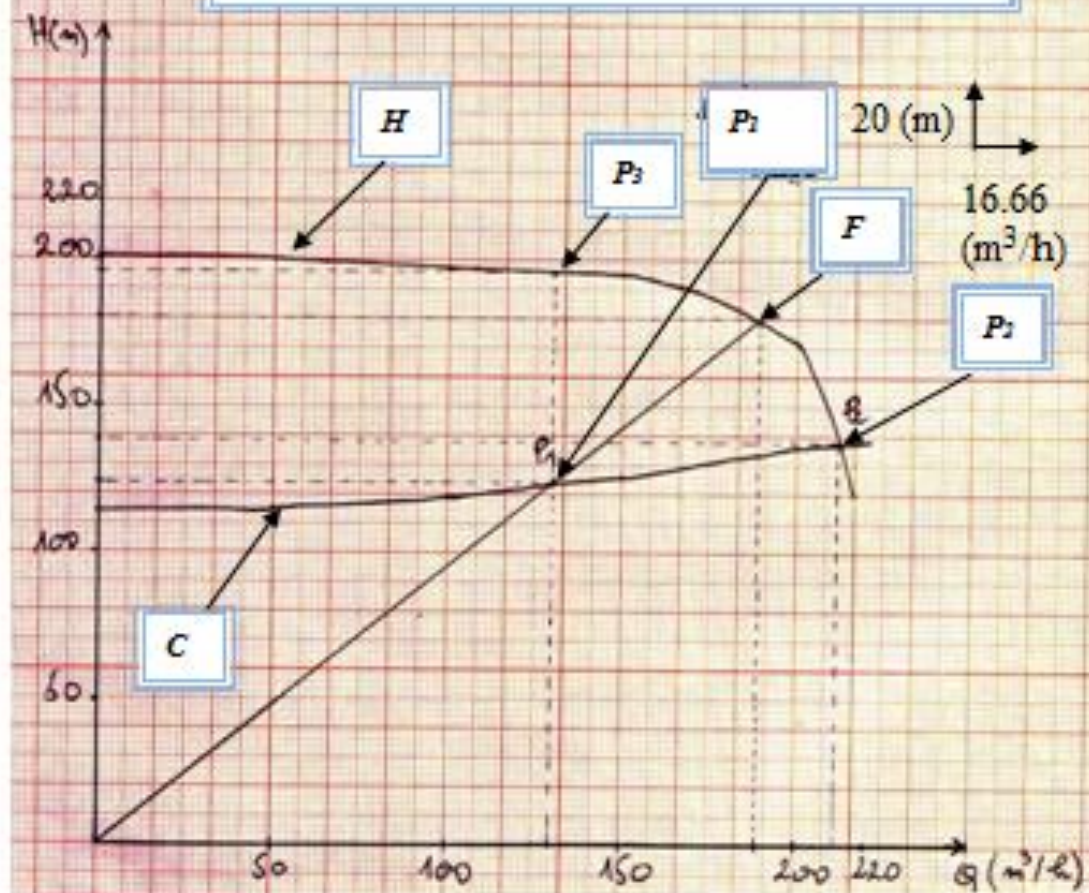
P_3 : donne $H_3 = 196 \text{ m}$.

F : Point donnant le point de rognage

($Q_r = 189,09 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_r = 174 \text{ m}$, $\eta_r = 73\%$).

(C) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

(H) : Courbe caractéristique de la pompe.



IX.1 Introduction

Lors du fonctionnement d'un réseau d'adduction, le régime d'écoulement de l'eau dans les conduites en charges n'est pas permanent, mais il subit des modifications rapides. Ceci engendre une série d'ondes de pression, qui se propagent le long de la canalisation et se réfléchissent à ses extrémités. Ce phénomène transitoire s'appelle « Le coup de bélier ». Les ondes peuvent soumettre la conduite à des pressions supérieures aux pressions normales de service (surpressions). C'est ce qui provoque des dégâts sur la conduite et son équipement accessoires, et des dépressions qui se traduisent par des cavitations.

Pour la conception de notre réseau, il est impératif d'étudier et de quantifier les risques éventuels des coups de bélier, afin de mettre en œuvre les protections contre ces derniers.

IX.2 Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est une onde de pression provoquée par une variation brusque du régime d'écoulement se propageant et s'ajoutant à la pression normale initiale régnant en tout point de la canalisation. Cette onde de pression cause ainsi une surpression ou une dépression qui entraîne un éclatement ou un écrasement de la conduite.

Les causes les plus fréquentes sont :

- Fermeture rapide d'une vanne ;
- Arrêt brusque du groupe électropompes alimentant la conduite et débitant sur un réservoir ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.

Et les conséquences du phénomène sont:

- Eclatement de la conduite par surpression ;
- Ecrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboîtement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, robinets).

IX.3 Analyse physique du phénomène

Dans une conduite de refoulement en fonctionnement permanent, le débit à relever est établi à la valeur « Q_0 ».

Supposant que brusquement ce débit « Q_0 » n'est plus fourni suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe, et que la colonne liquide est formée de tranches infiniment rapprochées.

Dans ce cas là, on distingue quatre phases à partir du moteur ou survient l'arrêt de la pompe. (On prendra comme unité de temps d'un aller-retour d'ondes c'est-à-dire : L/a).

IX.3.1 Première Phase

A l'arrêt du groupe, la colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant par suite de son inertie ; il en résulte derrière elle une dépression et chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Alors une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage à une célérité notée a , jusqu'au réservoir en un temps égal à $\frac{L}{a}$, Au bout de ce temps la conduite est en dépression.

IX.3.2 Deuxième Phase

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, en considérant les tranches successives à partir du réservoir. Au bout d'un temps $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se retrouver arrêtée par le clapet de la pompe, qui entre temps, s'est fermé.

IX.3.3 Troisième Phase

En raison de cet arrêt, les tranches d'eau vont se trouver comprimées, entraînant une dilatation de la conduite et au bout d'un temps égal à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine du phénomène, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée.

IX.3.4 Quatrième Phase

Grâce à son élasticité, la conduite 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 reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un temps égale à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine du phénomène.

Finalement on se retrouve dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc égale à $\frac{4L}{a}$ et le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné, amorti, les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Remarque

Dans le cas d'un écoulement gravitaire, le phénomène est caractérisé tout d'abord par une surpression puis une dépression.

IX.4 Célérité des ondes

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en polyéthylène à haute densité (PEHD) est donnée par

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (\text{m/s})$$

Et pour les autres matériaux:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (\text{m/s})$$

a : célérité de propagation des d'onde (m/s) ;

K: Coefficient dépend du matériau ;

D: Diamètre interne de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (m).

On n'en cite quelques exemples de K pour les célèbres matériaux utilisés dans les conduites d'adduction :

Matériau	PEHD	Acier	Fonte ductile	Amiante ciment	Béton
K	0,66	0,5	1,7	4,4	5

IX.5 Calcul de la valeur du coup de bélier :

IX.5.1 Cas d'une fermeture brusque ($t \leq \frac{2L}{a}$)

La valeur de coup de bélier est égale à :

Formule de Joukowski

$$b = \frac{a v_0}{g}$$

Avec :

b : Valeur de coup de bélier exprimée en m de hauteur d'eau ;

V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en écoulement permanent (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur égale à 9,81 m/s² ;

a : célérité de propagation des d'onde (m/s).

IX.5.2.Cas d'une fermeture lente ($t > \frac{2L}{a}$) :

Formule de MICHAUD

$$b = \frac{2 L V_0}{g t}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en m.

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur « L » et la vitesse de l'eau dans la conduite.

➤ **Pressions maximale et minimale**

- **Cas de surpression**

La valeur de la pression maximale dans la conduite est donnée comme suit :

$$P_{\max} = H_0 + \frac{a V_0}{g}$$

- **Cas de dépression**

La valeur de la pression minimale dans la conduite est donnée comme suit :

$$P_{\min} = H_0 - \frac{a V_0}{g}$$

Avec :

H₀ : est la pression absolue de service (avant l'apparition du coup de bélier)

$$H_0 = H_g + 10$$

H_g : est la hauteur géométrique en m.

10 : Valeur de la pression atmosphérique en m.c.e.

IX.6 Moyens de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais ils conviennent de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont :

IX.6.1 Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est un dispositif qui permet d'allonger le temps d'arrêt de la pompe dans le cas d'un arrêt brusque, en restituant au moment de la disjonction l'énergie accumulée pendant la marche normale. Le volant d'inertie est calé sur l'arbre du groupe.

Elle n'est envisagée que pour des longueurs des conduites inférieures à 100 m ; Au-delà, la masse du volant devient prohibitive.

Ce dispositif intervient dans la protection contre les dépressions.

IX.6.2 Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite à protéger, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une surpression déterminée, légèrement supérieure (05% environ) à la pression maximale de fonctionnement normale, l'ouverture doit s'effectuée rapidement pour que l'opération soit efficace.

Ces appareils permettent la libération du débit de retour et interviennent dans la protection contre la surpression. Leur utilisation nécessite un entretien, suivi et une surveillance attentive.

IX.6.3 Les cheminées d'équilibre

Ce sont des réservoirs à l'air libre établis à la station de pompage, ou bien sur le tracé du refoulement.

Elles interviennent à la fois dans la protection contre les surpressions et dépressions, elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et ou réservoir en cas de surpression, elles sont établie pour des hauteurs géométriques faibles et dans des adductions gravitaires.



Figure IX.1 : Les différentes formes de l'anti-bélier.

XI.6.4 Les réservoirs d'air

Il est constitué par une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage, et raccordée à la conduite de refoulement, immédiatement à l'aval du clapet.

Dans notre cas, notre choix s'est porté sur ce dispositif pour l'avantage qu'il présente (protection contre les surpressions et les dépressions).

Son principe de fonctionnement est comme suit :

Le réservoir contient de l'eau et de l'air. En marche normale, la pression de l'air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau dans la cloche est supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

Après diminution progressive et annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmente la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue, par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

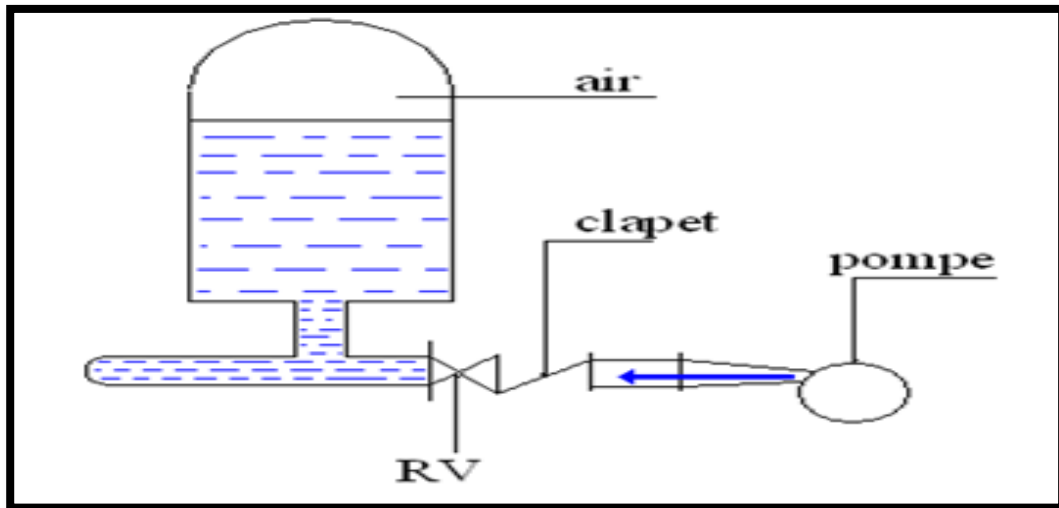


Figure XI.2 : Principe de la disposition du réservoir d'air.

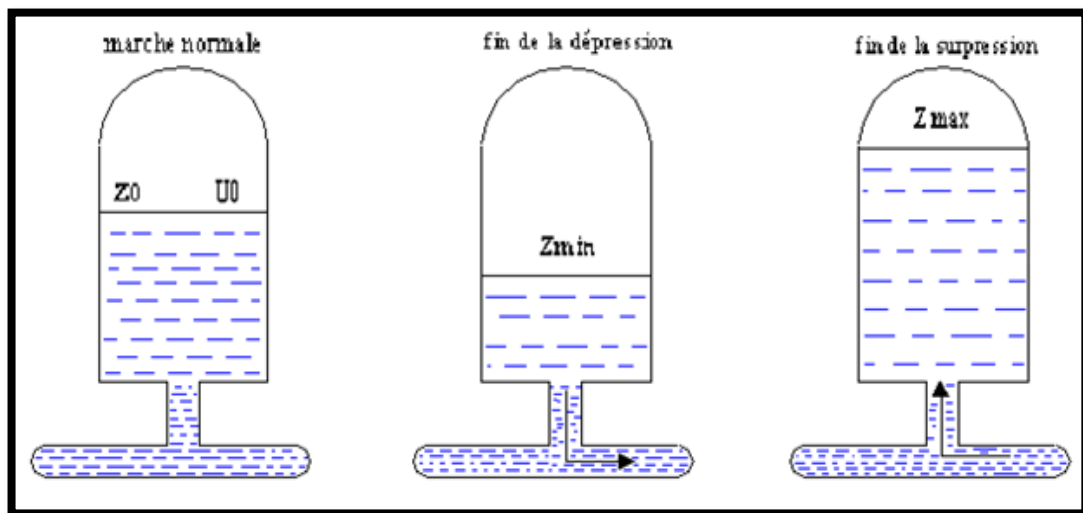


Figure XI.3: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

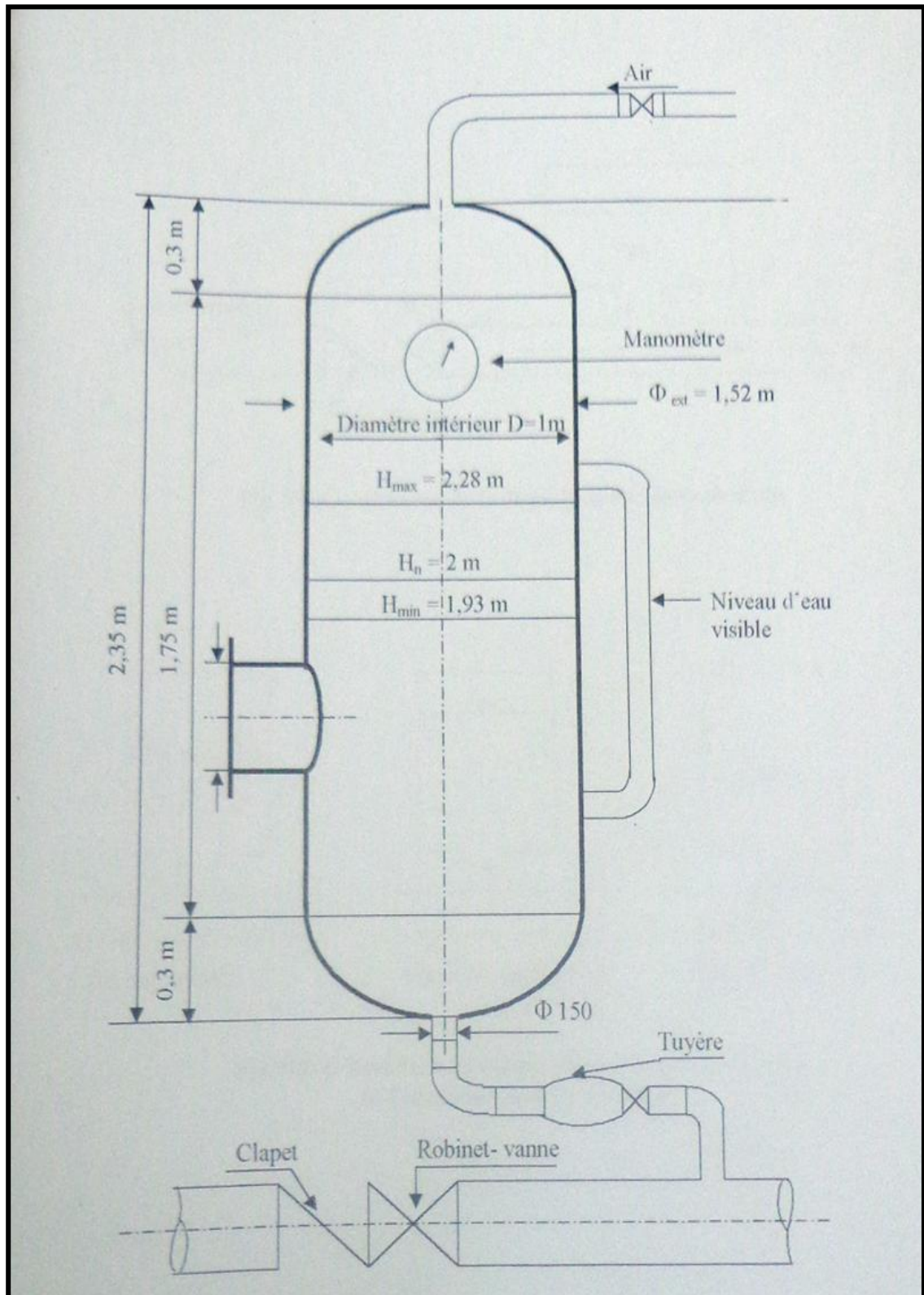


Figure XI.4 : Schéma du réservoir d'air anti-bélier.

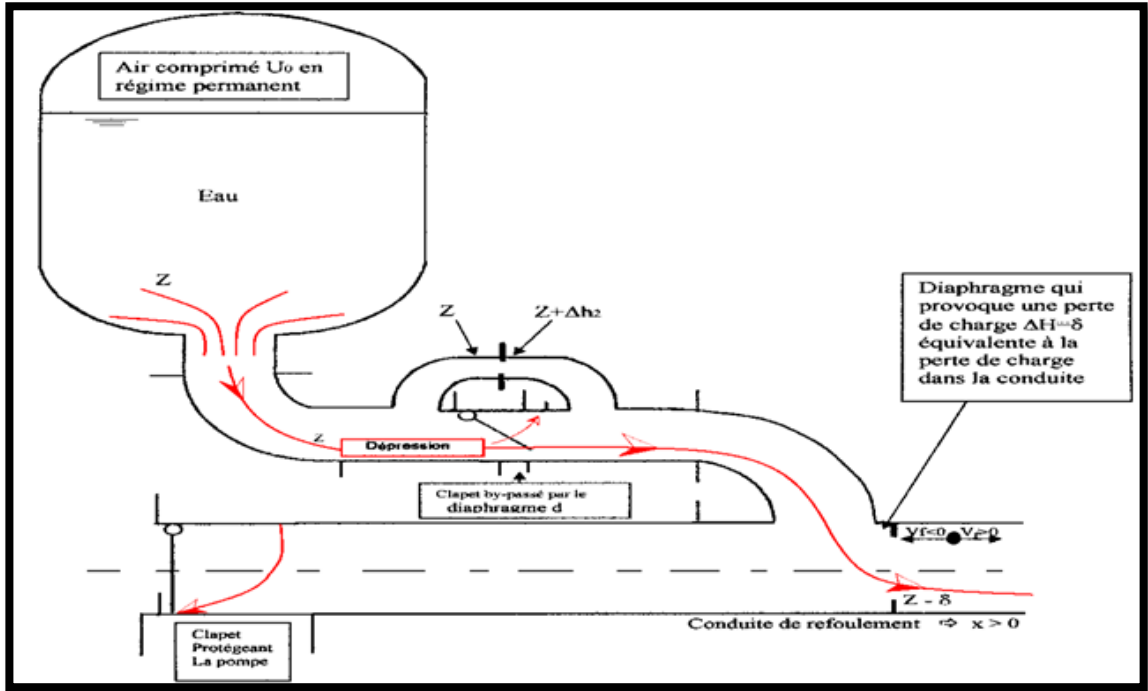


Figure IX.5 : Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans la conduite.

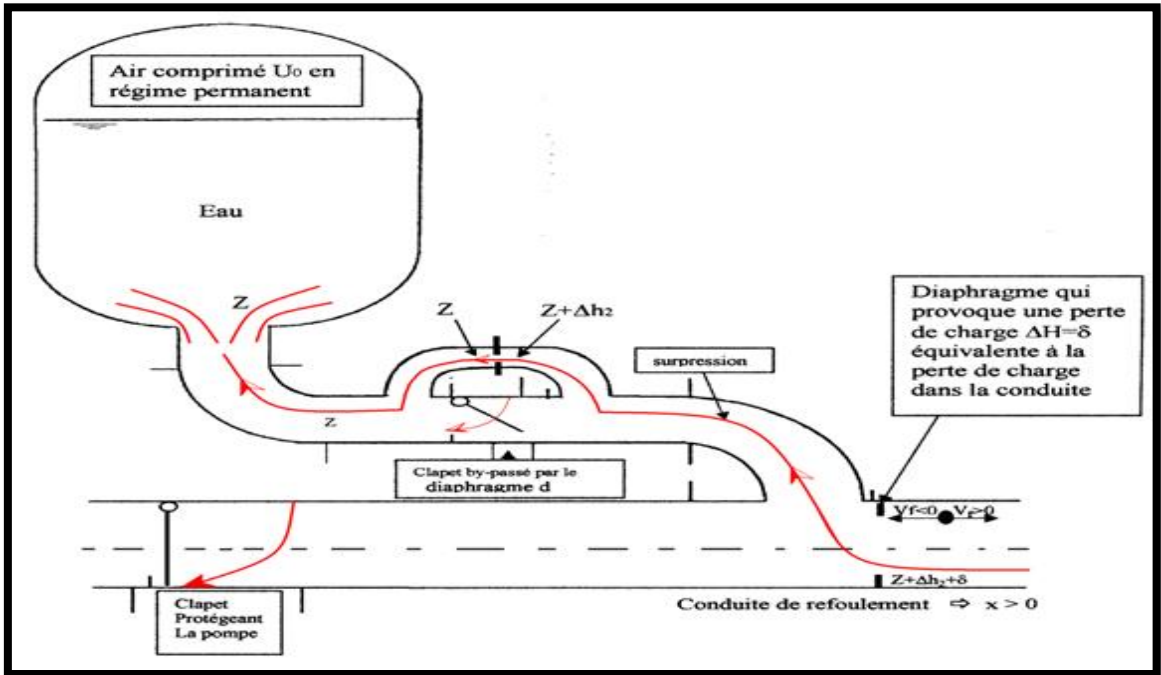


Figure IX.6 : Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans le réservoir.

IX.7 Choix du moyen de protection des conduites contre le coup de bélier

Nous avons choisi le réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier. Aussi on a choisi comme exemple la conduite reliant la station de reprise (SRII) et la (RIII).

IX.8 Méthodes de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

IX.8.1 Méthode simplifiée (VIBERT)

Cette méthode est établie pour des installations ($Q < 30 \text{ l/s}$, $L < 1200 \text{ m}$) et en considérant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeable ;
- L'élasticité de la conduite de refoulement et La compressibilité de l'eau sont négligeable, (en considérant le phénomène comme une oscillation de masse) ;
- Le dispositif est supposé ne comportant aucun organe d'étranglement.

En marche normale, le volume d'air noté U_0 contenu dans la cloche est caractérisé par une pression absolue noté Z_0 exprimée en mètre d'eau. Cette pression est pratiquement égale à la hauteur géométrique de refoulement plus dix mètres ($Z_0 = H_g + 10 \text{ m}$).

- La première phase du phénomène est caractérisée par la fin de la dépression, tel que l'air occupe un volume plus grand, et une pression plus faible notée $Z_{\min}$.
- La deuxième phase caractérisée par la fin de la surpression où l'air occupe un volume plus qu'en marche normale et subit une pression maximale notée $Z_{\max}$.

Vibert à établi un abaque permettant Le volume de réservoir U_0 de l'air dans la cloche est calculé par la formule établi par A. VIBERT, de la forme suivante :

$$U_0 = \frac{H_0}{Z_0} \cdot \frac{L s}{f(Z/Z_0)}$$

Avec :

U_0 : Le volume d'air initial dans la cloche en m^3 ;

L : Longueur de la conduite en m ;

S : Section de la conduite à protéger en m^2 ;

Z : Pression au refoulement durant le coup de bélier en m.c.e ;

Z_0 : Pression absolue au refoulement du mouvement permanent, en m.c.e ;

$H_0 = \frac{V_0^2}{2g}$, avec V_0 vitesse d'écoulement dans la conduite (m /s) ;

g : accélération de la pesanteur en m/s^2 .

IX.8.2 Méthode normal (BERGERON)

Les hypothèses simplificatrices introduites dans le calcul simplifié d'un réservoir d'air ne peuvent s'appliquer dans le cas d'installations importantes. On disposera donc à la base de la cloche d'un étranglement qui permet d'amortir rapidement les oscillations et de réduire le volume de la cloche.

Il est recommandé d'avoir une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, ce qui nous a amené à choisir la tuyère comme organe d'étranglement. Cette dernière permet d'avoir des pertes de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.

a- Dans un intervalle $\theta = \frac{2L}{a}$ l'eau poursuit sa montée, est animée d'une vitesse $V_{f_{n-1}}$ et la fin d'une vitesse $V_{f_n} < V_{f_{n-1}}$.

b- Les sommets de l'épure $2p, 4p, 6p, \dots$ etc. Correspondent à des états finals, tel que pour chaque intervalle considéré c'est la V_f qui est fixée au départ.

c- La vitesse moyenne est calculée par une moyenne arithmétique des vitesses fixées au début et à la fin de l'intervalle θ .

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_f)_{i-1} + (V_f)_i}{2}$$

d- La variation du volume d'air

$$\Delta U = S \theta V_{\text{moy}}.$$

Avec :

S : Section de la conduite en m^2 ;

θ : Intervalle de temps en s ;

V_{moy} : Vitesse moyenne en m/s.

e- Volume d'air

$$U = U_0 + - \Delta U.$$

f- Pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}}{U_0^{1,2}}.$$

g- Vitesse dans l'organe d'étranglement (tuyère)

- A la montée : $V_1 = \frac{D^2}{(0,92 \cdot d)^2} V_f = K V_f$
- A la descente : $V_2 = \frac{D^2}{0,5 \cdot d^2} V_f = K' V_f$

Avec :

0,92 : coefficient de débit ;

d : Diamètre de la tuyère en mm ;

D : Diamètre de la conduite en mm ;

K : Coefficient compris entre 15 et 20, qui dépend du diamètre de la tuyère « d » ;

0,5 : Coefficient de contraction de la veine liquide.

h- Perte de charge dans l'organe d'étranglement

- A la montée : $\Delta H_1 = C \frac{v_1^2}{2g}$;
- A la descente : $\Delta H_2 = C \frac{v_2^2}{2g}$.

Avec :

Les C et C' des coefficients déterminés en fonction des rapports m et m' des sections de la veine contractée ($0,92 d$, d) et de la tubulure (D_t) sur le graphe des pertes de charge dans une tuyère (**Annexe VI-2**).

i- La pression absolue dans la conduite avec perte de charge

- A la montée : $Z - \Delta H_1$
- A la descente : $Z + \Delta H_2$

j- Perte de charge au refoulement

$$\delta r = \frac{1,15 \times \lambda \times L \times v_f^2}{2 \times g \times D}$$

k- La pression absolue dans la conduite sans les pertes de charge

- A la montée : $Z - \Delta H_1 - \delta r$
- A la descente : $Z + \Delta H_2 + \delta r$

C'est finalement avec Cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui doit couper la droite $\frac{a}{gs}$ en un point, tel que $2p$, $4p$,... sont verticales aux vitesses finales fixés au départ, sinon on recommence le calcul avec d'autres valeurs de vitesses choisies.

IX.8.3 Méthode de Puech et Meunier

L'étude comparative faite par MR. Puech et Meunier sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de Puech et Meunier utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tel que :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0};$$

$$A = \frac{c \cdot V_0}{H_0};$$

$$B = \frac{v_0^2}{g \cdot H_{abs}} \cdot \frac{L \cdot S}{U_0}.$$

Avec :

c : célérité d'onde de choc en (m/s) ;

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H₀ : pression statique absolue = H_g + 10 (m) ;

H_{abs} : la pression de service absolue.

Tel que:

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta H + 10 = HMT + 10 \quad (m).$$

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m)

S : section de la conduite de refoulement (m)

U₀ : volume d'air initial (m³) ;

g : accélération de pesanteur (m²/s).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_o qui sera ainsi déterminé :

$$U_o = \frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10} = \frac{(P_{\min})_{\text{abs}}}{H_g + 10}.$$

XI.9 Protection de la conduite reliant la (SRII) projeté à la cote 629,50 m et le réservoir (RIII) projeté à la cote 826,89 m

Calcul normal d'un réservoir d'air :

❖ Méthode à suivre :

XI.9.1 Caractéristique de la conduite

- $L = 3100 \text{ m}$;
- $Q = 0,136339 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $D = 500 \text{ mm}$;
- $D_{\text{int}} = 409,2$;
- $e = 45,4 \text{ mm}$;
- $S = 0,1314 \text{ m/s}$;
- $V_o = 1,04 \text{ m}^2/\text{s}$.

XI.9.2 Profil en long de la conduite

L (m)	0	87,57	145,12	168,76	204,25	449,46	597,48	669,84	724,70
Cotes (m)	629,5	630,99	633,19	632,67	633,78	646,49	657,92	662,30	666,1

L (m)	1079,35	1495,05	1727,22	1854,83	2008,32	2150,72	2342,49	2776,63	3100
Cotes (m)	692,09	719,72	737,62	748,45	760,23	772,19	787,21	814,94	826,89

XI.9.3 Dimensionnement des protections

1. Dépression

La méthode de Puech et Meunier utilise trois (03) nombres adimensionnels :

K : caractérise les pertes de charge

A : caractérise la conduite de refoulement

B : caractérise le volume de réservoir anti-bélier

Ayant calculé K et A, nous superposant la famille de courbes B, au profil en long, nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de (03) 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 :

Nous avons affaire à une conduite en PEHD, on calcul la célérité « a » :

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

Avec :

K = 0,66 (pour le PEHD) ;

D = 409,2 mm ;

e = 45,4 mm ;

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0,66 \cdot \frac{409,2}{45,4}}}$$

a = 470,40 m/s.

A/ Caractéristique de la conduite :

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g H_0}$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 201,69 + 10 = 211,69 \text{ m}$$

$$A = \frac{470,40 \cdot 1,04}{9,81 \cdot 211,69}$$

$$A = 0,24.$$

B/ Caractéristique de la perte de charge :

$$K = \frac{H_{abs} - H_o}{H_o}$$

Avec :

$$H_{abs} = H_{mt} + 10$$

$$H_{abs} = 209,95 + 10 = 219,95 \text{ m}$$

Donc :

$$K = \frac{219,95 - 211,69}{211,69} = 0,039$$

C/Caractéristiques du réservoir d'air (B) :

Nous devons considérer la famille de courbe (B) pour $A = 0,24$ et $K = 0,039$, mais nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long absolue aux familles des courbes : $K = 0$ et $A = 0,5$.

X(m)	0	87,57	145,12	168,76	204,25	449,46	597,48	669,84	724,70
Cotes (m)	629,5	630,99	633,19	632,67	633,78	646,49	657,92	662,30	666,1
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,047	0,054	0,065	0,063	0,068	0,128	0,182	0,203	0,221
X/L	0,00	0,028	0,047	0,054	0,066	0,145	0,193	0,216	0,234

X(m)	1079,35	1495,05	1727,22	1854,83	2008,32	2150,72	2342,49	2776,63	3100
Cotes (m)	692,09	719,72	737,62	748,45	760,23	772,19	787,21	814,94	826,89
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,344	0,475	0,560	0,611	0,666	0,723	0,794	0,925	0,982
X/L	0,348	0,482	0,557	0,598	0,648	0,694	0,756	0,896	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes (B) sélectionnées. Le graphe de Meunier et Puech nous montre les zones à risques et nous pouvons considérer un point.

En effet, un petit carré dans le sens vertical représente une protection de $P = 0,01$. $H_0 = 0,01 \cdot 211,69 = 2,12\text{m}$. Il suffit 1,41 carreau pour avoir la sécurité de 3 m préconisée par A. Dupont. Néanmoins pour protéger la partie terminale nous prendrons $B=0,1$ et $A=0,5$.

La conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessus du point le plus défavorable du profil ($L = 3100\text{ m}$) deux carreaux donc une pression absolue de $2,12 \cdot 2 = 4,24\text{ mce}$.

La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

➤ Calcul de U_0

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{\text{abs}}} \cdot \frac{L \cdot S}{B} = \frac{(1,04)^2}{9,81 \times 219,95} \cdot \frac{3100 \times 0,1314}{0,2}$$

$$U_0 = 1,02\text{ m}^3.$$

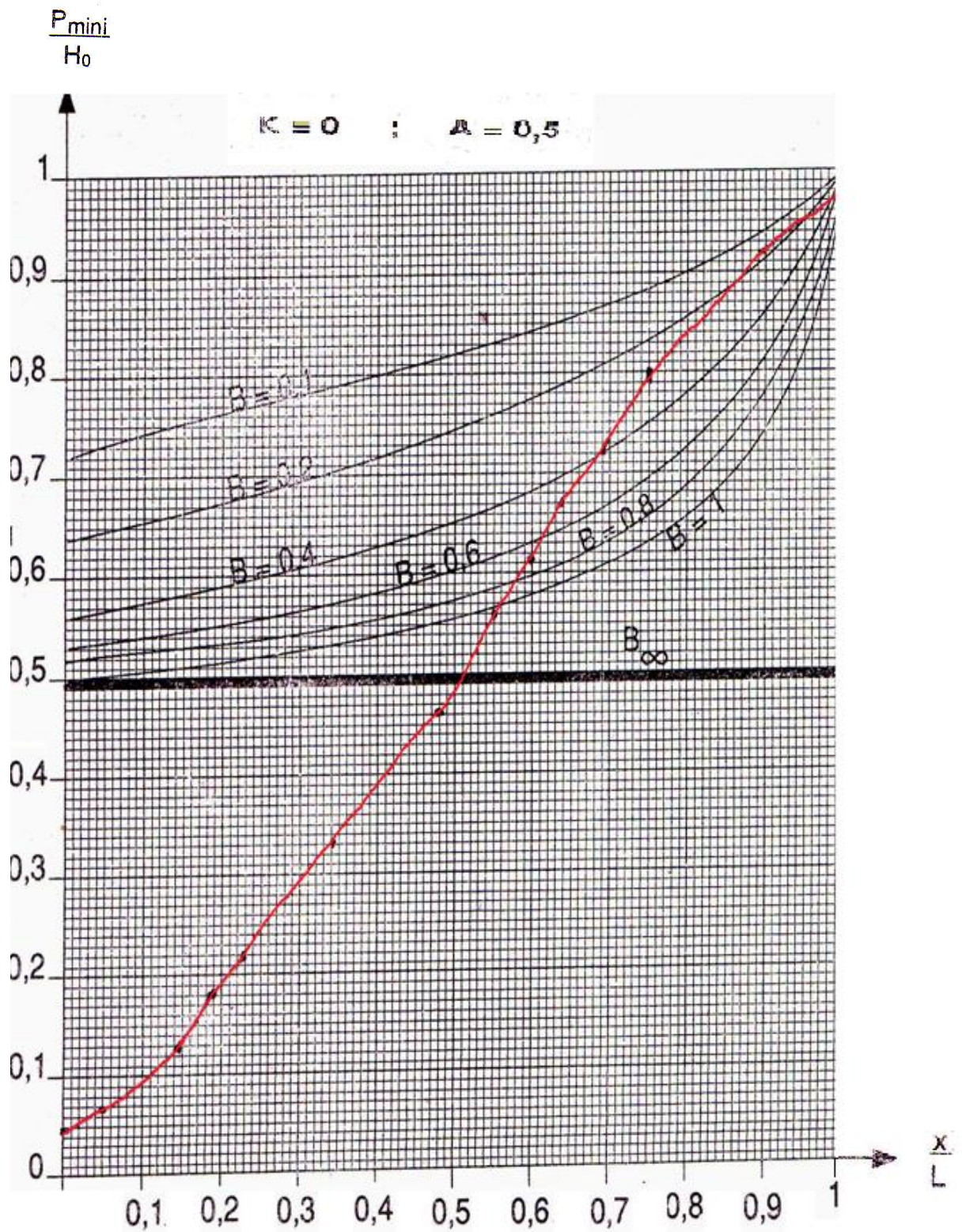


Figure IX.7 : Graphe de Meunier et Peuch
 Conduite reliant la SRII au réservoir RIII

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression, nous lisons sur le graphe :

$$K = \frac{P_{\min}}{H_0} = 0,79 \quad P_{\min} = 0,79 \times 211,69 \quad P_{\min} = 167,235 \text{ m.c.e}$$

$$P_{\min} = 167,235 \text{ m.c.e.}$$

➤ L'évolution du volume d'air est donnée par la relation suivante :

$$P_{\min.} (U_{\max})^{1,2} = H_{\text{abs}} (U_0)^{1,2} \quad U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 1,02 \left(\frac{219,950}{167,235} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 1,28 \text{ m}^3.$$

Le plus grand volume est $1,23 \text{ m}^3$, si nous admettons qu'il reste encore 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$U'_{\max} = U_{\max} \times 1,2 = 1,28 \times 1,2 = 1,536$$

$$U'_{\max} = 1,536 \text{ m}^3$$

2. Surpression

De l'abaque de Dubin et Geneau (**Annexe IX-1**). Pour $A = 0,5$ et $B = 0,2$ nous lisons:

$$\begin{cases} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,8 & \text{avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2 \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,125 \end{cases}$$

$$\bullet \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,8 \rightarrow \alpha = 0,8 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,8 \frac{211,69}{(1,04)^2} = 156,575$$

$$\bullet \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2. \text{ A partir de cette formule, on peut tirer le diamètre } d :$$

$$\frac{D^2}{0,6 d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1 \Rightarrow d^2 = \frac{D^2}{0,6 (\sqrt{2g\alpha} + 1)}.$$

$$d^2 = \frac{(409,2)^2}{0,6 (\sqrt{2} \times 9,81 \times 156,575 + 1)}$$

$$\mathbf{d = 70,32 \text{ mm}}$$

$d = 70,32 \text{ mm}$ représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue $H_0 = 211,69 \text{ m}$ est :

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,125 \Rightarrow P_{\max} = 1,125 \times 211,69$$

$$\mathbf{P_{\max} = 238,15 \text{ m.}}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue est :

$$\text{Suppression}/H_0 = 238,15 - 211,69 = 26,46 \text{ m.}$$

3. Tracé de l'épure de Bergeron

C'est à partir de l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite, après leur fixation au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air et de son dispositif d'étranglement. Dans cette méthode, nous devons agir par tâtonnement qui sera très limité, mais d'une bonne précision.

Calculs préliminaires

- Valeur de la célérité (a) : $a = 470,4 \text{ m/s}$.

- Valeur de coup de bélier (b) :

$$b = \frac{a V_0}{g} \Rightarrow b = \frac{470,4 \times 1,04}{9,81} = 49,87.$$

$$\mathbf{b = 49,87 \text{ m.}}$$

- Valeur maximal de la pression dans la conduite :

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

$$H_{\max} = 201,69 + 49,87 = 251,56.$$

$$\mathbf{H_{max} = 251,56 \text{ m.}}$$

- Valeur minimale de la pression dans la conduite :

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

$$H_{\min} = 201,69 - 49,87 = 151,82.$$

$$\mathbf{H_{min} = 151,82 \text{ m.}}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit :

$U_0 = 1,02 \text{ m}^3$, que l'on dispose du diaphragme de diamètre $d = 70,32 \text{ mm}$

a) Variation du volume d'air dans le réservoir

Les temps se suivent selon les valeurs :

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} \Rightarrow \theta = \frac{2 \times 3100}{470,4} = 13,18$$

$$\mathbf{\theta = 13,18 \text{ s}}$$

Pour le premier intervalle, on aura :

$$\mathbf{V_{moy} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}}$$

Pour les autres intervalles :

$$V_{moy} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Où :

$(V_F)_{i-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédant ;

$(V_F)_i$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \theta \times s \times V_{moy} \Rightarrow \Delta U = 13,18 \times 0,1314 \times V_{moy}$$

$$\mathbf{\Delta U = 1,732. V_{moy}}$$

ΔU : Variation du volume d'air pour chaque intervalle ($-\Delta U$ quand l'eau redescend)

Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

b) La nouvelle pression dans le réservoir (Z)

Elle est exprimée en admettant que la détente de fluide s'effectue conformément à la loi suivante :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = Z \cdot U^{1,2}$$

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue (Hmt +10).

$$Z = \frac{H_{abs} \cdot U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{219,95 (0,98)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{225,24}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{225,24}{U^{1,2}}$$

c) Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'air, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc $\Delta h_1 = 0$.

d) Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta H_2 = \left[\left(\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta H_2 = \left[\left(\frac{(409,2)^2}{0,6(70,32)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta H_2 = 156,64 \cdot V_F^2.$$

e) Calcul de la perte de charge au refoulement

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15 \cdot L \cdot \lambda \cdot V_F^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

$$\delta_r = \frac{1,15 \times 3100 \times 0,01875 \times V_F^2}{2 \times 9,81 \times 0,4092}.$$

$$\delta_r = 8,33 V_F^2$$

f) Epure de Bergeron

- **Détermination de la pente de la droite**

$$\frac{a}{g \cdot s} = \frac{470,4}{9,81 \times 0,1314} = 364,92 \text{ s/m}^2.$$

Echelle des pressions :

$$\begin{cases} 1 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ M} \\ B \rightarrow 364,92 \end{cases}$$

$$\mathbf{B = 18,246.}$$

Echelle des débits :

Pour $V = 1,04 \text{ m/s}$, le $Q = 0,136 \text{ m}^3/\text{s}$, on a alors :

$$\begin{cases} Q = 0,136 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow 14,00 \text{ cm} \\ 1 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow A \end{cases}$$

$$\mathbf{A = 102,94.}$$

Donc la pente de la droite sera :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{18,246}{102,94} = 0,117.$$

Donc : $\alpha = 10,04^\circ$ (angle d'inclinaison).

g) Explication du tableau

1- On choisit la vitesse finale (V_f) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (9).

2- On calcul la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).

3- On calcul la variation du volume d'air (ΔU) qu'est fonction de V_0 ligne (2).

4- Au volume initial, choisi auparavant en marche normale U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou on retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape ligne (3).

5- A partir de la ligne (3), nous remplaçons tous simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8); pour la ligne (7), il suffit de remplacer V_f par sa valeur.

6- La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est rapportée sur l'axe des coordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{gS}$ qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).

7- Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_f), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_f choisie est égale à la vitesse V_f lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (9) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_f toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente en répétant les mêmes calculs.

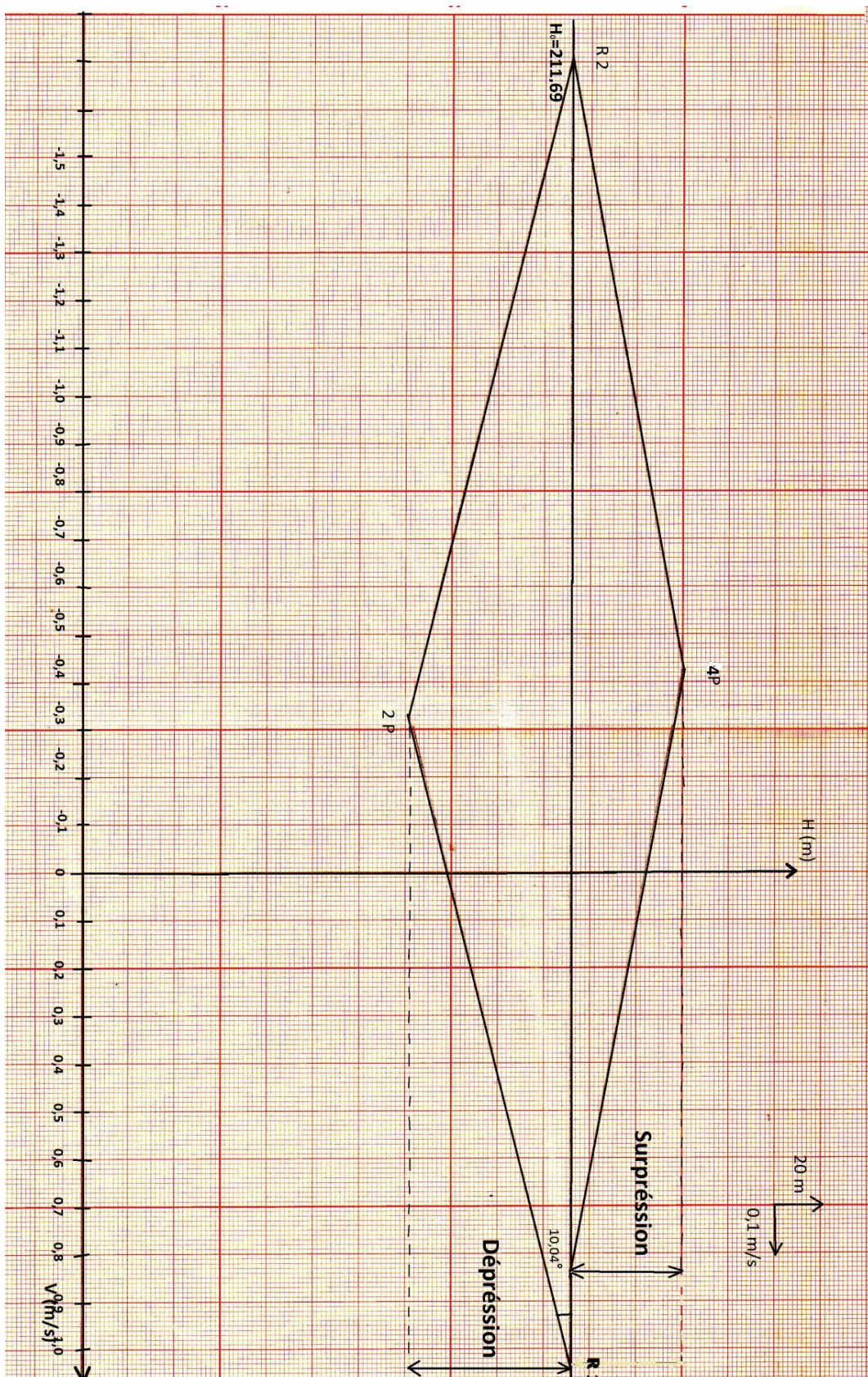
8- Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_f).

De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

1	Intervalle de temps (s)	$\theta = 0$	$\theta = 13,18 \text{ s}$	$2 \theta = 26,36 \text{ s}$
2	Variation du volume d'air (m ³) $\Delta U = 1,732 \cdot V_{moy}$	/	0,615	-0,653
3	Volume d'air (m ³) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	1,02	1,635	0,982
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{225,24}{U^{1,2}}$	219,950	124,860	230,203
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta H_1 = 0$. Retour: $\Delta H_2 = 156,64 V_F^2$	/	17,058	28,293
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta H_1$ Retour = $Z + \Delta H_2$	219,950	141,918	258,496
7	Perte de charge δ (m) $\delta = 8,33 \cdot V_F^2$	9,010	0,907	1,505
8	Pression dans la conduite sans δ (m) Aller = $Z - \Delta H_1 - \delta$, Retour = $Z + \Delta H_2 + \delta$.	210,94	142,825	260,001
9	Vitesse finale choisie (m/s)	1,04	-0,330	-0,425
10	Vitesse moyenne V_{moy} (m/s)	/	0,355	-0,377
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	1,04	-0,330	-0,425
12	Désignation des points	1R	2P	4P

Tableau IX.1: Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SRII- RIII.

Figure X.8. *Epure de Bergeron*



h) Caractéristiques finales du réservoir d'air

L'examen de la troisième colonne du tableau IX.1 montre que l'air peut occuper un volume maximal de $1,635 \text{ m}^3$.

Comme il est nécessaire qu'il reste toujours de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, nous avons pris un volume total de la cloche égal à $1,798 \text{ m}^3$ (c'est-à-dire 10% de $2,023 \text{ m}^3$) dans laquelle l'air n'occupera que $1,02 \text{ m}^3$ en marche normale.

Il sera adjoint à la cloche un compresseur d'air, afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée.

Selon l'épure de Bergeron (figure IX.8), on a les faits suivants :

- En phase de dépression, le volume d'air $U_0 = 1,02 \text{ m}^3$ passe à $1,635 \text{ m}^3$ à la fin, avec une dépression maximale de 142,825 m.

- En phase de surpression, le volume d'air passe à $0,982 \text{ m}^3$, avec une surpression maximale de 260,001m.

Interprétation des résultats

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau suivant :

	Meunier et Puech	Dubin et Guéneau	Bergeron
Pression minimal (m)	167,235	-	142,825
Surpression/ H_0 (m)	-	26,46	48,311
$U_{\max} (\text{m}^3)$	1,28	-	1,635

Tableau XI.2: Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections

Pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir d'air d'un volume $U_{\max} = 1,798 \text{ m}^3$, avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 1,02$.

La canalisation de branchement entre le réservoir d'air et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens réservoir d'air-conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera de $d = 70,32 \text{ mm}$, dans la conduite réservoir (surpression) l'eau passe par se diaphragme.

i) Précautions à prendre pour l'anti-bélier

Par suite de contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

XI.10 Conclusion

Dans le but d'assurer une protection de la conduite reliant la SRII et la RIII, choisie comme exemple, contre les effets néfastes de coup de bélier, on a choisi le moyen de réservoir d'air d'un volume $U_{\max} = 1798 \text{ l}$, qui sera placé à proximité de la station de pompage.

Remarque :

Selon le graphe de Peuch et Meunier on refait tout les calculs avec $B = 0,1$

Conclusion Générale

Ce projet, proposé par la DHW de Tizi-Ouzou, consiste à une réalisation d'un réseau d'AEP pour la commune d'Assi-Youcef, au biais d'un piquage de la conduite de transfert à partir de barrage Koudiet Acerdoune, et cela nous a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- ❖ Les besoins en eau de notre région d'étude qui présente une population de 39504 habitants à long terme (horizon 2044) sont estimés à 109,453 l/s. Vu que la région présente quatre sources qui lui fournissent un débit de l'ordre de 7,2 l/s en période d'étiage, donc le débit à relever à partir du piquage n'est que de l'ordre de 102,253 l/s.

- ❖ Dans le but d'une concrétisation de notre étude, nous avons pris en considération les deux volets technique et économique et cela se manifeste dans le choix des matériaux, équipements, tracé...etc.

- ❖ Vu l'agressivité des sols de notre étude ainsi que les dénivelées importantes qui engendrent des pressions importantes dans les conduites, nous avons préconisé l'utilisation des conduites en PEHD (Polyéthylène de haute densité) pour les avantages qu'ils présentent tel que : la résistance à la corrosion, flexibilité, durée de vie assez longue, élasticité...etc.

- ❖ La longueur totale de la conduite est de 9720m, avec les diamètres suivants : DN400 à PN16, DN500 à PN 20, DN500 à PN20, DN250 à PN20 DN200 à PN10.

- ❖ Vu que notre région d'étude s'alimente actuellement des sources situées dans la montagne donc tous les réservoirs existants se situent en hauteur, d'où la nécessité de projeter cinq (05) réservoirs, dont un est jumelé à celui existant à Thabourth El Ancer.

- ❖ Le choix des pompes à été fait comme suite :

- 1) Pour la SRI : une seule pompe multicellulaire identiques de type NMB 8 à six (06) étage, plus une de secoure, pour relever un débit $Q= 525,378 \text{ m}^3/\text{h}$ à une hauteur $H_{mt} = 203,911 \text{ m}$, c'est-à-dire élévation de la SRI projetée vers le réservoir de transit RII.

- 2) Pour la SRII : une seule pompe multicellulaire identiques de type NMB 8 à six (06) étage, plus une de secoure, pour relever un débit $Q= 525,378 \text{ m}^3/\text{h}$ à une hauteur $H_{mt} = 209,950 \text{ m}$, c'est-à-dire élévation de la SRII projetée vers le réservoir de transit RIII projeté à Thabourth El Ancer.

3) Pour la SRIII : une seule pompe multicellulaire identiques de type 100 NM à trois (03) étage, plus une de secoure, pour relever un débit $Q=129,6 \text{ m}^3/\text{h}$ à une hauteur Hmt =124,42 m, c'est-à-dire élévation de la SRIII projetée vers le réservoir de transit RV à Ait El Kacem.

➤ Dans le cas de SRI, SRII et SRIII Réduction du temps de pompage, constitue la solution la plus rentable.

❖ La protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la SRII au réservoir RIII, se fera au moyen d'un réservoir d'air d'un volume de 1798 l.

En fin, nous espérons que ce modeste travail sera un appui pour les générations futures et pour sa réalisation sur le terrain.