



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ZAIDI Redha

HABOUL Fouad

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

Option : **Ouvrages Et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE HAMMAM DALAA/ M'SILA A PARTIR DE LA STATION DE POMPAGE SP06 ELMHIR/ Bordj Bou Arreridj

Soutenu le **01 /07 /2018** Devant le jury composé de :

- Président : **SAKHRAOUI.**
- Promoteur (s) : **HADDAD. S**
- Examineur (s) : **HAMOUCHE.**

Je dédie ce travail à :

Ma famille,

Mes parents : mon cher père et ma chère mère,

Nos frères et sœurs,

Nos enseignants, nos collègues,

Nos amis...

Redha

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère ;

Mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien morale dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je dédie ce modeste travail également à :

A toute ma famille ; mes frères khalil ; medredouane (boujii) et ma sœur.

Mes amies :

omar ; abdnour ; Ilyes ; Mouh ; Nono ; Youcef ; Halim ; Rédha ; Abdelghani, Sobhi et tous les amis .

A tous ceux que j'aime et qui m'aime.

Haboul fouad

Nous tenons à remercier :

Mr HADDAD Samir de nous avoir guidé durant ce projet de fin d'étude,

Le jury d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail,

Mme BENNAI Naima qui nous a beaucoup aidé,

Toutes personnes qui, de prêt ou de loin nous ont aidées et encouragées pour l'aboutissement de ce travail.

Liste d'abréviation

a : célérité de l'onde

C_{HW} : coefficient de Hazen Williams

CB : Coup de bélier

D_{ca} : Diamètre conduite d'aspiration

d : densité du fluide transporté

D_e : Diamètres extérieur

D_i : Diamètres intérieur

e : épaisseur

g : accélération gravitationnelle

H_g : hauteur géométrique

HP : Hauteur Piézométrique

h_v : tension de vapeur

HPP : Hauteur de Pression de Pompage

I : catégorie de consommateur

IDR : Rapport Standard de Diamètre

J : est la perte de charge

J_s : Pertes de charge singulières

K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximale

K_{min,j} : coefficient d'irrégularité minimale

L : Longueur

MRS : Contrainte minimale requise

n : intervalle d'année séparant

N : nombre de consommateur

N : Nombre de tour

N_S : la vitesse de rotation spécifique

P_n : population futur a l'horizon

P₀ : population de l'année de référence

P₀: Pression atmosphérique en

P_{max} : Résidu maximum

P_B : Pression barométrique

P_a: Puissance Absorbée

q : dotation moyenne journalière

Q_{MOY-j} : consommation moyenne journalière

Q_{max,j}: la consommation maximale journalière

Q_{min,j} : débit d'eau minimale du jour

Q : débit transitant dans la conduite

SDR : Rapport Standard de Diamètre

T : taux d'accroissement de la population

V : la vitesse d'écoulement

V_r : capacité résiduelle

V_{max} : vitesse maximal

W: Poids volumique

η_g: Rendement global

PMSDBO : Pression Maximale de Service Détimbrée du à coup de Bélier Occasionnel

PMSDBR : Pression Maximale de Service Détimbrée du à coup de Bélier Récurent

Liste des figures

Figure I.1 : Extrait de la carte satellitaire montrant la zone d'étude.3

Figure II.1 : Extrait de la carte satellitaire montrant les trois variantes.....15

Figure II.2 : Extrait de la carte satellitaire montrant variante I.....15

Figure II.3 : Profil en long tracé N°1.....17

Figure II.4 : Extrait de la carte satellitaire montrant variante II.....18

Figure II.5 : Profil en long tracé N°2.....20

Figure II.6 : Extrait de la carte satellitaire montrant variante III.21

Figure II.7 : Profil en long tracé N°3.....23

Figure III.1 : Contrainte admissible (σ).....32

Figure III.2 : Vitesse minimale en fonction de diamètre des sédiments.....42

Figure III.3 : Ligne de charge et ligne piézométrique47

Figure IV.1 : Illustration d'une pompe hydraulique.49

Figure IV.2 : Schéma classification des pompes49

Figure IV.3 : Groupement en parallèle (//).51

Figure IV.4 : Groupement en série (Σ).....51

Figure IV.5 : La valeur de rendement en fonction de la vitesse spécifique.....52

Figure IV.6 : Effet de la cavitation (et/ou érosion) sur la roue d'une pompe centrifuge54

Figure IV.7 : Cas d'aspiration en dépression.55

Figure IV.8 : Cas d'aspiration en charge.56

Figure IV.9 : Marge de sécurité M entre le $[NPSH]_d$ et le $[NPSHr]_{3\%}$56

Figure IV.10 : Détails des stations de pompages58

Figure IV.11 : Détails tulipe d'aspiration59

Figure V.1 : Réservoir d'équilibre63

Figure V.2 : L'emplacement de réservoir intermédiaire64

Figure V.3 : L'emplacement d'une brise charge.....65

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Nombre d’habitant à la commune hammam dala [15].....	4
Tableau I.2 : Estimation de population aux différents horizons.....	5
Tableau I.3 : Equipements existants.....	5
Tableau I.4 : Détermination des besoins domestique aux différents horizons	6
Tableau I.5 : Détermination des besoins scolaire	7
Tableau I.6 : Détermination des besoins sanitaire	7
Tableau I.7 : Détermination des besoins socioculturels	7
Tableau I.8 : Détermination des besoins administratifs	8
Tableau I.9 : Récapitulatif des besoins journaliers en eau pour les différents horizons.....	8
Tableau I.10 : Rapport des besoins domestique et équipements.....	9
Tableau I.11 : Majoration de la consommation moyenne journalière.....	9
Tableau I.12 : Variation de la consommation journalière aux différents horizons.....	10
Tableau I.13 : Variation de la consommation journalière aux différents horizons.....	11
Tableau I.14 : Valeurs de β_{\max} et β_{\min} en fonction de nombre d’habitants.....	12
Tableau I.15 : Valeurs de α_{\max} et α_{\min} en fonction de nombre d’habitants.....	12
Tableau I.16 : les résultats de l’étude des besoins.....	13
Tableau II.1 : Profil en long trace N° 1.....	16
Tableau II.2 : Points de franchissement trace N° 1.....	16
Tableau II.3 : Profil en long tracé N° 2.....	18
Tableau II.4 : Points de franchissement trace N° 2.....	19
Tableau II.5 : Profil en long tracé 3.....	21
Tableau II.6 : Points de franchissement trace N° 3.....	22
Tableau III.1 : Aide à la sélection des matériaux des conduites (résistance mécanique)	27
Tableau III.2 : Aide à la sélection des matériaux des conduites (condition d’installation)	28
Tableau III.3 : Aide à la sélection des matériaux des conduites (l’agressivité physico-chimique)	29
Tableau III.4 : Les différents matériaux de conduites et leurs caractéristiques.....	30
Tableau III.5 : Les avantages et inconvénient des différents matériaux de conduites.....	31
Tableau III.6 : Valeur de MRS et σ pour les différentes matières PE	33
Tableau III.7 : Terminologie de pression.....	33
Tableau III.8 : Gammes de tuyaux PE en fonction PN, SDR et DN	37

Tableau III.9 : Coefficient de détimbrage fonction de température.....	39
Tableau III.10 : Caractéristiques de tronçon SP6-SP16.....	45
Tableau III.11 : Caractéristiques de tronçon SP16-SP26.....	45
Tableau III.12 : Caractéristiques de tronçon SP26-R.....	45
Tableau III.13 : Calcul des pertes charge total ΔH_T du tronçon R brise de charge.....	46
Tableau III.14 : Calcul des pertes charge total ΔH_T du Tronçon brise de charge réservoir terminal	47
Tableau III.15 : Calcul de coup de biler des tançons d'adduction.....	48
Tableau IV.1: Les critères de choix de la turbopompe	50
Tableau IV.2 : Classification de la turbopompe selon la vitesse spécifique	50
Tableau IV.3 : Puissance du moteur en fonction de α	52
Tableau IV.4 : Caractéristiques des pompes.....	53
Tableau IV.5 : Qualité d'aspiration en fonction de S (vitesse spécifique d'aspiration).....	55
Tableau IV.6 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	56
Tableau IV.7 : Caractéristiques géométriques et d'installation de la tulipe d'aspiration	60
Tableau IV.8 : calcul de coup de bélier.....	60
Tableau V.1: Détermination de la capacité de la station de reprise SP16 et SP26.....	63
Tableau V.2 : Détermination de la capacité réservoir intermédiaire	65
Tableau V.3 : Détermination de la célérité de l'onde de la conduite.....	66
Tableau V.4 : Détermination de la capacité de réservoir brise-charge	66
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs.....	67
Tableau VI.1 : Sélection des vannes selon le type de fonction.	74
Tableau VI.2 : Sélection des vannes selon le type du fluide	75
Tableau VI.3 : Vannes de sectionnement dans le projet et leur l'emplacement.....	77
Tableau VI.4 : Vannes de vidange dans le projet et leur l'emplacement.....	77
Tableau VI.5 : Les étapes pour choix correct des vannes de régulation	78
Tableau VI.6 : Vannes de régulation dans le projet et leur l'emplacement.	81
Tableau VI.7: Les types des ventouses et leur emplacement	83
Tableau VI.8 : Calcul de différentes ventouses dans le projet	89
Tableau VII.1 : Sur largeur minimale (Clearance).	103

Tableau VII.2 : Les dimensions grossières des tranchées. 107

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 1 : ESTIMATION DES BESOINS ET PRESENTATION DU SITE

I.1 Intro,duction.....	3
I.2 La zone d'étude.....	3
I.3 Topographie.....	3
I.4 Géologie.....	3
I.5 Situation démographique en 2008.....	4
I.6 Estimation de la population.....	4
I.7 Equipement existants.....	5
I.8 Consommation moyenne journalière.....	6
I.9 Calcul de la consommation journalière pour les différents besoins.....	6
I.9.1 Besoin domestique.....	6
I.9.2 Besoin scolaire.....	7
I.9.3 Besoin sanitaire.....	7
I.9.4 Besoins socio-culturels.....	7
I.9.5 Besoins administratifs.....	8
I.10 Besoins des équipements aux différents horizons.....	8
I.11 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	9
I.12 Variation de la consommation.....	9
I.12.1 Variation de la consommation journalière.....	9
I.12.2 Variation de la consommation horaire.....	11
I.12.3 Coefficients de variation horaire.....	11
I.13 Conclusion.....	12

CHAPITRE 2 : CHOIX DE TRACE DES CONDUITES D'ADDUCTION

II.1 Introduction.....	14
II.2 Choix de tracé.....	14

II.2.1 Critères technique.....	14
II.2.2 Critères économiques	14
II.3 Proposition des variantes.....	14
II.3.1 Première variante	15
II.3.2 Deuxième variante.....	18
II.3.3 Troisième variante.....	21
II.4 conclusion.....	24
 CHAPITER3 : DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES POLYETHYLENE	
III.1 Introduction	25
III.2 Normes	26
III.2.1 Signes de base et marquage des conduites	26
III.3 Démarche	26
III.4 Choix de matériau des conduites d'adduction.....	30
III.4.1 Interprétation.....	32
III.5 Généralités sur les tuyaux en Polyéthylène (PE).....	32
III.5.1 Pression (terminologie)	33
III.6 Dimensionnement des tuyaux PE	35
III.6.1 Introduction	35
III.6.2 Classe de pression (PC) ou Pression Nominale (PN)	35
III.6.3 Pression de service PS (Working Pressure WP).....	39
III.6.4 Pression Maximale de Service Déterminée PMSD (Working Pressure Rating WPR).....	39
III.7 Calcul et dimensionnement des tuyaux PE par rapport aux pressions extérieures.....	40
III.8 Dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire)	41
III.8.1 Détermination du diamètre	41
III.8.2 Calcul de la vitesse	41
III.8.3 Détermination des vitesses anti-sédimentation.....	42
III.8.4 Les pertes de charges	43
III.8.5 La hauteur manométrique totale d'élévation HMT	44

III.9 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	44
III.9.1 Partie refoulement.....	44
III.9.2 Partie gravitaire.....	45
III.9.3 Etude du phénomène transitoire (coup de bélier).....	47

CHAPITER 4 : CHOIX DES POMPES ET DES STATIONS DE POMPAGE

IV.1 Introduction.....	49
IV.2 Classification des pompes.....	49
IV.3 Choix du type de pompes.....	49
IV.4 Groupement des pompes.....	50
IV.4.1 Groupement (Assemblage) en parallèle (//).....	50
IV.4.2 Groupement (Assemblage) en série (Σ).....	51
IV.5 Caractéristique d'une pompe.....	51
IV.5.1 Vitesse de rotation spécifique NS.....	51
IV.5.2 Rendement globale η_g	51
IV.5.3 La Puissance absorbée.....	52
IV.5.4 Calcul de la puissance du moteur.....	52
IV.6 Choix des pompes du projet.....	53
IV.7 La cavitation.....	54
IV.7.1 NPSH _{r3%} (Charge nette d'aspiration requise).....	54
IV.7.2 NPSH _d (Charge nette d'aspiration disponible).....	55
IV.8 Détails des stations de pompages (SP6, SP 16 et SP 26).....	57
IV.8.1 Détail tulipe d'aspiration.....	58
IV.8.2 Calcul de quelques paramètres de la station.....	59
IV.9 Etude du phénomène transitoire (coup de b élier).....	60
IV.9.1 Conclusion.....	60

CHAPITER 5 : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

V.1 Introduction.....	62
-----------------------	----

V.2 Différents types des réservoirs	62
V.2.1 Les réservoirs de stockage.....	62
V.2.2 Réservoir d'équilibre.....	62
V.2.3 Réservoir de reprise (réservoir d'aspiration)	63
V.2.4 réservoir intermédiaire	64
V.2.5 Réservoir brise-charge.....	65
V.3 Emplacement de réservoirs.....	66
V.4 Détermination de la forme et la hauteur d'eau	66
V.4.1 La forme de réservoir	66
V.4.2 La hauteur d'eau	66
V.5 Les matériaux de construction.....	67
V.6 Conclusion.....	67

**CHAPITER 6 : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESOIRES
HYDRAULIQUE**

VI.1 Types et rôles des accessoires hydrauliques	68
VI.2 Les vannes.....	70
VI.2.1 Les différents types de vannes.....	70
VI.2.2 Choix et dimensionnement des vannes	75
VI.3 LES VENTOUSES (Air Valves)	81
VI.3.1 Les différents types de ventouses	81
VI.3.2 Choix et dimensionnement des ventouses.....	83
VI.4 LES CLAPETS ANTI-RETOUR – CNR (Check Valves).....	90
VI.4.1 Types des clapets anti-retour.....	90
VI.4.2 Choix et dimensionnement des CNR.....	93

CHAPITER 7: POSE DE CONDUITE

VII.1 Introduction.....	97
VII.2 Le tuyau rigide	97
VII.3 Tuyau flexible	98

VII.4 Type et distribution du sol	99
VII 4.1 Fondation	99
VII.4.2 Lit de pose.....	100
VII .4.3 L'enrobage et l'obligation de compactage des tranchées.....	101
VII.5 Dimensions d'une tranchée.....	103
VII.5.1 Largeur minimale d'une tranchée	103
VII.5.2 Largeur minimale des tranchées.....	103
VII.5.3 Dimensionnement des tranchées	105
VII.6 Dimensions des tranchées du projet en cours	107
VII.6.1 Dimensions et forme de la tranchée en cas d'intersection avec d'autres réseaux..	108
VII.6.2 Détails de la tranchée en cas de franchissement d'un cours d'eau.....	109
Conclusion général.....	111

Introduction Générale

Introduction générale

Depuis la nuit du temps, et jusqu'à la fin des temps, les êtres humains ne peuvent survivre, encore moins vivre, sans eau. Cette eau, sous toutes ses formes, est nécessaire, capitale et vitale.

L'histoire des nations, nous renseigne que toutes les civilisations, ont été créées au bord de l'eau ; qu'elles soient cours d'eau, puits, mer, océan ou des retenues que le génie et la nécessité humaine ont rendu possible leur réalisation. L'objectif de ce mémoire est, justement, de donner de l'eau, à des populations qui en souffrent le manque. Par ce qu'il ne suffit pas de simplement donner l'eau, mais il faut la donner en quantité et qualité suffisantes.

Pour arriver à cette fin, nous avons suivi une méthodologie, nous pensons qu'elle était, logique, scientifique et concrète. Cette méthodologie a reposé sur une succession logique d'étapes ou de chapitres.

Le premier chapitre, nous l'avons consacré à la définition de la zone d'étude, en essayant d'estimer les besoins en eau des populations, étape capitale, car elle permettra d'évaluer les débits de dimensionnement, tout le long de la durée du projet.

En chapitre deuxième, nous avons essayé de répondre à la question cruciale, de préciser le tracé (le parcours) des différentes conduites, qui étaient, assez grandes, dépassant la dizaine de kilomètres.

Nous avons pensé, que le matériau des conduites, à lui seul, pouvait constituer un critère déterminant dans le dimensionnement, car il y va de la pérennité même de tout le réseau. Pour cette raison, le chapitre trois, lui a été spécialement, consacré.

Le quatrième chapitre, nous l'avons dédié aux différents pompes et leurs environnements, qui sont les pièces maîtresses de toute adduction par refoulement.

Tout réseau hydraulique, n'a de sens existentiel et fonctionnel, que s'il est pourvu en accessoires hydrauliques, à l'image des vannes, des clapets et des ventouses. Dans cette idée, nous avons monté le cinquième chapitre, pour expliquer, préciser et dimensionner, de manière scientifique, ces éléments incontournables et O combien, nécessaires.

Les conduites d'adduction par gravité ou par pompage sont généralement enterrées ou enfouies. Il est impensable de dimensionner des milliers de mètres de conduites sans penser à

voir leur comportement à l'intérieur de leurs « demeures » qui sont les tranchées. Pour arriver à cette fin, qui est quelque part nouvelle dans les projets d'AEP, nous avons préparé le septième chapitre.

Chapitre I

Estimation des besoins et présentation du site

I.1 Introduction

Avant de faire tout projet d'adduction, l'étude de site est nécessaire pour connaître les caractéristiques de lieu et les facteurs (le climat, la végétation, la topographie.....) influents sur la conception du projet. Parmi ces facteurs on s'intéresse aux données relatives à l'agglomération, ainsi la connaissance de la topographie et la géologie du site.

I.2 La zone d'étude

La zone de notre étude raccorde deux wilaya, la wilaya de m'silla (la commune Hammam Dalaa) et la wilaya de BBA (la commune El mehir) [15].

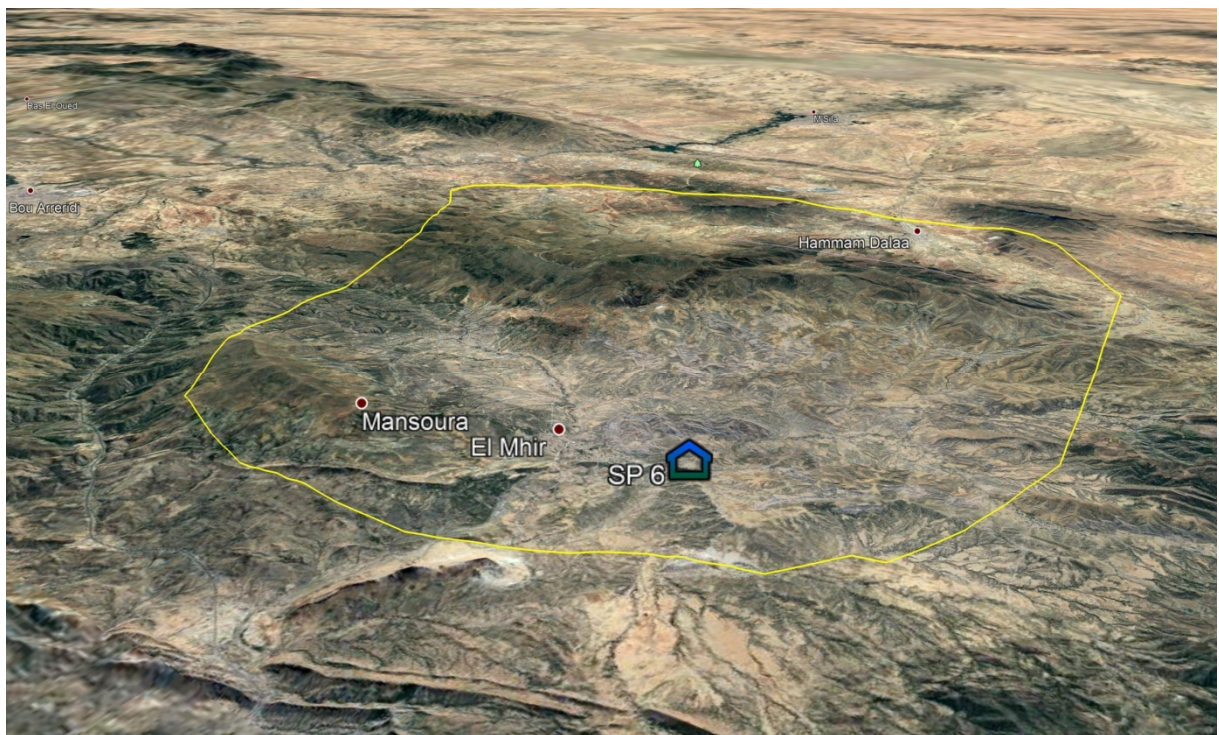


Figure I.1: Extrait de la carte satellitaire montrant la zone d'étude.

I.3 Topographie

La morphologie du terrain se présente dans leur majorité sous forme des collines à l'exception de quelque zone de plat.

I.4 Géologie

D'après la carte géologique de MANSOURA feuille N114 à l'échelle 1/50000 et la carte géologique de Tarmount feuille N140 à l'échelle 1/50000, le site de l'étude sont caractérisés par des formations notées [15]:

e^v : suessonien inférieur : marnes noires.

e^{iv} : suessonien: calcaires marneux et calcaires a silex.

c⁹⁻⁷ : Sénonien-Danien : Marnes et calcaire marneux.

m¹_{ab} : inférieur du cartennien : grès et poudingues.

e_{III} : d'ostreabogharensis : argiles a lurnachelles.

c⁵⁻⁴ : ducénoinanien : marnes et calcaires marneux.

m¹_c : du cartennien : marnes et grés.

c⁶ : turonien : calcaires compactes.

m²_a : grés calcaireux fins, beiges, alternat avec des marnes.

c²⁻¹ : dolomies ; grés fins, argile silteuses.

Q : quaternaire récent.

I.5 Situation démographique en 2008

Les données suivantes sont recueillies à l'APC du chef lieu ; selon Le RGPH 2008 remise par l'administration, le nombre d'habitant du village est résumé dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Nombre d'habitant au commune hammam dalaa [15].

Agglomération	Nombre d'habitant (2008)
Hammadalaa	22736

I.6 Estimation de la population

L'estimation de la population de la commune hammam dalaa (chef-lieu) suit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la relation des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (I.1)$$

Ou :

- P_n: population futur à l'horizon.
- P₀: population de l'année de référence.
- T : taux d'accroissement de la population.

– n : intervalle d'année séparant P_n et P_0 .

D'après le PDAU de commune hammam dalaa, le taux d'accroissement est estimé à 2.38%. Ce taux va nous conduire à définir notre population à divers horizons.

La population du village en question sera estimée comme suit :

Tableau I.2 : Estimation de population aux différents horizons.

Horizon	2008	2010	2015	2018	2020	2025	2030	2035	2040
Différence Années	0	2	7	10	12	17	22	27	32
Population	22736	23831	26805	28765	30151	33913	38146	42906	48261

I.7 Equipement existants

La répartition des différentes catégories de consommateurs recensées par agglomération est représentée comme suit :

Tableau I.3 : Equipements existants.

SECTEUR	VILLAGE	HAMMAM DALAA
	INFRASTRUCTURE	
SCOLAIRE	Ecole primaire	9
	CEM	4
	Lycée	2
SANITAIRE	polyclinique	2
SOCIO-CULTURELLE	Mosquée	15
	Stade	1
	Bibliothèque	1
	Centre culturel	1
ADMINISTRATIF	APC	1
	Daïra	1
	Justice	1
	CNAS+CASNOS	1
	SAA	1
	PTT	1
	Banque	1
	Poste	1
	Protection civil	1
	G. gendarmerie	1
	Police	1
	Gare routière	1
	Sonal gaz	1
	ADE	1

I.8 Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents besoins à savoir :

- Besoins domestique ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins socioculturel ;
- Besoins industriels.

Elle se calcul à partir de la formule suivante :

$$Q_{MOY-j} = \sum (q_i N_i / 1000) \quad (I.2)$$

Avec :

- Q_{MOY-j} : consommation moyenne journalière [m^3/l].
- q : dotation moyenne journalière [$l/j/hab$].
- N : nombre de consommateur.
- I : catégorie de consommateur.

I.9 Calcul de la consommation journalière pour les différents besoins

I.9.1 Besoin domestique

Les besoins en eau de population pour la localité de Hammam Delaa, aux différents horizons sont obtenus en multipliant le nombre d'habitant par la norme de consommation de ces dernières.

Ainsi les résultats sont portés dans le tableau :

Tableau I.4 : Détermination des besoins domestique aux différents horizons.

Horizon	2008	2010	2015	2018	2020	2025	2030	2035	2040
Population	22736	23831	26805	28765	30151	33913	38146	42906	48261
Dot (l/j.h)	100	100	120	120	130	140	150	150	150
Besoin (m^3/j)	2274	2383	3217	3452	3920	4748	5722	6436	7240

I.9.2 Besoin scolaire

Tableau I.5: Détermination des besoins scolaire.

Agglomération	Type équipement	N ^{br} D'élèves	Dotation (l/j.h)	Besoins (m ³ /j)
				2018
Hamмам dalaa	9 écoles primaires	1512	10	15.12
	4 CEM	3392	10	33.92
	2 lycées	1826	10	18.26
TOTAL		6730	10	67.3

I.9.3 Besoin sanitaire

Tableau I.6: Détermination des besoins sanitaire.

Agglomération	Type équipement	Surface (m ²)	Dotation (l/j.m ²)	Besoins (m ³ /j)
				2018
Hamмам dalaa	2 polycliniques	1800	7	12.6

I.9.4 Besoins socioculturels

Tableau I.7: Détermination des besoins socioculturels.

agglomération	Type équipement	N ^{br} D'usagers	Dotation (l/j.cos)	Besoins (m ³ /j)
				2018
Hamмам dalaa	15 mosquées	5065	20	101.3
	1 stade	80	60	4.8
	1 bibliothèque	50	5	0.25
	1 centre culturel	50	10	0.5
TOTAL		6730		106.85

I.9.5 Besoins administratifs

Tableau I.8: Détermination des besoins administratifs.

Agglomération	équipements	N ^{br} D'usagers	Dot (l/j.emp)	Besoins (m ³ /j)
				2018
Hammandala a	APC	168	10	1.68
	Daira	105	10	1.05
	Justice	70	10	0.7
	CNAS+CASNOS	40	10	0.4
	SAA	10	10	0.1
	PTT	4	10	0.04
	Banque	15	10	0.15
	Poste	20	10	0.2
	Protection civil	65	10	0.65
	G. gendarmerie	35	10	0.35
	Police	60	10	0.6
	Ga routière	15	10	0.15
	Sonal gaz	15	10	0.15
	ADE	45	10	0.45
TOTAL		667	10	6.67

I.10 Besoins des équipements aux différents horizons [15]

Les équipements de Hammam Delaa (chef-lieu) se développent selon l'évolution de la population et pour satisfaire leur besoin on peut déterminer la demande de ces équipements selon la demande de la population par la relation suivant :

$$\frac{Q_{eq2018}}{Q_{dom2018}} = \frac{Q_{eq2040}}{Q_{dom2040}} \quad (I.3)$$

Tableau I.9: Récapitulatif des besoins journaliers en eau pour les différents horizons.

Agglomération	secteur	besoins (m ³ /j)					
		2018	2020	2025	2030	2035	2040
Hammandala Dela	Domestique	3451.8	3919.63	4747.82	5721.9	6435.9	7239.15
	Scolaire	67.3	76.42	92.57	111.56	125.48	141.14
	Sanitaire	12.6	14.3	17.33	20.88	23.49	26.42
	Socioculturel	106.85	121.3	146.97	177.12	199.22	224.08
	administratif	6.67	7.57	9.17	11.05	12.43	13.98
TOTAL		3645.22	4139.22	5013.86	6042.51	6796.52	7644.77

Tableau I.10:Rapport des besoins domestique et équipements.

horizon	2018	2020	2025	2030	2035	2040
Q_{dom} (l/s)	39.95	45.37	54.95	66.23	74.49	83.79
Q_{Equi} (l/s)	2.24	2.54	3.08	3.71	4.17	4.69
Q_{eq}/Q_{dom}	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056

I.11 Majoration de la consommation moyenne journalière

La conduite devient de plus en plus vieille, donc fragile .le taux des infiltrations augmente entre 2018 et 2040, on effectue une majoration de 15% en 2018 jusqu'à 2020 après en augmente les fuites chaque cinq ans par 5%.

$$Q_{moy-j-max} = K_f (Q_{dom} + Q_{equi}) \tag{I.4}$$

Tableau I.11: Majoration de la consommation moyenne journalière.

Agglomération	Consommation moy. journalière	Horizon					
		2018	2020	2025	2030	2035	2040
Hamman dalaa	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	3645.22	4139.22	5013.86	6042.51	6796.52	7644.77
	$Q_{moy,j,majore}$ (m ³ /j)	4192	4760.10	6016.63	7553.14	8835.48	10320.44

De ce tableau on notera que la consommation moyenne journalière à l’horizon 2040, de la commune hamman dalaa sera de 10320.44m³/j soit 119.45 l/s.

I.12 Variation de la consommation

I.12.1 Variation de la consommation journalière

En fonction des jours, des semaines, et des mois ; on observe des variations de la consommation. Le débit d’eau consommées n’est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d’irrégularité $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$.

Avec:

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy j}}} \quad (\text{I.5})$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy j}}} \quad (\text{I.6})$$

Donc on aura :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{I.7})$$

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{I.8})$$

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- $Q_{\min j}$: débit d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.
- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3, dans notre étude $K_{\max j} = 1.2$.
- $K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimale qui varie entre 0.7 et 0.9, dans notre étude :

$$K_{\min j} = 0.8.$$

D'où :

$$Q_{\max j} = 1.2 * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{I.9})$$

$$Q_{\min j} = 0.8 * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{I.10})$$

Tableau I.12: Variation de la consommation journalière aux différents horizons.

Agglomération	Consommation (m ³ /j)	Horizon					
		2018	2020	2025	2030	2035	2040
Hamam dala	$Q_{\text{moy j. majoré}}$	4192	4760.23	6016.63	7553.14	8835.48	10320.44
	$Q_{\max j}$	5030.4	5712.27	7219.96	9063.77	10602.57	12384.53
	$Q_{\min j}$	3353.6	3808.18	4813.30	6042.52	7068.38	8256.35

De ce tableau on observe que la consommation journalière maximale et minimale a l'horizon 2040 sera respectivement 12384.53m³/j soit 144 l/s, et 8256.35 m³/j soit 96 l/s.

I.12.2 Variation de la consommation horaire

Le débit subit des variations horaires suivant les horaires de la journée. Ces variations sont caractérisées par des coefficients K_{max-h} et K_{min-h} appelés respectivement coefficient de consommation horaire maximale et minimale, ils sont définis comme suit :

$$K_{max\ h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \tag{I.11}$$

$$K_{min\ h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \tag{I.12}$$

Tel que :

– Consommation moyenne horaire : $Q_{moy-h} = Q_{moy-j}/24$ (I.13)

– Consommation minimale horaire : $Q_{min-h} = Q_{min-j}/24$ (I.14)

– Consommation maximale horaire : $Q_{max-h} = Q_{max-j}/24$ (I.15)

Les résultats sont reportés sur le tableau suivant :

Tableau I.13: Variation de la consommation journalière aux différents horizons.

Agglomération	Consommation	Horizon					
		2018	2020	2025	2030	2035	2040
Hamman d'Alaia	$Q_{moy.j} (m^3/j)$	4192	4760.23	6016.63	7553.14	8835.48	10320.44
	$Q_{moy.h} (m^3/j)$	174.67	198.34	250.7	314.71	368.15	430.02
	$Q_{max.j} (m^3/j)$	5030.4	5712.27	7219.96	9063.77	10602.57	12384.53
	$Q_{max.h} (m^3/j)$	209.6	238.01	300.83	377.66	441.77	516.02
	$Q_{min.j} (m^3/j)$	3353.6	3808.18	4813.30	6042.52	7068.38	8256.35
	$Q_{min.h} (m^3/j)$	139.73	158.67	200.55	251.77	294.52	344.02

I.12.3 Coefficients de variation horaire

Les coefficients maximale et minimale horaire $\ll K_{max-h}, K_{min-h} \gg$ sont définis comme suit :

$$K_{max\ h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \tag{I.16}$$

$$K_{min\ h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \tag{I.17}$$

Avec :

α_{\max} et α_{\min} : coefficients qui dépendent du confort au sein de l'agglomération, tel que :

- $0.4 < \alpha_{\min} < 1.4 \rightarrow$ zone urbain : $\alpha_{\min} = 0.9$.
- $1.2 < \alpha_{\max} < 1.4 \rightarrow$ on prendra : $\alpha_{\max} = 1.3$.

β_{\max} et β_{\min} : coefficients qui dépendent du nombre d'habitant, leur valeur est déterminées par la méthode d'interpolation suivant le tableau ci-après :

Tableau I.14: Valeurs de β_{\max} et β_{\min} en fonction de nombre d'habitants.

N^{BR} HABITANTS*1000	<1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10.0	20.0	30.0	100	300	>1000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.85	1.0
β_{\max}	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1.0

Les résultats de la variation de la consommation horaire aux différents horizons sont détaillés dans le tableau I-16 suivant :

Tableau I.15: Valeurs de α_{\max} et α_{\min} en fonction de nombre d'habitants.

coefficient	Horizon					
	2018	2020	2025	2030	2035	2040
α_{\max}	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
α_{\min}	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
β_{\max}	1.156	1.15	1.147	1.144	1.140	1.137
β_{\min}	0.588	0.6	0.606	0.612	0.618	0.626
$K_{\max-h}$	1.503	1.495	1.491	1.487	1.482	1.478
$K_{\min-h}$	0.529	0.54	0.545	0.551	0.556	0.563

I.13 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins en eau de la commune de Hammam Dalaa.

D'après les calculs qu'on a faits ne considère que les besoins en eau de la commune à 2040 est 12384.53 m³/j soit presque **144 l/s**.

Tableau I.16: les résultats de l'étude des besoins.

Horizon	2008	2010	2015	2018	2020	2025	2030	2035	2040
Différence Années	0	2	7	10	12	17	22	27	32
Population	22736	23831	26805	28765	30151	33913	38146	42906	48261
Dotation (l/hab.jour)	100	100	120	120	130	140	150	150	150
Q-Population (l/s)	26.31	27.58	37.23	39.95	45.37	54.95	66.23	74.49	83.79
Q-Equipment (l/s)	/	/	/	2.24	2.54	3.08	3.71	4.17	4.69
Q- Equipement / Q- Population	/	/	/	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056
Q Total (l/s) = Q-pop + Q Equ	/	/	/	42.19	47.91	58.03	69.94	78.66	88.48
% Fuite	/	/	/	15%	15%	20%	25%	30%	35%
Q-Moy- Majoré = Q Total + Qfuite	/	/	/	48.52	55.1	69.64	87.43	102.26	119.45
Q- Max - Jour (m3/j)	/	/	/	5030.4	5712.27	7219.96	9063.77	10602.57	12384.53
Q- Min- Jour (m3/j)	/	/	/	3353.6	3808.18	4813.30	6042.52	7068.38	8256.35
Q- Max - Horaire (m3/j)	/	/	/	209.6	238.01	300.83	377.66	441.77	516.02
Q- Min - Horaire (m3/j)	/	/	/	139.73	158.67	200.55	251.77	294.52	344.02
β_{min}	/	/	/	0.588	0.6	0.606	0.612	0.618	0.626
β_{max}	/	/	/	1.156	1.15	1.147	1.144	1.140	1.137
α_{min}	/	/	/	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Chapitre II

Choix de tracé des conduites d'adduction

II.1 Introduction

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

On distingue généralement deux types d'adduction:

- **Adduction par refoulement** (écoulement en charge seulement) : par pompage en utilisant une station de pompage.
- **Adduction gravitaire** (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir.

II.2 Choix de tracé

Pour le choix de tracé d'une conduite d'adduction, en doit tenir compte considération aux critères techniques est économique :

II.2.1 Critères technique

- Le profil en long soit régulier que possible.
- Eviter le croisement avec les obstacles (route, oueds,...) le plus possible.
- Eviter les contre pentes.
- le tracé il faut soit proche de la route, pour faciliter l'accès pour l'entretien et la réparation.
- Faciliter la détection des fuites et les vannes d'affectueuses.

II.2.2 Critères économiques

Les critères qui ont trait aux coûts :

- Choisir le tracé le plus court, pour minimiser le prix des conduites.
- Plus le diamètre de la conduite est petit plus les pertes de charge seront grandes, alors le moteur de la pompe devra être puissant, c'est-à-dire l'énergie consommé par la pompe est importante.
- Eviter que possible les zones d'habitations, les terrains agricoles, les forêts...
- Chercher un tracé plus proche au la route, pour facilite l'alimentation de chantier, et la réparation en cas de en panne.

II.3 Proposition des variantes

Dans notre projet on cherche d'alimenter la commune hammam dalaa à partir de la station de pompage SP06. Pour cette raison on peut proposer plusieurs variantes pour cet objectif.

Pour notre projet on a proposé trois variantes différents, après on choisit le meilleur tracé, bien sûr on respecte les critères technico-économique.

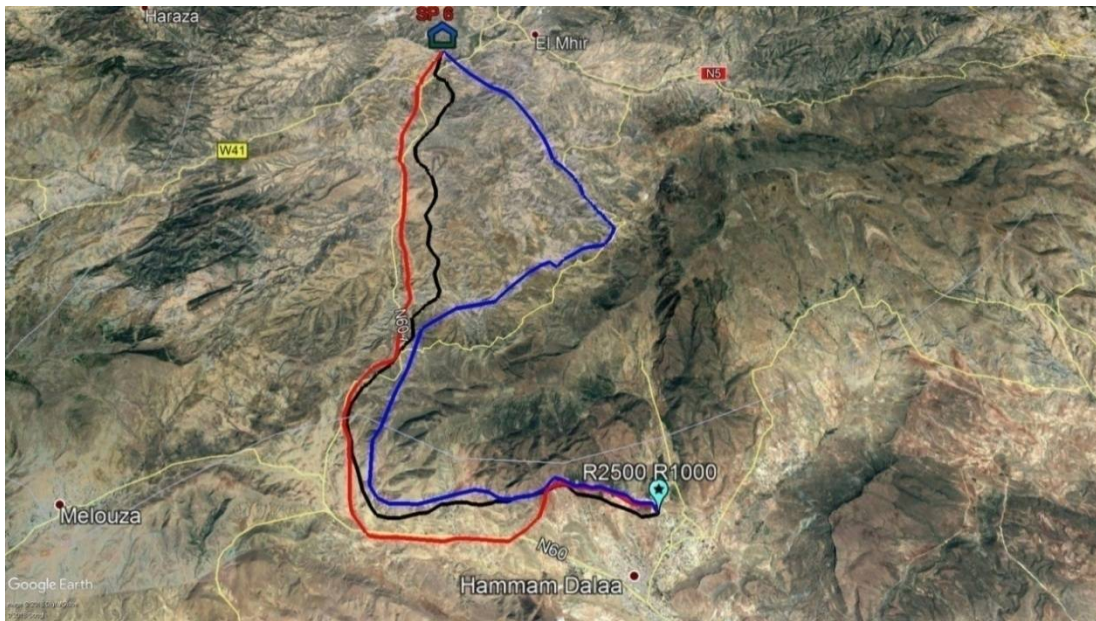


Figure II.1:Extrait de la carte satellitaire montrant les trois variantes.

II.3.1 Première variante

Le tracé dans cette variante comporte deux parties (refoulement et gravitaire).

La station de pompage SP06est implantée à la cote 649 m ($V=7000m^3$), refoule vers le sommet qui se trouve environ 1032 m.

Le nombre des stations de reprises entre la station de pompage SP6 et le point la plus haute suivant la Hmt et la recommandation de l'administration (ADE) (délimiter la pression dans les conduites a 16 bars).

Du réservoir mise en charge implantée à la cote 1032m en alimente gravitairement les deux réservoirs terminaux R_{h1} à $2500 m^3$ et R_{h2} à $1000m^3$, qui se trouve à la cote 850m.



Figure II.2:Extrait de la carte satellitaire montrant variante I.

Tableau II.1: Profil en long trace N° 1.

	Profil en long 1		
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur partielle(m)
SP 6	649		
P1	649	655	162
P2	655	640	193
P3	640	702	1440
P4	702	651	1200
P5	651	633	350
P6	633	644	230
P7	644	702	3360
P8	702	689	510
P9	689	856	3310
P10	856	788	500
P11	788	936	2260
P12	936	924	182
P13	924	1032	1040
P14	1032	958	1830
P15	958	978	366
P16	978	960	762
P17	960	839	7510
P18	839	857	422
P19	857	839	365
P20	839	878	1112
P21	878	850	2060
P22	850	822	670
P23	822	850	850

Tableau II.2: Points de franchissement trace N° 1.

Points de franchissement (Tracé N° 1)											
Route				ConduiteGaz				Coursd'eau			
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur		Cote Amont	Cote Aval	Longueur		Cote Amont	Cote Aval	Longueur
1	700	701	8	1	700	699	25	1	636	635	12
2	633	633	8	2	637	636	25	2	643	642	14
3	637	638	8	3	830	833	25	3	634	634	9
4	643	642	11	4	859	855	25				
5	835	838	15	5	868	868	25				
6	1033	1032	12	6	847	847	25				
7	869	868	19								
8	842	840	28								

D'après le tableau profil en long en voir que la longueur de trace est environ 30684m, et à partir de tableau points de franchissements en voir que le tracé croise une route, une conduite et une cour d'eau dans plusieurs points.

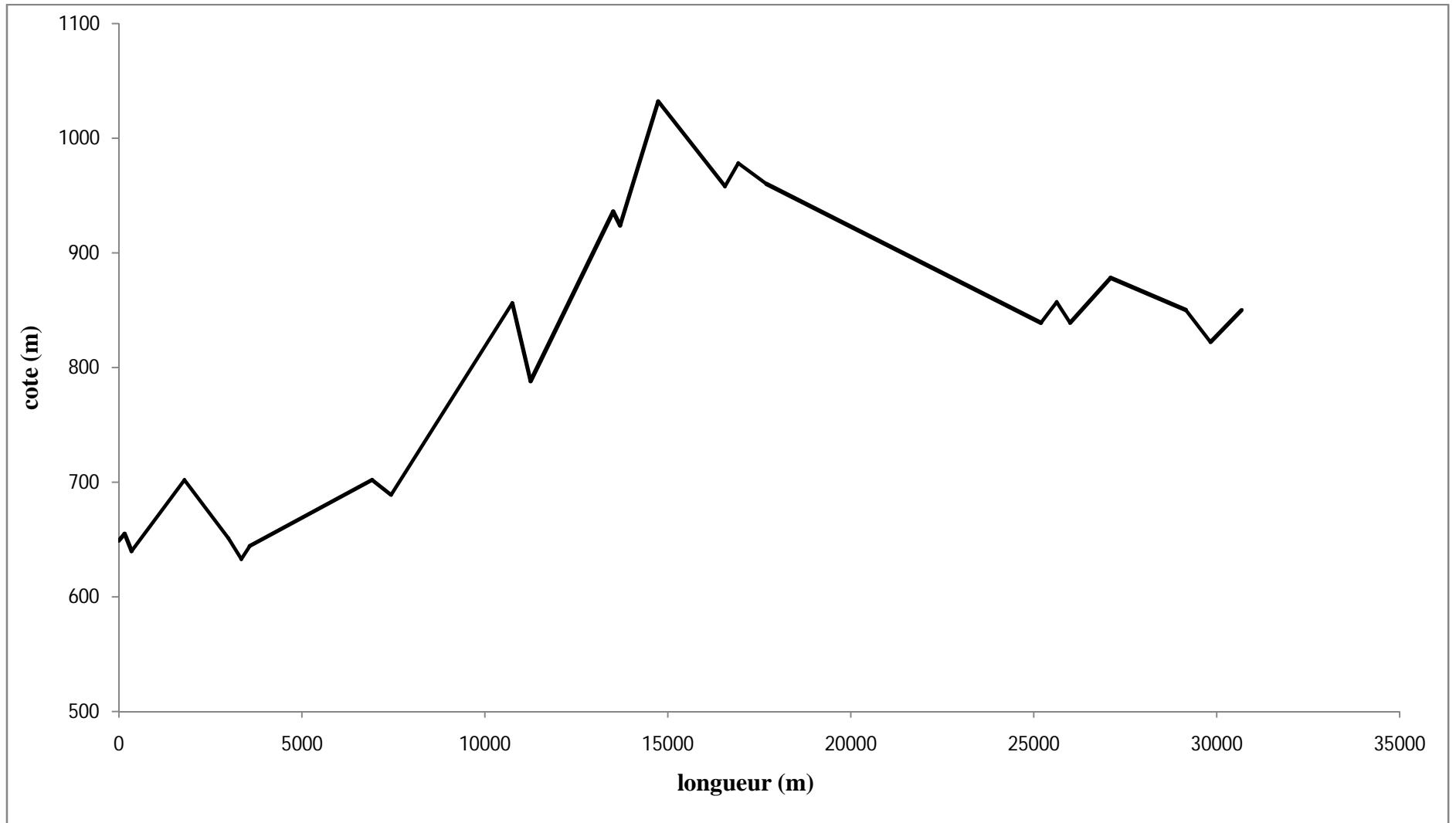


Figure II.3: Profil en long tracé N°1.

II.3.2 Deuxième variante

Dans cette variante il y'a toujours deux partie d'adduction (refoulement et gravitaire). De la station de pompage SP06 placé à la cote 649m refoule vers le réservoir projeté qui est à la cote 1080m.

La même chose que la variante I le nombre de station de pompage entre la station de pompage SP6 et le réservoir projeté, selon la HMT et la recommandation de l'ADE.

Pour la suite, le réservoir projeté alimente gravitairement les réservoirs finale R_{h1} ($V=2500 \text{ m}^3$) et R_{h2} ($V=1000 \text{ m}^3$), qui se trouve à la cote 850m.



Figure II.4: Extrait de la carte satellitaire montrant variante II.

Tableau II.3: Profil en long tracé N° 2.

	Profil en long 2		
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur partielle (m)
SP 6	649		
P1	649	615	590
P2	615	624	1100
P3	624	578	625
P4	578	667	1210
P5	667	626	762
P6	626	631	208
P7	631	620	174
P8	620	740	1600
P9	740	715	625
P10	715	861	2930

P11	861	965	1740
P12	965	953	312
P13	953	976	346
P14	976	894	953
P15	894	929	313
P16	929	869	1960
P17	869	895	450
P18	895	791	2660
P19	791	837	487
P20	837	829	173
P21	829	869	451
P22	869	835	416
P23	835	923	460
P24	923	965	628
P25	965	1074	1290
P26	1074	1038	279
P27	1038	1080	349
P28	1080	1042	280
P29	1042	1018	349
P30	1018	897	2360
P31	879	943	726
P32	943	906	382
P33	906	889	1240
P34	889	934	486
P35	934	902	347
P36	902	926	553
P37	926	878	2000
P38	878	892	346
P39	892	855	2140
P40	855	825	725
P41	825	850	965

Tableau II.4: Points de franchissement trace N° 2.

Points de franchissement (Tracé N° 2)			
Route			
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur
1	626	626	12
2	929	928	9

D'après les deux tableaux points de franchissement et profil en long, on voit que le tracé croise une route, et la longueur de tronçon est 35990m, on voit aussi que le point le plus élevé environ 1080m.

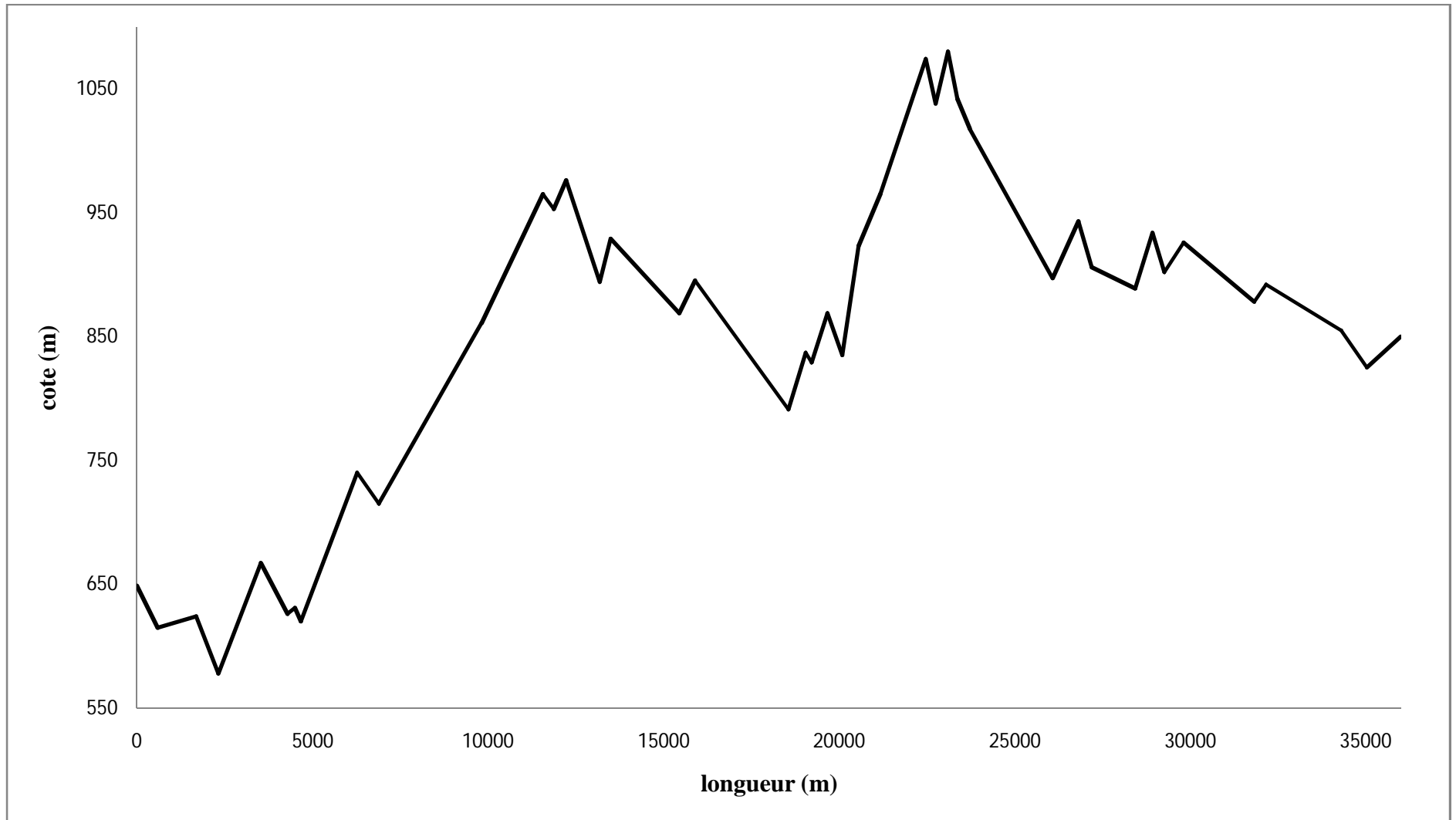


Figure II.5 : Profil en long tracé N°2.

II.3.3 Troisième variante

Dans la variante trois on alimente la commune hammam dalaà toujours depuis la station de pompage SP6 placé à la cote 649 m ($V=7000 \text{ m}^3$), qui pompe vers le réservoir mise en charge implantée à le sommet qui se trouve à la cote 1042m.

A partir du réservoir tampon on aliment gravitairement les réservoirs R_{h1} et R_{h2} avec 2500 m^3 et 1000 m^3 respectivement, qui se trouve à la cote 850m.

Le nombre de station de reprise entre la station de pompage SP6 et le réservoir tampon suivant la recommandation de l'ADE [15] et aussi suivant la Hmt.

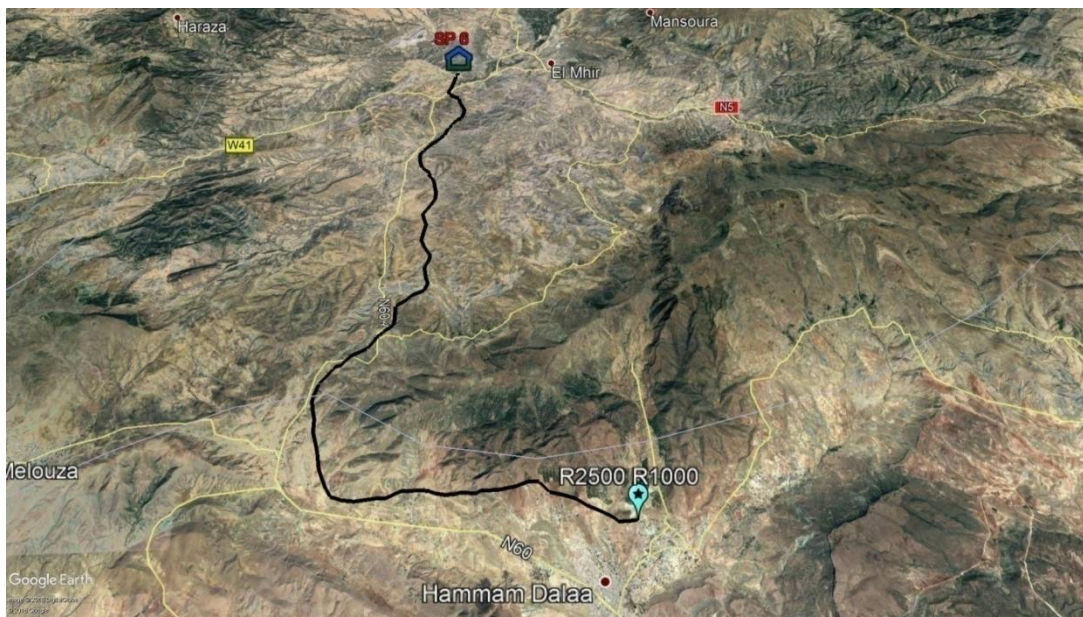


Figure II.6 : Extrait de la carte satellitaire montrant variante III.

Tableau II.5 : Profil en long tracé 3.

	Profil en long 3		
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur partielle (m)
SP 6	649		
P1	649	640	395
P2	640	679	942
P3	679	596	1460
P4	596	772	9950
P5	772	845	821
P6	845	841	210
P7	841	899	699
P8	899	891	142
P9	891	933	579
P10	933	928	182
P11	928	945	244
P12	945	939	121
P13	939	1042	738

P14	1042	962	1790
P15	962	981	427
P16	981	903	2190
P17	903	869	668
P18	869	894	2420
P19	894	879	697
P20	879	901	485
P21	901	853	3880
P22	853	833	547
P23	833	817	243
P24	817	834	335
P25	834	850	575

Tableau II.6: Points de franchissement trace N° 3.

Points de franchissement (Tracé N° 3)			
Route			
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur
1	680	680	10.5
2	928	929	9
3	1019	1020	12.5

Dans cette variante la longueur de tronçon est 30740 m, et le point la plus élevée à 1042m, d'après le tableau profil en long, et de le tableau point de franchissement en remarque qu'il est croisé avec une route seulement.

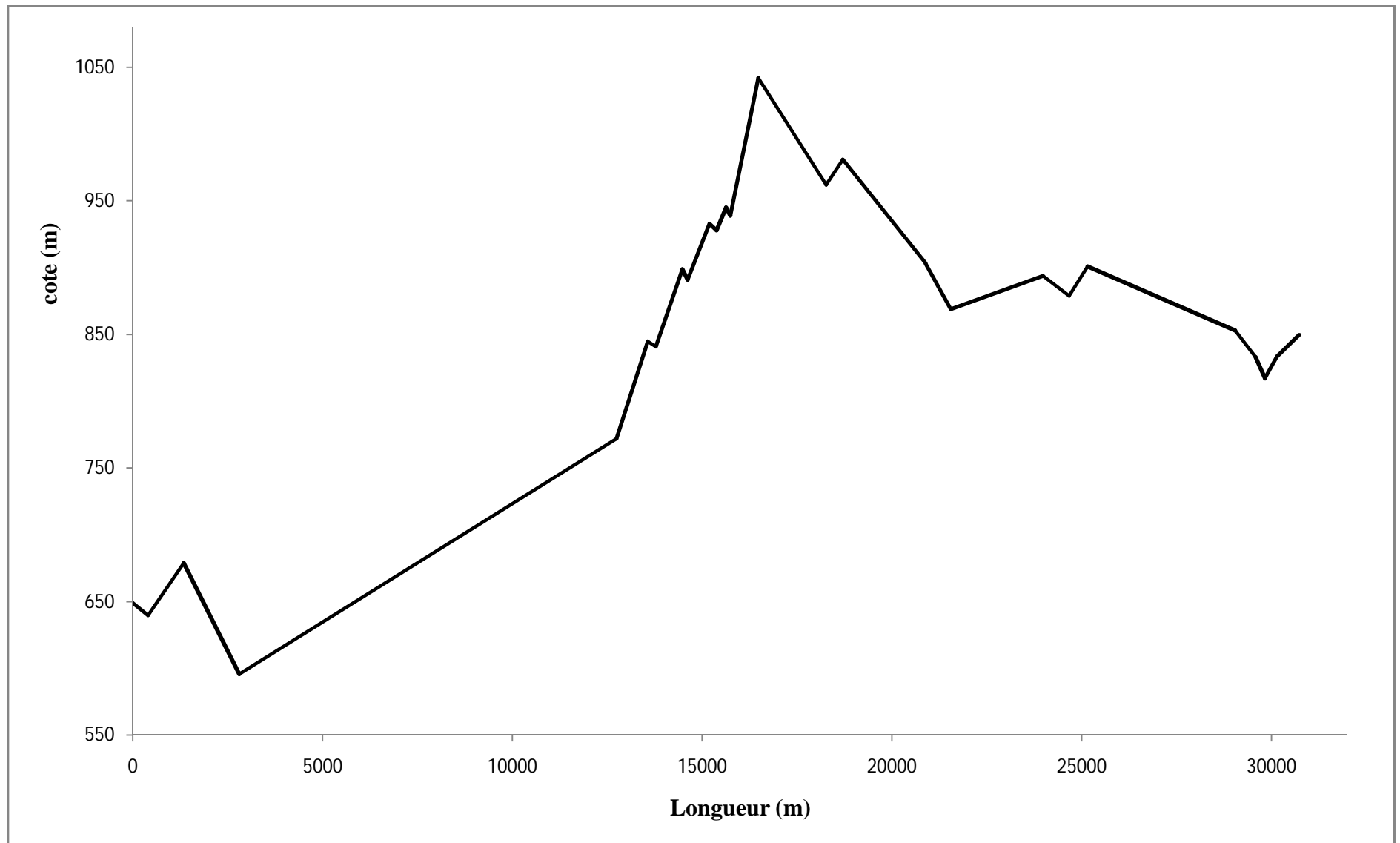


Figure II.7 : Profil en long tracé N°3.

II.4 conclusion

D'après les tableaux profil en long et les tableaux points de franchissement on peut dire que la variante trois est la meilleure par rapport aux autres deux variantes.

Le tracé trois traverse moins des obstacles (route, conduite, oued...) que le premier tracé et fait une économie sur le linéaire de 5250m que le tracé deux, en outre aussi que l'accès est facile pour l'alimentation de chantier et même si il y'a de en panne il est facile d'accès pour la réparation.

Chapitre III

Dimensionnement des conduites POLYETHYLENE

III.1 Introduction

Quelque soit le fluide transporté (Eau claire, eau usée, eau de mer, pétrole, gaz, eau brute, eau chaude, ...), tous les systèmes hydrauliques (AEP, Assainissement, Irrigation, Drainage, station de pompage, ...) sont toujours composés de trois parties différentes mais complémentaire ; les canalisations (tuyaux, conduites), les pièces spéciales (coudes, tés, croix, convergents, divergents, raccords, ...) et les accessoires hydrauliques (vannes, compteurs, ventouses, soupapes de décharges ...)[18].

Actuellement, il existe au moins 6 types de matériaux pour les conduites utilisées dans le domaine hydraulique:

- La fonte ductile.
- L'acier.
- Le béton armé (tôle d'acier ou armatures) ou non.
- Le PVC (Poly Vinyle Chlorure).
- Le PE (Poly Ethylène).
 - ✓ PEHD 80 et 100 (Poly Ethylène Haute Densité 80 ou 100).
 - ✓ PEBD (Poly Ethylène Basse Densité).
- Le PRV (Polystère Renforcé de Fibre de Verre).

Les conduites sont classées de plusieurs manières :

Par rapport à la souplesse (rigidité) :

- Conduites rigides (Béton et Béton armé).
- Conduites souples (PVC, PE, PRV, Fonte, Acier,).

Par rapport à la mise en service :

- Conduites enterrées.
- Conduites superficielles.

Par rapport au matériau :

- Métalliques (fonte, acier).
- A base de ciment (béton armé ou non).
- Plastiques (PVC, PE, PRV).

Le choix d'un type de matériau n'est jamais facile et doit se faire en tenant en compte les facteurs suivants :

- ❖ les conditions topographiques du terrain (type de relief, instabilité du sol, encombrement du sous-sol).
- ❖ les propriétés mécaniques propres aux tuyaux et aux sols vis-à-vis de la stabilité de cet ensemble tuyau/sol.
- ❖ la capacité d'écoulement hydraulique (diamètre, pente, vitesse, coefficient de rugosité, qualités physico-chimiques du fluide transporté).
- ❖ l'érosion et la corrosion par suite d'attaque physico-chimique.
- ❖ les conditions d'installation et de raccordement sur chantier.
- ❖ L'environnement.

D'autres facteurs peuvent encore être pris en charge (voir tableaux : III.1 III.2 III.3).

III.2 Normes [17, 18]

En Algérie, pour les projets d'hydraulique, on adopte le plus souvent la normalisation française AFNOR (NF).

Remarque

Pour les projets de pétrole et de gaz, SONATRACH, adopte la normalisation américaine API (American Petroleum Institute).

III.2.1 Signes de base et marquage des conduites

Quelque soit le type de conduite utilisée, il faut toujours veiller à la présence sur la face extérieure des conduites des renseignements suivants :

- Norme utilisée.
- Nom du Fabricant.
- Matière première.
- Diamètres et épaisseurs.
- PN (Pression Nominale en Bars).
- Date de fabrication.

Néanmoins, d'autres indications peuvent figurer sur la conduite (Type de fluide, N° du lot, code matière...) [17, 18].

Afin de parvenir à une conception économique, tenant compte de la durée de vie de la conduite projetée, il est conseillé de suivre la démarche ci-dessous :

III.3 Démarche

- Commencer par tabuler tous les matériaux avec le maximum d'information sur les différents paramètres (diamètres disponibles, pressions disponibles, résistances mécaniques, effets ...).
- Eliminer d'office les matériaux où :
 - ✓ La température du liquide transporté $> T$ admissible de la conduite,
 - ✓ L'agressivité physico-chimique du liquide transporté est démontrée,
 - ✓ Le diamètre recherché n'est pas disponible sur le marché local ou national,
 - ✓ La pression recherchée (PMA) de la conduite n'est pas disponible sur le marché local ou national,
 - ✓ L'âge (durée de vie) de la conduite est insuffisant par rapport au projet,
 - ✓ La protection de la conduite / un problème donné (UV, sols agressif, perméation, corrosion...) nécessite l'intervention sur toute la longueur de la conduite.
- Pour les matériaux restants, calculer l'épaisseur de la conduite pour les 2 cas suivants :
 - Pression intérieure $\Rightarrow E_{p_{int}}$.
 - Pression extérieure $\Rightarrow E_{p_{ext}}$.
- Prendre $\text{Max}(E_{p_{int}}, E_{p_{ext}}) = E_p$.
- Prendre le matériau qui dispose de l'épaisseur E_p . S'il y en a plusieurs, prendre le moins chère [18]

Tableaux d'aide à la décision du choix des matériaux des tuyaux

Tableau III.1 : Aide à la sélection des matériaux des conduites (résistance mécanique) [18].

	Disponibilité			Rugosité	Résistances mécaniques		Effet de détimbrage (perte de résistance)	
	Diamètres (mm)	Pressions (bars)	Epaisseurs (mm)		à la traction (Mpa)	à la rupture (Mpa)	Par le coup de bélier	Par la température du liquide transporté
Fonte	40-2000	10 à 40	6-13,5	$C_{HW} = 120$ (Neuve) à 40 (50 ans)	> 270	> 420	Non	Non
Acier	26-3000			$C_{HW} = 120$	235 à 265	360 à 570	Non	Non
PVC	20-630	4 à 16		$C_{HW} = 150$		25	Oui	Oui
PE	20-500	6 à 20	4-78	$C_{HW} = 150$		30	Oui	Oui
PRV	100-4000	1 à 32		$C_{HW} = 150$	60	80	Oui	Oui
Béton	100-3200		60-65	$C_{HW} = 139,3 + 2,028D_{int}$ [ft]			Non	Non
Béton armé	300-3600	2 à 20	37-315	$C_{HW} = 139,3 + 2,028D_{int}$ [ft]	160		Non	Non

Tableau III.2 : Aide à la sélection des matériaux des conduites (condition d'installation)[18].

	Age (durabilité)	Chantier				Perméation	Résistance à l'UV	Prix U	Ovalisation
		Transport	Ouvrabilité	Assemblage	Réparation				
Fonte	> 100 ans	Difficile	Difficile	Facile	Difficile	Non	Oui		Bonne résistance
Acier	70	Difficile	Facile	Facile	Facile	Non	Oui		Bonne résistance
PVC	50	Facile	Facile	Facile	Facile	Oui	Non		Mauvaise résistance
PE	100	Difficile	Facile	Difficile	Difficile	Oui	Oui		Mauvaise résistance
PRV	50 à 70	Difficile	Facile	Facile	Facile	Oui	Oui		Mauvaise résistance
Béton	100	Difficile	Difficile	Facile	Facile	Non	Oui		Bonne résistance
Béton armé	100	Difficile	Difficile	Facile	Difficile	Non	Oui		Bonne résistance

Tableau III.3 : Aide à la sélection des matériaux des conduites (l'agressivité physico-chimique)[18].

	Résistance à l'agressivité du fluide transporté	Résistance à l'agressivité du sol
Fonte	Mauvaise si H ₂ S, Cl, pH < 5	Mauvaise si : - Résistivité <25 ohms - Présence de sulfures et sulfates - Présence de sels - Présence d'Argiles et limons fins - pH < 5
Acier		Mauvaise si : - Résistivité <25 ohms - Présence de sulfures et sulfates - Présence de sels - Présence d'Argiles, marnes, gypse, pyrites, NaCl, sulfates de chaux, combustibles fossiles (lignites, tourbes, Charbons, bitumes) - pH < 5
PVC (Poly Vinyle Chlorure)	Mauvaise si T° > 20°C, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
PE (Poly Ethylène)	Mauvaise si T° > 20°C, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
PRV (Polyester Renforcé de Verre)	Mauvaise si T° > 20°C, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
Béton (armé)		Mauvaise si : -Présence d'eaux très agressive/CaSo ₄ du ciment - pH > 4,5

A l'aide des tableaux (III.1, III.2 et III.3) on essaie de déterminer le matériau des conduites pour notre projet :

III.4 Choix de matériau des conduites d'adduction

Tableau III.4: Les différents matériaux de conduites et leurs caractéristiques [15].

	1	2	3	4	5	6	7	8
	Diamètre (mm)	Pression (bars)	Détimbrage par le coup de bélier	Age (ans)	Besoin en butée d'ancrage en béton	Perméation	Résistance à l'UV (Effet du soleil si conduite aérienne)	Résistance à l'agressivité du sol
Fonte	40-2000	40	Non	120	Non	Néant	Oui	Mauvaise si : - Résistivité < 25 ohms - Présence de sulfures et sulfates - Présence de sels - Présence d'Argiles et limons fins - pH < 5
Acier	26-3000	30	Non	70	Non	Néant	Oui	Idem à la fonte
PVC	20-630	25	Oui	50	Grand	Important	Non	Bonne si absence de produits organiques (mazout, essence...)
PE	20-500	25	Oui	100	Non	Important	Non	Idem au PVC
PRV	100-4000	32	Oui	50 à 70	Grand	Important	Non	Idem au PVC
Béton arme	300-3600	20	Non	100	Grand	Néant	Oui	Mauvaise si : - Présence d'eaux très agressive/CaSo4 du ciment - pH > 4,5

En appliquant les nouveaux paramètres choisis sur notre projet, nous aurons le tableau ci-dessous.

Tableau III.5: Les avantages et inconvénient des différents matériaux de conduites[15].

	1	2	3	4	5	6	7	8			
	Diamètre (mm)	Pression (bars)	Détimbrage par le coup de bélier	Age (ans)	Besoin en butée d'ancrage en béton	Perméation	Résistance à l'UV (Effet du soleil si conduite aérienne)	Résistance à l'agressivité du sol	$\Sigma (+)$	$\Sigma (-)$	Σ
Fonte	+	+	+	+	+	+	+	-	+ 7	- 1	+ 6
Acier	+	+	+	+	+	+	+	-	+ 7	- 1	+ 6
PVC	+	+	-	+	-	+	+	+	+ 6	- 2	+ 4
PE	+	+	-	+	+	+	+	+	+ 7	- 1	+ 6
PRV	+	+	-	+	-	+	+	+	+ 6	- 2	+ 4
Béton arme	+	+	+	+	-	+	+	-	+ 6	- 2	+ 4

Légende

(+) Avantage (force)

(-) Inconvénient (faiblesse)

Nous remarquons que 3 matériaux peuvent convenir pour notre projet ; la fonte, l'acier et le PE.

III.4.1 Interprétation

Pour la fonte et l'acier, il y a un problème au niveau du sol agressif (voir étude géotechnique) qui va corroder les matériaux, ce qui va nécessiter des protections cathodiques (actives et/ou passives) très chères.

Pour le PE, sa résistance aux pressions peut être diminuée par les effets cycliques et répétés des coups de bélier pendant toute la vie du projet (20 à 25 ans).

Par des calculs précis, il y a toujours moyen de dépasser cette contrainte, en augmentant la classe (PN) du tuyau. [Les dernières études ont montré que les tuyaux en PE100 (Europe) ou PE4710 [10, 12](USA et Canada), gardent une bonne résistance, même après 50 années d'exploitation]

Pour toutes ces raisons, on pense que le matériau PE est le plus indiqué pour notre projet. On rappelle que le PE choisi est le PEHD (Haute densité) de gradation 100. En normalisation, ça s'écrit PE100 (100 veut dire qu'il offre une résistance, longue durée, à la rupture MRS égale à 100 bars). Dans le commerce, on peut trouver du PE 80 et PE63,... De même, on peut trouver du PEBD (Basse Densité)

Finalement, toutes les conduites d'adduction du projet (refoulement et gravitaire) seront réalisées en PE100 (PEHD 100).

III.5 Généralités sur les tuyaux en Polyéthylène (PE)[17]

En pratique, on cherche d'abord à déterminer la contrainte circonférentielle σ induite dans la paroi d'un tube soumis à une pression interne P. Sigma (σ) est aussi appelée contrainte admissible à la rupture ou contrainte hydrostatique a long terme.

A partir de sigma (σ), on définit la Contrainte Minimale Requise (Minimum Required Strength) MRS par l'expression :

$$\text{MRS} = \sigma / C \quad (\text{III.1})$$

- C : Est un coefficient de sécurité qui est fonction du fluide utilisé. Pour l'eau, $C = 1,25$ [18]

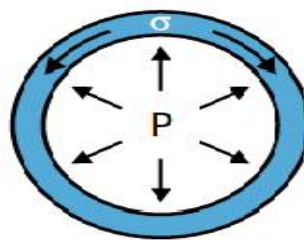


Figure III.1 : Contrainte admissible (σ) induite dans la paroi d'un tube soumis à une pression interne P.

Tableau III.6 : Valeur de MRS et σ pour les différentes matières PE.

Désignation de la résine	Classification suivant ISO	Contrainte minimale requise (MRS) MP _a	Résistance hydrostatique à long terme à 20°C (σ) MP _a
PEHD 3 ^{ème} génération	PE 100	10.0	8.0
PEHD 2 ^{ème} génération	PE 80	8.0	6.3
PEHD 1 ^{ère} génération	PE 63	6.3	5.0
PEBD	PE 40	4.0	3.2
PEBD	PE 32	3.2	2.5

En Algérie et en Europe, on fabrique les tuyaux PE figurant dans le tableau ci-dessus.

Remarque

Aux USA et au Canada, les normes sont différentes. Pour cette raison, on ne trouvera jamais, par exemple, PE 100 ou PE 80 mais PE4710 et PE4708. D'un point de vue mécanique, il semble que le PE4710 soit supérieur à PE100.

III.5.1 Pression (terminologie)

Sous le terme «pression», il y a lieu de distinguer les terminologies :

- Du concepteur de réseau (liées au dimensionnement du réseau),
- Du fabricant (liées aux performances des produits),
- De l'utilisateur du réseau (liées au service).

Tableau III.7: Terminologie de pression.

	Terminologie			
	Abréviation	Française	Anglaise	Allemande
Concepteur	DP	Pression de calcul en régime permanent	Design Pressure	Systembetriebsdruck
	MDP	Pression maximale de calcul	Maximum design pressure	höchster Systembetriebsdruck
	STP	Pression d'épreuve du réseau	System test pressure	Systemprüfdruck
Fabricant	PFA	Pression de fonctionnement admissible	Allowable operating pressure	zulässiger Bauteilbetriebsdruck
	PMA	Pression maximale admissible	Allowable maximum operating pressure	höchster zulässigen Bauteilbetriebsdruck
	PEA	Pression d'épreuve admissible	Allowable test pressure	zulässiger Bauteilprüfdruck
Utilisateur	OP	Pression de fonctionnement	Operating pressure	Betriebsdruck
	SP	Pression de service	Service pressure	Versorgungsdruck

III.5.1.1 Terminologie du concepteur [18]

- **DP - Pression de calcul en régime permanent**

Pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais non compris le coup de bélier.

- **MDP - Pression maximale de calcul**

Pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais comprenant le coup de bélier et tenant compte de développements futurs.

- **STP - Pression d'épreuve du réseau**

Pression hydrostatique appliquée à une conduite nouvellement posée de façon à s'assurer de son intégrité et de son étanchéité.

III.5.1.2 Terminologie du fabricant

- **PFA – Pression de Fonctionnement Admissible**

Pression hydrostatique maximale a laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service. C'est la pression jusqu'à laquelle le réseau peut fonctionner en continu.

- **PMA – Pression Maximale Admissible**

Pression maximale, y compris le coup de bélier, a laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de temps a autre en service. C'est la pression jusqu'à laquelle le réseau peut fonctionner en continu en tenant compte des coups de bélier.

- **PEA – Pression d'Epreuve Admissible**

Pression hydrostatique maximale a laquelle un composant nouvellement mis en œuvre est capable de résister. C'est la pression jusqu'à laquelle le réseau peut fonctionner en continu pendant un laps de temps relativement court afin de s'assurer de l'intégrité et de l'étanchéité de la conduite.

III.5.1.3 Terminologie de l'utilisateur

- **OP - Pression de fonctionnement**

Pression interne qui a lieu a une instante donne et en un point détermine du réseau d'alimentation en eau.

- **SP - Pression de service**

Pression interne fournie au point d'écoulement au consommateur.

III.5.1.4 Autres définitions

- **PN - Pression nominale**

Désignation numérique exprimée par un nombre utilise à des fins de référence. C'est une désignation commerciale.

- **Pression d'essai d'étanchéité**

Pression appliquée à un composant en cours de fabrication pour en assurer l'étanchéité.

- **Pression de détimbrage due à la température** [10, 12, 17]

Les tuyaux en matière plastique réagissent très mal à la température si cette dernière dépasse 20°C.

Cette augmentation de température peut être apportée soit par le fluide transporté, soit par la température de l'air, au cas d'une pose superficielle des tuyaux en PE. Dans tous les cas, à partir de 20°C, la résistance initiale du tuyau PE commence à baisser. Par exemple pour une température de 40°C, la résistance perdue est de l'ordre de 25%.

- **Pression de détimbrage due au phénomène cyclique (coup de bélier)** [10, 12, 17]

A l'inverse des autres matériaux des tuyaux utilisés en hydraulique, les tuyaux en matière plastique réagissent très mal aux phénomènes cycliques transitoires, appelés, les coups de bélier. Après plusieurs cycles transitoires, les tuyaux PE s'usent, s'affaiblissent et deviennent, par conséquent, fragiles et vulnérables.

Dans le domaine des tuyaux en PE, on parle le plus souvent de deux types de phénomènes transitoires ;

Les phénomènes transitoires récurrents (Recurring Surge Pressure – PRS) et occasionnels (Occasional Surge Pressure – POS)

1. **Les phénomènes transitoires récurrents (Recurring Surge Pressure – PRS)**

Ce genre de phénomènes sont fréquents et sont inhérents à la conception et au fonctionnement du système (telles que le démarrage ou l'arrêt normal de la pompe et l'ouverture ou la fermeture normale de la vanne).

2. **Les phénomènes transitoires occasionnels (Occasional Surge Pressure – POS)**

Ces phénomènes sont causés par des opérations d'urgence. Elles sont généralement le résultat d'un dysfonctionnement, comme une panne de courant ou une défaillance d'un composant du système, qui comprend le grippage de la pompe, la défaillance de la tige de vanne et la défaillance de la soupape de décharge.

III.6 Dimensionnement des tuyaux PE

III.6.1 Introduction

Pour bien évaluer les différents types de contraintes internes, on doit préciser quelques notions de pressions utilisées dans les tuyaux PE (Normes américaines, AWWA- M53)

III.6.2 Classe de pression (PC) ou Pression Nominale (PN)

Hormis qu'elle soit un paramètre commercial qui permet la classification et la fabrication des tuyaux PE, on l'utilise, encore, lorsque les tubes PE travaillent dans des conditions telles que, la température du fluide transporté ne dépasse pas 20°C et que les effets du coup de bélier peuvent être négligés.

La PC peut être calculé par l'une des expressions ci-dessous [10, 12]:

$$PC = \frac{2 \cdot MRS \cdot C}{SDR - 1} \quad (III.2)$$

$$PC = \frac{2 \cdot e \cdot MRS \cdot C}{D_e - e} \quad (\text{III.3})$$

$$PC = \frac{2 \cdot MRS \cdot C}{IDR + 1} \quad (\text{III.4})$$

$$PC = \frac{2 \cdot e \cdot MRS \cdot C}{D_i + e} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- MRS : Contrainte minimale requise (100 bars pour PE100, 80 bars pour PE80 et 63 bars pour PE63).
- C : Coefficient de sécurité égale 1,25 pour l'eau.
- SDR : Rapport Standard de Diamètre (Standard Diameter Ratio) égale Diamètre Extérieur / Epaisseur = D_e / e .
- IDR: Rapport Standard de Diamètre (Standard Diameter Ratio) égale Diamètre Intérieur / Epaisseur = D_i / e .
- D_e et D_i = Diamètres extérieur et intérieur.

Remarques

- Pour les tuyaux PE, et tous les tuyaux plastiques (PVC, PRV), le D_e = Diamètre Nominal = DN.
- Pour les tuyaux PE, le diamètre intérieur [10, 12]:

$$D_i = D_e - 2,12 \cdot e \quad (\text{III.6})$$

En fonction de PN, SDR et DN, les fabricants de tuyaux en PE présentent leurs produits sous la forme des tableaux ci-dessous.

Tableau III.8 : Gammes de tuyaux PE en fonction PN, SDR et DN[18].

Épaisseurs de paroi												
Séries de tubes												
	SDR 8 5 2,5		SDR 7,4 5 3,2		SDR 9 5 4		SDR 11 5 5		SDR 13,6 5 6,3		SDR 17 5 8	
Pression nominale PN en bar												
PE 40	-		PN 10		PN 8		-		PN 5		PN 4	
PE 63	-		-		-		PN 10		PN 8		-	
PE 80	PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10		PN 8	
PE 100	-		PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10	
Épaisseurs de paroi												
Dim. Nom.	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max
16	3,0 ^a	3,4	2,3 ^a	2,7	2,0 ^c	2,3	-	-	-	-	-	-
20	3,1	3,9	3,0 ^a	3,4	2,3	2,7	2,0 ^c	2,3	-	-	-	-
25	4,2	4,8	3,5	4,0	3,0 ^c	3,4	2,3	2,7	2,0 ^c	2,3	-	-
32	5,4	6,1	4,4	5,0	3,6	4,1	3,0 ^c	3,4	2,4	2,8	2,0 ^c	2,3
40	6,7	7,5	5,5	6,2	4,5	5,1	3,7	4,2	3,0	3,5	2,4	2,8
50	8,3	9,3	6,9	7,7	5,6	6,3	4,6	5,2	3,7	4,2	3,0	3,4
63	10,5	11,7	8,6	9,6	7,1	8,0	5,8	6,5	4,7	5,3	3,8	4,3
75	12,5	13,9	10,2	11,5	8,4	9,4	6,8	7,5	5,6	6,3	4,5	5,1
90	15,0	16,7	12,3	13,7	10,1	11,3	8,2	9,2	6,7	7,5	5,4	6,1
110	18,3	20,3	15,1	16,8	12,3	13,7	10,0	11,1	8,1	9,1	6,6	7,4
125	20,8	23,0	17,1	19,0	14,1	15,6	11,4	12,7	9,2	10,3	7,4	8,3
140	23,3	25,8	19,2	21,3	15,7	17,4	12,7	14,1	10,3	11,5	8,3	9,3
160	26,6	29,4	21,4	24,2	17,4	19,8	14,6	16,2	11,8	13,1	9,5	10,6
180	29,9	33,0	24,4	27,2	20,1	22,3	16,4	18,2	13,3	14,8	10,7	11,9
200	33,2	36,7	27,4	30,3	22,4	24,8	18,2	20,3	14,7	16,3	11,9	13,2
225	37,4	41,3	30,8	34,0	25,2	27,9	20,5	22,7	16,6	18,4	13,4	14,9
250	41,5	45,8	34,2	37,8	27,4	30,8	22,7	25,1	18,4	20,4	14,8	16,4
280	46,5	51,3	38,3	42,3	31,3	34,6	25,4	28,1	20,6	22,8	16,6	18,4
315	53,3	57,7	43,1	47,6	35,5	38,8	28,4	31,6	23,3	25,7	18,7	20,7
355	59,0	65,0	48,5	53,5	39,7	43,8	32,2	35,6	26,1	28,9	21,2	23,4
400	-	-	54,7	60,3	44,7	49,3	36,3	40,1	29,4	32,5	23,7	26,2
450	-	-	61,5	67,8	50,3	55,5	40,9	45,1	33,1	36,6	26,7	29,5
500	-	-	-	-	55,8	61,5	45,4	50,1	36,8	40,6	29,7	32,8
560	-	-	-	-	-	-	50,8	56,0	41,2	45,5	33,2	36,7
630	-	-	-	-	-	-	57,2	63,1	46,3	51,1	37,4	41,3
710	-	-	-	-	-	-	-	-	52,2	57,6	42,1	46,5
800	-	-	-	-	-	-	-	-	58,0	64,8	47,4	52,3
900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53,3	58,8
1 010	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	59,3	65,4
1 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 440	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 610	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Epaisseurs de paroi (mm)										
Séries de tubes										
	SDR 17,6 S 8,3	SDR 21 S 10	SDR 26 S 12,5	SDR 33 S 16	SDR 41 S 20					
Pression nominale PN en bar										
PE 40	-	PN 3,2	PN 2,5	-	-					
PE 63	PN 6	PN 5	PN 4	PN 3,2	PN 2,5					
PE 80	-	PN 6	PN 5	PN 4	PN 3,2					
PE 100	-	PN 8	PN 6	PN 5	PN 4					
Epaisseurs de paroi										
Dim. Nom.	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	2,0 ⁰	2,3	-	-	-	-	-	-	-	-
40	2,3	2,7	2,0 ⁰	2,3	-	-	-	-	-	-
50	2,9	3,3	2,4	2,8	2,0	2,3	-	-	-	-
63	3,6	4,1	3,0	3,4	2,5	2,9	-	-	-	-
75	4,3	4,9	3,6	4,1	2,9	3,3	-	-	-	-
90	5,1	5,9	4,3	4,9	3,5	4,0	-	-	-	-
110	6,3	7,1	5,3	6,0	4,2	4,8	-	-	-	-
125	7,1	8,0	6,0	6,7	4,8	5,4	-	-	-	-
140	8,0	9,0	6,7	7,5	5,4	6,1	-	-	-	-
160	9,1	10,2	7,7	8,6	6,2	7,0	-	-	-	-
180	10,2	11,4	8,6	9,6	6,9	7,7	-	-	-	-
200	11,4	12,7	9,6	10,7	7,7	8,6	-	-	-	-
225	12,8	14,2	10,8	12,0	8,6	9,6	-	-	-	-
250	14,2	15,8	11,9	13,2	9,6	10,7	-	-	-	-
280	15,9	17,6	13,4	14,9	10,7	11,9	-	-	-	-
315	17,9	19,8	15,0	16,6	12,1	13,5	9,7	10,8	7,7	8,6
355	20,1	22,3	16,9	18,7	13,6	15,1	10,9	12,1	8,7	9,7
400	22,7	25,1	19,1	21,2	15,3	17,0	12,3	13,7	9,8	10,9
450	25,5	28,2	21,5	23,8	17,2	19,1	13,8	15,3	11,0	12,2
500	28,3	31,3	23,9	26,4	19,1	21,2	15,3	17,0	12,3	13,7
560	31,5	35,0	26,7	29,5	21,4	23,7	17,2	19,1	13,7	15,2
630	35,7	39,4	30,0	33,1	24,1	26,7	19,3	21,4	15,4	17,1
710	40,2	44,4	33,9	37,4	27,2	30,1	21,8	24,1	17,4	19,3
800	45,3	50,0	38,1	42,1	30,6	33,8	24,5	27,1	19,6	21,7
900	51,0	56,2	42,9	47,3	34,4	38,3	27,6	30,5	22,0	24,3
1 000	56,6	62,4	47,7	52,6	38,2	42,2	30,6	33,5	24,5	27,1
1 200	-	-	57,2	63,1	45,9	50,6	36,7	40,5	29,4	32,5
1 400	-	-	-	-	53,5	59,0	42,9	47,3	34,3	37,9
1 600	-	-	-	-	61,2	67,5	49,0	54,0	39,2	43,3

Note

Les fabricants de tuyaux en PE, utilisent parfois la notion de « Série, S » pour classer les différents types de tubes. La série S = (SDR – 1) / 2

III.6.3 Pression de service PS (Working Pressure WP)

C'est la pression à laquelle est soumis un tuyau en PE. Pour les problèmes de pompage, ça va correspondre à la HPP (Hauteur de Pression par Pompage). Pour les problèmes d'adduction gravitaire, c'est la pression piézométrique (PP) [10, 12]

III.6.4 Pression Maximale de Service Détimbrée PMSD (Working Pressure Rating WPR)

C'est la même que la PS mais en incluant l'effet de la température (PMSDT) et/ou l'effet des coups de bélier répétés (PMSDB) [10, 12].

III.6.4.1 PMSDT – Pression Maximale de Service Détimbrée due à la Température

$$PMSDT = PC \times F_t \quad (III.7)$$

- F_t = coefficient de détimage due à la température. Il est fonction de la MRS et de la température (tableau ci-dessous)

Tableau III.9 : Coefficient de détimage fonction de température [10, 12].

Température	f_T
°C	PE100
<16 ≤27	1.00
>27 ≤32	0.93
>32 ≤38	0.87
>38 ≤43	0.81
>43 ≤49	0.76
>49 ≤54	0.70
>54 ≤60	0.65

III.6.4.2 PMSDB–Pression Maximale de Service Détimbrée due à coup de Bélier [10, 12]

- ✓ Pression Maximale de Service Détimbrée due à coup de Bélier Occasionnel (PMSDBO)

$$PMSDBO = 2 \times PC \times F_t - 2 \times CB \quad (III.8)$$

- ✓ Pression Maximale de Service Détimbrée due à coup de Bélier Récurrent (PMSDBR)

$$PMSDBR = 1,5 \times PC \times F_t - CB \quad (III.9)$$

Légende ;

- CB = Coup de bélier = $a \times V/g$.
- a = célérité de l'onde = 320 m/s [CHIALI].
- V = vitesse moyenne de l'eau en régime permanent (m/s).

- g = accélération gravitationnelle (m/s^2).

Pour un dimensionnement correct des tuyaux en PE, il faut vérifier l'expression ci-dessous :

✓ **Adduction gravitaire (HP = Hauteur Piézométrique)** [10, 12]

- Avec coup de bélier Récurrent : $PP \leq 1,5 \times PC \times Ft - CB \leq PC$
- Avec coup de bélier Occasionnel : $PP \leq 2 \times PC \times Ft - 2 \times CB \leq PC$

Applicables si et seulement si,

- ✓ $CB \geq 0,5 \times PN$ pour le 1er cas
- ✓ $CB \geq 1 \times PN$ pour le 2eme cas

Sinon, il y'aura une seule condition à vérifier ; $PP \leq PC \times Ft \leq PC$

✓ **Adduction par pompage (HPP = Hauteur de Pression de Pompage)** [10, 12]

- Avec coup de bélier Récurrent : $HPP \leq 1,5 \times PC \times Ft - CB \leq PC$
- Avec coup de bélier Occasionnel : $HPP \leq 2 \times PC \times Ft - 2 \times CB \leq PC$

Applicables si et seulement si,

- ✓ $CB \geq 0,5 \times PN$ pour le 1er cas
- ✓ $CB \geq 1 \times PN$ pour le 2eme cas

Sinon, il y'aura une seule condition à vérifier ; $HPP \leq PC \times Ft \leq PC$

III.7 Calcul et dimensionnement des tuyaux PE par rapport aux pressions extérieures [10, 12]

Les tuyaux enterrés sont soumis à des charges qui varient selon : la profondeur à laquelle ils sont enfouis ; la nature du matériau du remblai qui comble les tranchées ; les diverses charges mortes (charges fixes dues à une masse constante, par exemple, le revêtement bitumineux d'une route) qui peuvent agir au-dessus des tuyaux. A ces charges, il faut ajouter les charges vives (charges mobiles occasionnelles) dues aux véhicules motorisés en mouvement, puisque les conduites sont souvent installées dans l'emprise des voies de circulation.

Pour calculer les forces dues aux remblais qui agissent sur les conduites en PE, on se sert le plus souvent des équations de Martson.

En plus des chargements des remblais, la conduite doit résister aux effets des charges mobiles (voitures, camions, train, avion,...), appelées charges vives. Les théories et expériences de Spangler, Martson et beaucoup d'autres, ont montré qu'au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la surface du sol, l'effet des charges vives sur la conduite, diminue. Ce comportement des charges vives, est tout à fait, l'inverse du comportement des charges mortes, dues aux remblais et autres sollicitations statiques.

Dans tous les cas, les conduites doivent résister à l'effet combiné des charges mortes et vives.

En ce qui concerne notre projet, vu le manque terrible de données, de tout genre, et les innombrables équations à utiliser, nous avons juste essayé de donner les quelques indications concernant les profondeurs d'enfouissement, ou d'enterrement, des tuyaux PE, qu'on va utiliser dans ce PFE.

Il est clair que cette partie d'étude est la plus importante, car, pour la faire on doit intégrer, à la fois, les propriétés hydrauliques (pressions internes, DN, épaisseur) et mécaniques (MRS, Ovalisation, rigidité,..) des tuyaux PE, les propriétés de la tranchée (remblais, forme, profondeur, largeur, type,...) et les propriétés du milieu extérieur (voitures, routes, constructions, les nappes d'eau, les cours d'eau,...). Que le matériau des tuyaux utilisé soit rigide ou flexible, métallique, à base de ciment ou en plastique, sans cette étude des charges extérieures, on n'a pas le droit d'utiliser et de recommander cette conduite.

En revenant à notre projet, les calculs préliminaires qui sont grossiers et sommaires, indiquent que les différents tuyaux PE100, utilisés dans les différentes adductions (pompage et gravitaire) doivent se situer à des profondeurs variant entre 2 et 6 m.

III.8 Dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire)

III.8.1 Détermination du diamètre

Le diamètre dans les conduites des matériaux plastique est calculé par la formule :

$$D_{\text{Int}} = D_{\text{ext}} - (2.12 \times e)$$

Avec :

- D_{Int} : diamètre intérieur (mm).
- D_{ext} : diamètre extérieur.
- e : épaisseur (mm).

III.8.2 Calcul de la vitesse

Le calcul de la vitesse est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- V : la vitesse d'écoulement (m/s).
- Q : débit transitant dans la conduite (m^3/s).
- D : diamètre de la conduite (m).

Le choix final du diamètre se portera sur la délimitation des vitesses moyennes.

Les vitesses moyennes doivent, à tout moment, vérifier deux conditions :

- **La 1^{ère} condition sur la vitesse maximale autorisée (V_{max})**

Elle est donnée par le constructeur des tuyaux PE pour éviter une usure prématurée de l'intérieur par corrosion due aux sables que peuvent contenir les eaux à transporter.

Pour les tuyaux PE fabriqués en Algérie, le groupe CHIALI, donne une $V_{\text{max}} = 3$ m/s pour les adductions et $V_{\text{max}} = 1$ m/s pour les aspirations [5, 14, 17]

- La 2^{ème} condition sur la vitesse minimale autorisée (V_{\min})

L'eau à transporter n'est jamais exempte de sédiments. Pour les faibles débits, les sédiments peuvent décanter, à l'intérieur des conduites. Cette décantation provoquera, avec le temps, des pertes de charges supplémentaires et à la limite, des obstructions partielles et totales de la conduite. Pour éviter ces problèmes de dépôt, il faut que les vitesses moyennes d'écoulement soient supérieures aux vitesses de décantation. A titre d'exemple, dans les projets d'assainissement (l'eau étant initialement chargée), on prend le plus souvent des vitesses minimales jamais inférieures à 0,6 à 0,7 m/s, pour éviter les dépôts.

En AEP, ces vitesses minimales, peuvent être déduites, ou calculées, à travers le graphique ci-dessous [4]

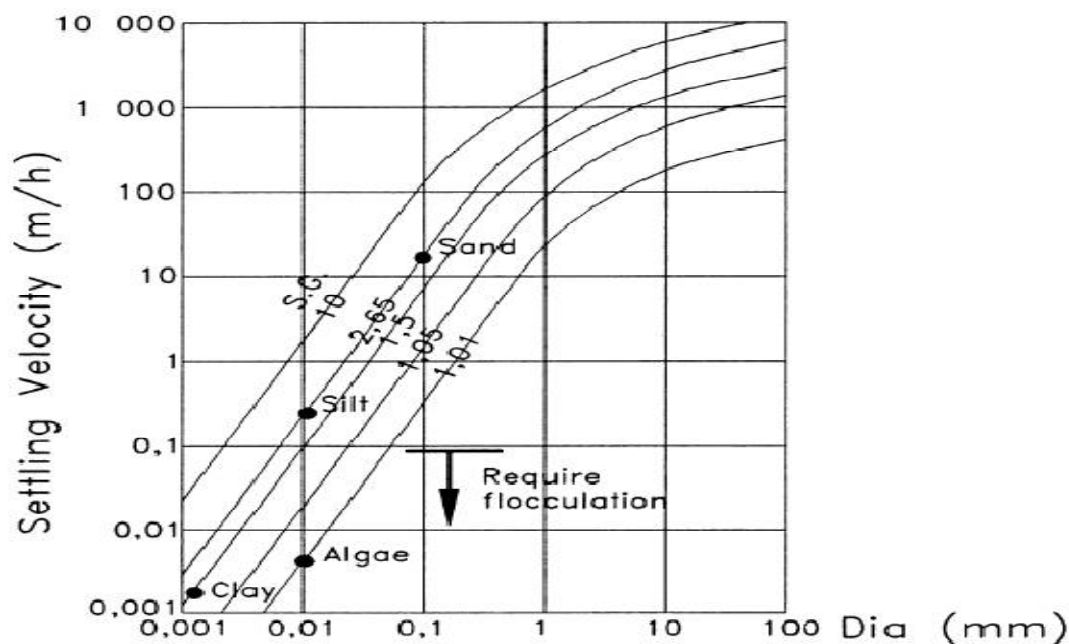


Figure III.2: Vitesse minimale en fonction de diamètre des sédiments.

III.8.3 Détermination des vitesses anti-sédimentation

Pour notre projet, les études préliminaires [15], ont montré que l'eau à transporter peut contenir du sable, de densité 2,65 et dont le diamètre moyen varie entre 0,8 et 1,3 mm [4].

Le graphe nous renseigne que pour éviter la sédimentation des sables, de diamètres variant entre 0,8 et 1,3 mm, à l'intérieur des tuyaux PE, il faut vérifier des vitesses minimales d'écoulement, au moins supérieures à 900 m/h = 0,25 m/s.

Finalement, $V_{\max} < 3$ m/s et $V_{\min} > 0,25$ m/s.

Pour la suite des calculs, à chaque fois qu'on trouve un diamètre, avec son PN, e, et SDR, on doit vérifier les vitesses limites. Si on travaille avec le débit max, on doit vérifier V_{\max} (débit à l'horizon final), mais si on travaille avec le débit min, il faut vérifier par rapport à V_{\min} (débit à l'horizon initial).

III.8.4 Les pertes de charges

III.8.4.1 Perte de charge linéaire

On définit la perte de charge linéaire J (en m) par l'expression de Hazen Williams :

$$J = \left(\frac{3.592}{C_{HW}} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} \times Q^{1.852} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- J : est la perte de charge en (m).
- C_{HW} : coefficient de Hazen Williams. Pour les tuyaux en PE, $C_{HW}=150$.
- L : longueur de la conduite en (m).
- Q : débit en (m³/s).
- D : diamètre de la conduite en (m).

III.8.4.2 Pertes de charge singulières

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

Les pertes de charges singulières sont déterminées d'après la formule de Hazen Williams :

$$J_s = 0.08263 \frac{K}{D^2} Q^2 \quad (\text{III.12})$$

Avec :

- J_s : Pertes de charge singulières.
- D : diamètre de la conduite en (m).
- K : coefficient de perte de charge.
- Q : débit (m³/s).

Dans notre cas et n'ayant pas eu assez de données nécessaire pour déterminer le coefficient de pertes de charge singulière adéquat et sachant aussi que les pertes de charges singulières sont aussi estimées à 20% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$J_s = 0.20 * J_L \quad (\text{III.13})$$

III.8.4.3 Les pertes de charges totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaire et singulières pour chaque conduite de longueur L , donc on aura :

$$\Delta H_T = J_s + J_L = 1.2 * J_L \quad (\text{III.14})$$

III.8.5 La hauteur manométrique totale d'élévation HMT:

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$HMT = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (III.15)$$

- H_g : hauteur géométrique (m) = différence de cote entre la surface libre de l'eau dans le réservoir d'arrivée et la surface libre de l'eau dans le réservoir de départ.
- J_a : perte de charge à l'aspiration en (m).
- J_r : pertes de charges singulières (m).

III.9 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.9.1 Partie refoulement

L'ADE [15] a demandé de délimiter la pression dans les conduites à 16 bars, c'est-à-dire :

$$HMT \leq 160 \text{ m} \quad (III.16)$$

On a:

$$HMT = H_g + J_L + J_S = H_g + \Delta H_T \leq 160 \text{ m} \quad (III.17)$$

Alors:

$$\Delta H_T \leq 160 - H_g \quad (III.18)$$

III.9.1.1 Implantation des stations de pompage

De point de vue on essaie de diminuer les nombres de station de pompage le plus possible, et aussi choisir un diamètre acceptable.

On divise la longueur de la partie de refoulement sur trois, on trouve deux stations de pompage, la première est placée à la cote 772 nommée SP16 et l'autre est placée à la cote 899 nommée SP26.

III.9.1.2 Tronçon << SP6 – SP16 >>

Depuis la station de pompage SP6 on alimente la bache de la station de pompage SP16 qui est placée à la cote 772.

La perte de charge totale doit être inférieure de 37 m ($\Delta H_T \leq 37 \text{ m}$).

Tableau III.10 : Caractéristiques de tronçon SP6-SP16.

Tronçon	L (m)	H _g (m)	Q (m ³ /s)	C _{HW}	D _{int} (mm)	DN (mm)	ΔH _T (m)	HMT (m)
SP6-SP16	12747	123	0.144	150	403.75	500	34.87	157.87

III.9.1.3 Tronçon <<SP26 –SP36 >>

Depuis la station de pompage SP16 ON alimente la bêche de la station de pompage SP26 qui placé a la cote 899m.

La perte de charge totale doit être inférieure de 33 m : $\Delta H_T \leq 33$ m.

Tableau III.11:Caractéristiques de tronçon SP16-SP26.

Tronçon	L (m)	H _g (m)	Q (m ³ /s)	C _{HW}	D _{int} (mm)	DN (mm)	ΔH _T (m)	HMT (m)
SP16-SP26	1730	127	0.144	150	323.04	400	14.02	141.02

III.9.1.4 Tronçon <<SP36 –R>>

Dans ce tronçon la station de pompage SP26 refoule l'eau vers le réservoir tampon place a la cote 1042.

La perte de charge totale doit être inférieure de 17 m : $\Delta H_T \leq 17$ m.

Tableau III.12:Caractéristiques de tronçon SP26-R.

Tronçon	L (m)	H _g (m)	Q (m ³ /s)	C _{HW}	D _{int} (mm)	DN (mm)	ΔH _T (m)	HMT (m)
SP26-R	2006	143	0.144	150	323.04	400	16.26	159.26

III.9.2 Partie gravitaire

Pour dimensionner une adduction gravitaire, on fait appel au théorème de Bernoulli appliquée entre 2 points. Le point de départ se trouve à une cote basse correspondant à niveau minimal de l'eau à l'intérieur du réservoir de départ (Des fois, on prend, carrément, la cote intérieure du radier du réservoir) [1, 2, 13, 14].

Pour le 2eme point ; le point d'arrivée, il correspond à la cote des plus hautes eaux dans le réservoir d'arrivée. Beaucoup de scientifiques pensent que des pressions résiduelles supérieures à 10 m, à l'entrés des réservoirs d'arrivée, serait une bonne pratique [2, 13]. Cette énergie résiduelle, pourrait être réglée, par une vanne de régulation (soupape, pointeau et papillon) [1, 2, 13, 14].

Le dimensionnement d'une adduction gravitaire doit suivre quelques règles de bonne exécution, à savoir :

1) Le dimensionnement de l'adduction gravitaire est un problème de tracé de la ligne piézométrique.

Cette dernière, qui est la somme de la cote (Z) plus l'énergie de pression ($P/\rho g$), peut être obtenue par formules ou simplement par représentation graphique en soustrayant, de la ligne de charge, la perte de charge totale. Cette manière de faire est approximative mais reste acceptable parce que l'énergie due à la vitesse ($V^2/2g$) est négligeable, de l'ordre du centimètre. Pour avoir, seulement, 1 m d'énergie, il faut que la vitesse moyenne à l'intérieur des tuyaux soit au moins égale à 4,43 m/s. Ce qui est très loin de la réalité des calculs [1].

2) La ligne piézométrique ne doit jamais couper le tracé de la conduite d'adduction.

3) La pression en tout point du réseau doit être au moins égale à 10 m, pour éviter les dépressions et la rupture de la veine liquide.

4) La pression en tout point du réseau ne doit pas dépasser la pression admissible du tuyau (PN ou PC). Dans ce sens, il arrive que le maître d'ouvrage [15], puisse exiger une autre pression, appelée « pression de consigne ».

Pour notre projet, on propose, la réalisation d'une conduite en PE100 sur un linéaire de 14257 m vers le réservoir terminal de hammam dalaá.

Sur le tracé de la conduite vers hammam dalaá une brise de charge sera nécessaire pour éviter une conduite en PN 25. Ce brise de charge sera calé à la cote 950.

Toute l'adduction gravitaire sera réalisée par une conduite en PE100 DN 315 et PN 10 d'un linéaire de 3070 m, et deux autres canalisations, en série, à l'aval du brise-charge. La première en DN 400 et PN 10 sur un linéaire de 9581 m, et la deuxième en DN 355 et PN 16 sur une longueur de 1606 m, vers hammam dalaá.

III.9.2.1 Tronçon R - brise de charge

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit : $Q = 0.144 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 3070 \text{ m}$.
- Cote du radier de R : CR01 = 1042 m (Départ).
- Cote du radier de brise de charge : CR02 = 950 m (Arrivé).

Tableau III.13: Calcul des pertes charge total ΔH_T du tronçon R → brise de charge.

D_{int} (mm)	DN (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	L (m)	ΔH_T (m)	PN (bars)
275	315	0.144	2.43	3070	54.5	10

III.9.2.2 Tronçon brise de charge - réservoir terminal

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit : $Q = 0.144 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L_1 = 9581 \text{ m}$, $L_2 = 1606 \text{ m}$.
- Cote du radier de brise de charge : CR01 = 950 m (Départ).

- Cote du radier de réservoir terminal : CR02 = 850m.

Tableau III.14: Calcul des pertes charge total ΔH_T du Tronçon brise de charge → réservoir terminal

D_{int} (mm)	DN (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	ΔH_T (m)	PN (bars)
350	400	0.144	1.5	9581	52.56	10
287	355	0.144	2.23	1606	23.16	16

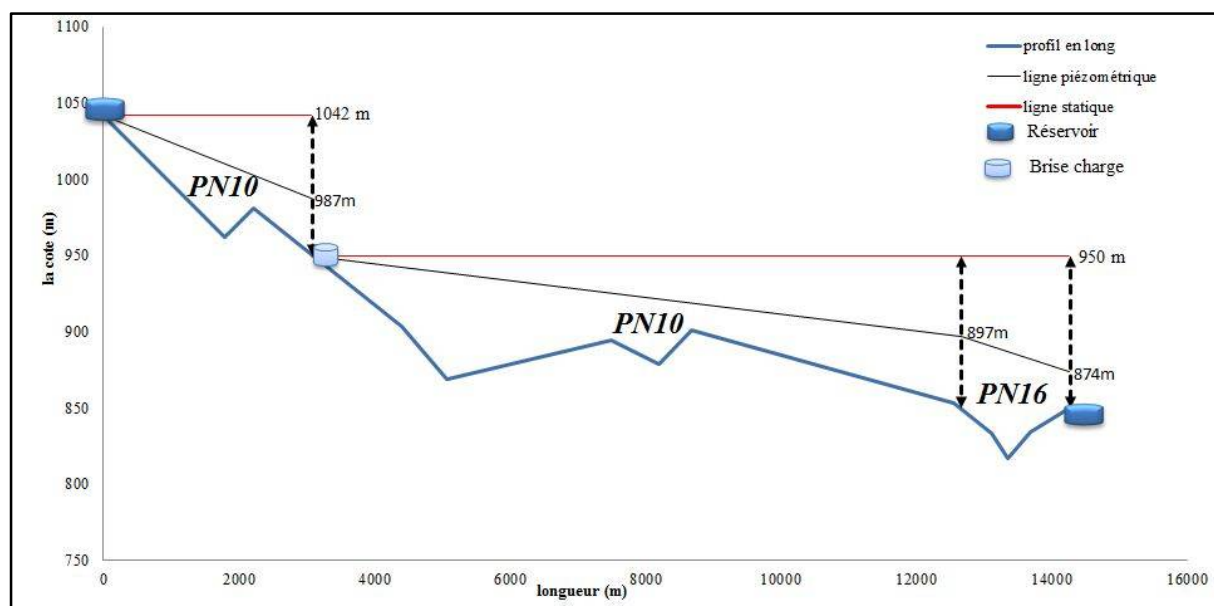


Figure III.3 : Ligne de charge et ligne piézométrique

III.9.3 Etude du phénomène transitoire (coup de bélier)

Comme il a été écrit, au chapitre III « Choix des matériaux des tuyaux », par rapport au coup de bélier, les tuyaux en PE se dimensionnent d'une façon non classique [10].

Pour dire qu'un tuyau PE résiste aux multiples coups de bélier, il lui suffit de vérifier les inéquations suivantes :

- Avec coup de bélier Récurrent : $PP \leq 1,5 \times PC \times Ft - CB \leq PC$.
- Avec coup de bélier Occasionnel : $PP \leq 2 \times PC \times Ft - 2 \times CB \leq PC$.

Applicables si et seulement si,

- ✓ $CB \geq 0,5 \times PN$ pour le 1er cas.
- ✓ $CB \geq 1 \times PN$ pour le 2eme cas.

Sinon, il y'aura une seule condition à vérifier ; $PP \leq PC \times Ft \leq PC$

Dans notre projet :

Tableau III.15 : Calcul de coup de biler des tançons d'adduction.

Adduction	DN (mm)	e (mm)	PC (m)	SDR	PP (m)	a (m/s)	CB (m)	Ft (T < 26°C)	Condition sur le coup de bélier	
									Récurrent	Occasionnel
R - Brise Charge	315	18,7	100	17	40	320	79,27	1	Oui	Oui
Brise charge- R2500	400	26,2	100	17	70	320	72,74	1	Oui	Non
	355	35,6	160	11	77	320	72,74	1	Oui	Oui

On voit bien qu'une seule condition n'est pas vérifiée. Pour ce cas, nous devons choisir entre 2 solutions :

- 1) augmenter l'épaisseur de la conduite.
- 2) augmenter la classe du tuyau. De PN (PC) = 10 bars, on opte pour PN 16.

III.9.3.1 Conclusion

Pour la partie gravitaire, elle sera réalisée complètement en tuyaux PE100 composés par trois diamètres nominaux (DN) différents ; DN 315, DN 355 et DN 400 et deux classes de pression ; PN 10 et PN 16. La vérification du coup de bélier a révélé que la conduite est partout stable, sauf dans la partie de DN400 et PN10. Dans cette zone, il y a lieu, soit d'augmenter l'épaisseur soit revoir à la hausse la classe de pression.

Chapitre IV

Choix des pompe et des station de pompage

IV.1 Introduction

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage comporte principalement :

- la salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration).
- la salle des commandes.
- la salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

On appelle pompe, une machine qui assure un transfert d'énergie mécanique ou électrique en énergie hydraulique, qui se traduit par des débits et des pressions.

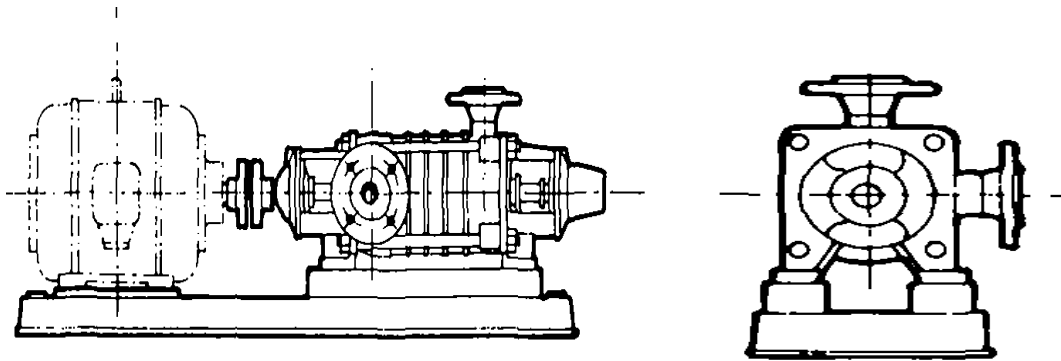


Figure IV.1 : Illustration d'une pompe hydraulique.

IV.2 Classification des pompes

Il existe un très grand nombre de types de pompes. Ces différents types peuvent cependant classifier au tableau ci-dessous [18]:

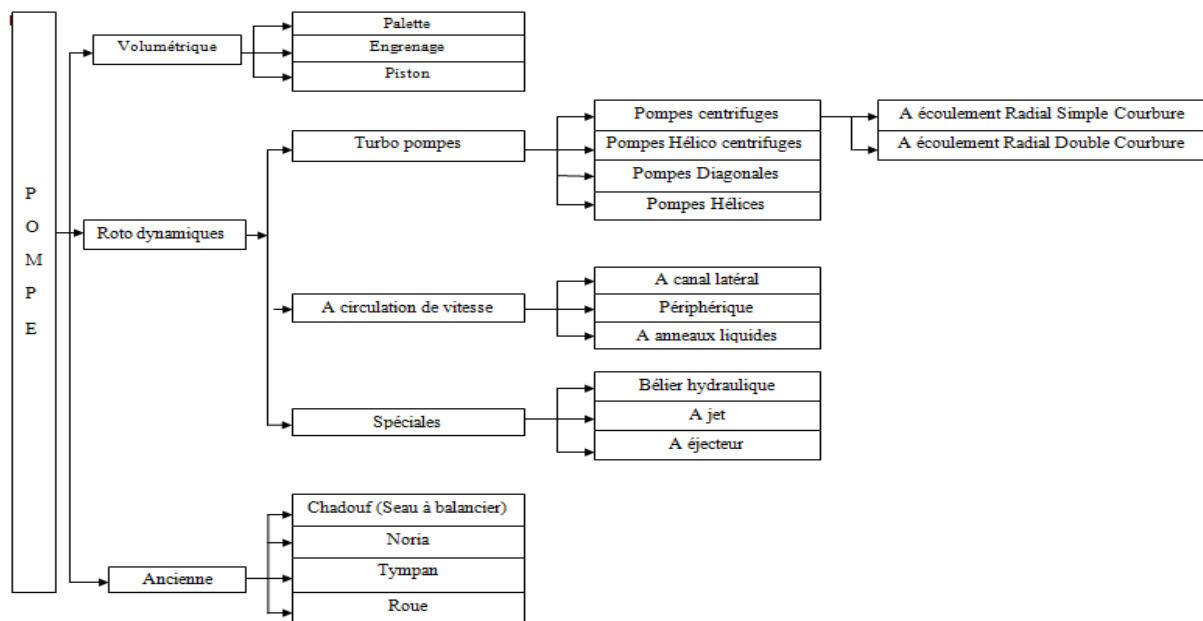


Figure IV.2: Schéma classification des pompes

IV.3 Choix du type de pompes

Les turbopompes sont actuellement parmi les plus employées. Les turbopompes peuvent être classées selon plusieurs critères :

Tableau IV.1: Les critères de choix de la turbo pompe [18].

I. TYPES DE TURBOPOMPES (T)	Pompe Centrifuge à Simple Courbure	T-CSC
	Pompe Centrifuge à Double Courbure	T-CDC
	Pompes Hélicoïdale	T-H
	Pompe Diagonale	T-D
	Pompe Axiale	T-A
II. SELON LA POSITION DE L'AXE DE ROTATION DU MOTEUR (A)	Axe Horizontal	A-H
	Axe Vertical	A-V
III. SELON LE NOMBRE DE ROUE (R)	Mono cellulaire (1 roue)	R-MO
	Multi cellulaire (> 1 roue)	R-MU5
IV. SELON LE NOMBRE D'ENTREES (ADMISSION=ASPIRATIONS) (E)	1 Entrée	E-1
	2 Entrées	E-2
V. SELON LE NOMBRE DE SORTIES (REFOULEMENTS) (S)	1 Sortie	S-1
	2 Sorties	S-2
VI. SELON LA POSITION DU MOTEUR/ EAU (ME)	Surface	ME-S
	Immergé (sous eau)	ME-I
VII. SELON LA POSITION DES ROUES / EAU (RE)	Surface	RE-S
	Immergé (sous eau)	RE-I

Selon la vitesse spécifique N_s en peut classer la turbopompe au tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Classification de la turbopompe selon la vitesse spécifique [18].

NS	10 à 30	31 à 50	51 à80	81 à 135	136 à 330
Turbopompe	Roue à simple roue	Roue à double courbure	Roue hélicoïdale	Roue diagonale	Roue axiale
	Pompe centrifuge		Pompe hélico centrifuge		Pompe axial

IV.4 Groupement des pompes

Les pompes peuvent être groupées (assemblées) de deux manières différentes :

IV.4.1 Groupement (Assemblage) en parallèle (//)

Des pompes en parallèle fournissent la même hauteur de refoulement. Le débit total donné par toutes les pompes est la somme des débits.

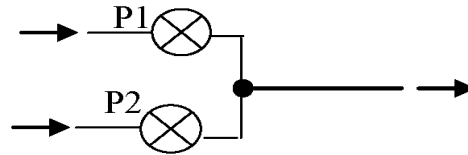


Figure IV.3: Groupement en parallèle (//).

IV.4.2 Groupement (Assemblage) en série (Σ)

Des pompes en série sont traversées par le même débit. La hauteur de refoulement totale étant la somme des hauteurs de refoulement.

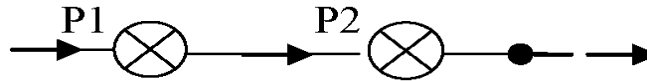


Figure IV.4: Groupement en série (Σ).

Pour notre projet on a choisie groupement en parallèle pour éviter l'utilisation d'une seule grosse pompe, deux pompes et une autre pour le secoure.

IV.5 Caractéristique d'une pompe

IV.5.1 Vitesse de rotation spécifique N_s :

Elle intervient pour le choix d'un type de pompe. La vitesse spécifique N_s d'une pompe vaut :

$$N_s = \frac{N \times (Q/m)^{1/2}}{(HMT/p)^{3/4}} \quad (IV.1)$$

Avec :

- N_s : la vitesse de rotation spécifique.
- N : Nombre de tour, Soit 1450 tr/min ou 2900 tr/min.
- Q : débit en m^3/s .
- m : nombre d'aspiration de la pompe.
- Hmt : la hauteur manométrique totale.
- P : nombre de roue à l'intérieur de la pompe. On peut avoir de 1 à 20 roues.

IV.5.2 Rendement globale η_g

Du courbe rendement en fonction de la vitesse spécifique $\eta=f(N_s)$ en peut retirer la valeur de rendement [5].

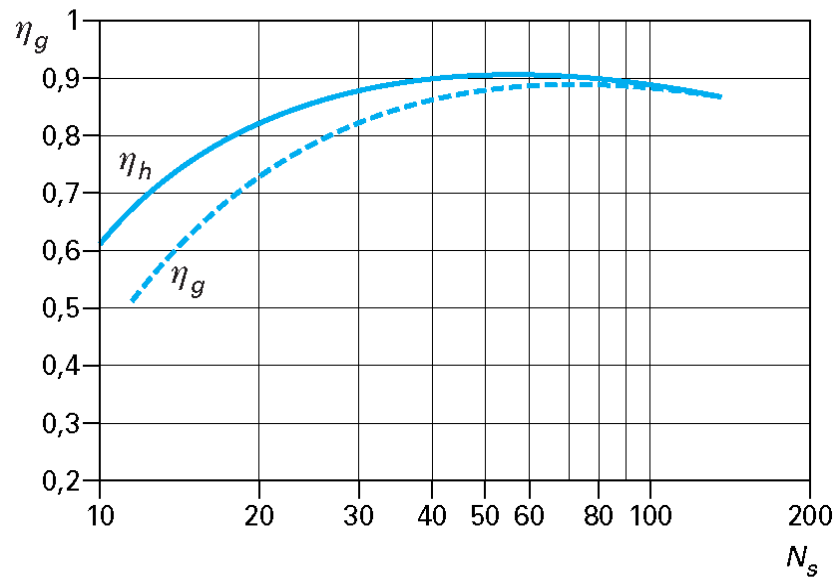


Figure IV.5: La valeur du rendement en fonction de la vitesse spécifique.

IV.5.3 La Puissance absorbée

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

$$P_a = \frac{H_{mt} \times Q \times 9.81}{\eta_g} \tag{IV.2}$$

Avec :

- P_a : Puissance Absorbée (KW).
- H_{mt} : Hauteur manométrique total (m).
- Q : Débit (m^3/s).
- η_g : Rendement global.

IV.5.4 Calcul de la puissance du moteur

$$P_m = P_a \cdot \alpha = 1.1 P_a \tag{IV.3}$$

Tableau IV.3 : Puissance du moteur en fonction de α [18].

$P_a(w)$	< 1500	1500 à 4000	4000 à 7500	7500 à 40000	> 40000
α	1,50	1,25	1,20	1,15	1,10

IV.6 Choix des pompes du projet

D'après les tableaux de choix du type des pompes et leurs caractéristiques on peut déterminée les résultats suivant :

Tableau IV.4 : Caractéristiques des pompes.

	Q (m ³ /s)	HMT (m)	N (tr/min)	Nombre de roue	Nombre d'aspiration	N_s	R_G (%)	P_{abs} (KW)	Type de pompe	Installation pompe	Installation moteur	Puissance moteur P_M (KW)
SP6	0.072	158	1450	8	1	41.53	86	129.77	T-PCDC	H	A-H	142.75
SP16	0.072	141	1450	7	1	40.92	86	115.8	T-PCDC	H	A-H	127.38
SP26	0.072	160	1450	8	1	41.14	86	131.41	T-PCDC	H	A-H	144.55

IV.7La cavitation

Le phénomène de cavitation apparaît, lorsque la pression statique en un point quelconque de la pompe (ou du circuit) descend en dessous de la tension de vapeur p_v .

On assiste alors au passage en phase vapeur d'une petite quantité de liquide. Tant que cette quantité de vapeur reste inférieure à un certain seuil, les performances de la pompe ne sont pas affectées. Au-delà de ce seuil, on constate une chute de la hauteur délivrée par la pompe, d'abord lente et progressive, puis très rapide. La pompe ne fonctionne plus.



Figure IV.6: Effet de la cavitation (et/ou érosion) sur la roue d'une pompe centrifuge.

IV.7.1 NPSH_{3%} (Charge nette d'aspiration requise)

Il fixe le seuil de pression, à l'entrée de la pompe, requis pour assurer un fonctionnement jugé convenable de cette dernière.

Par convention internationale, on utilise surtout le $[NPSHr]_{3\%}$ qui correspond, pour un débit donné, à une chute de 3 % de la hauteur fournie par la pompe (le $NPSH_{3\%}$ est le seul critère de cavitation pour lequel on dispose d'informations numériques statistiques internationales en très grand nombre [5])

$$[NPSHr]_{3\%} = \left(\frac{N * Q^{1/2}}{S} \right)^{4/3} \quad (IV.4)$$

$$[NPSH]_{3\%} = 3.27 \text{ m}$$

Avec :

- N : Nombre de tour égal 1450 tr/min.
- Q : Débit (m³/s).
- S : La vitesse spécifique d'aspiration égale 160.

IV.7.1.1 Vitesse spécifique d'aspiration S [5]

Le paramètre S représente la capacité d'aspiration d'une pompe de type quelconque. Le tableau suivant permet de situer les valeurs de S pour différentes qualités d'aspiration :

Tableau IV.5:Qualité d'aspiration en fonction de S (vitesse spécifique d'aspiration).

Vitesse spécifique d'aspiration	Type de pompe
$120 < S < 160$	Pompes de qualité ordinaire
$160 < S < 210$	Pompes du commerce ayant une bonne qualité d'aspiration
$220 < S < 300$	Roues aspiratrices, dont l'œillard est en général surdimensionné (recirculations précoces, écoulement moins stable)
$530 < S < 700$	Pompes industrielles équipées d'une hélice de gavage
$800 < S < 1\ 200$	Pompes du domaine spatial, pourvues d'une hélice de gavage (temps de fonctionnement court, débit constant, fluides à la limite de l'ébullition)

IV.7.2 NPSH_d(Charge nette d'aspiration disponible)

Il correspond au niveau net de pression réellement fourni par le circuit à l'entrée de la pompe. Le [NPSH]_d doit toujours être supérieur au [NPSH_r]_{3%}.

$$[NPSH]_d \geq [NPSH_r]_{3\%} \tag{IV.5}$$

[NPSH]_d est donnée par la formule suivante :

$$[NPSH]_d = \frac{P_0}{w} - (H_a + J_a + h_v) \text{ (aspiration en dépression).}$$

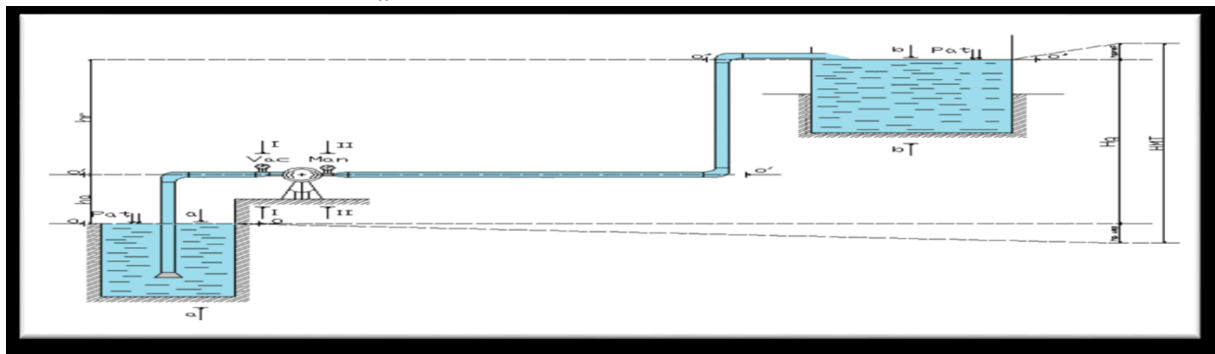


Figure IV.7:Cas d'aspiration en dépression.

$$[NPSH]_d = \frac{P_0}{w} + (H_a - J_a - h_v) \text{ (aspiration en charge).}$$

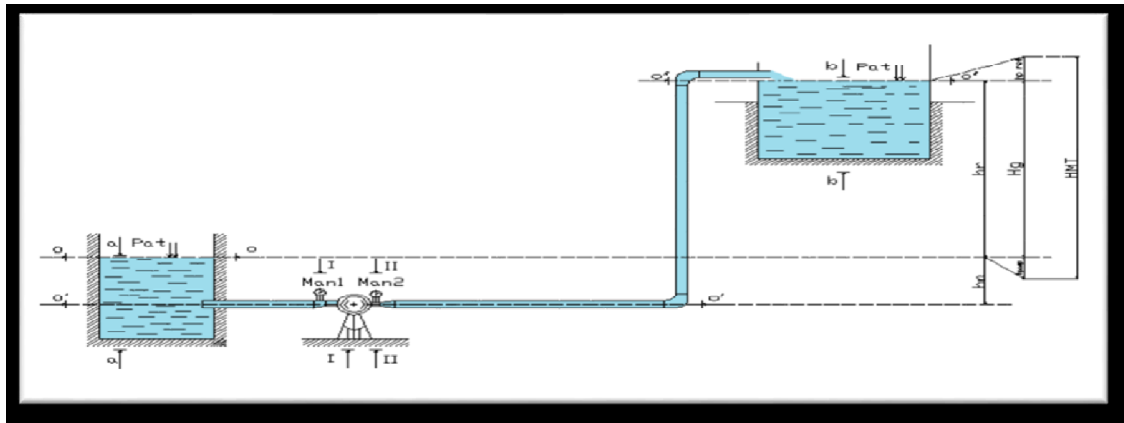


Figure IV.8: Cas d'aspiration en charge.

Avec :

- P0: Pression atmosphérique en (m.c.e).
- H_a : Hauteur totale d'aspiration (m).
- h_v : tension de vapeur est égale 0,24 m pour une température 20°C.
- J_a : Pertes de charges à l'aspiration.
- W: Poids volumique, $w = \rho.g$ (N/m³).

Tableau IV.6 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T (c°)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h _v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

IV.7.2.1 Marge entre le NPSH disponible et le NPSH requis

Nous supposons, dans ce qui suit, une marge uniforme de 30 % au moins, soit $M \geq 1.3$:

$$\left(\frac{NPSH_d}{NPSH_{r3\%}} \right) \geq 1.3 \tag{IV.6}$$

$$NPSH_d \geq 4.25$$

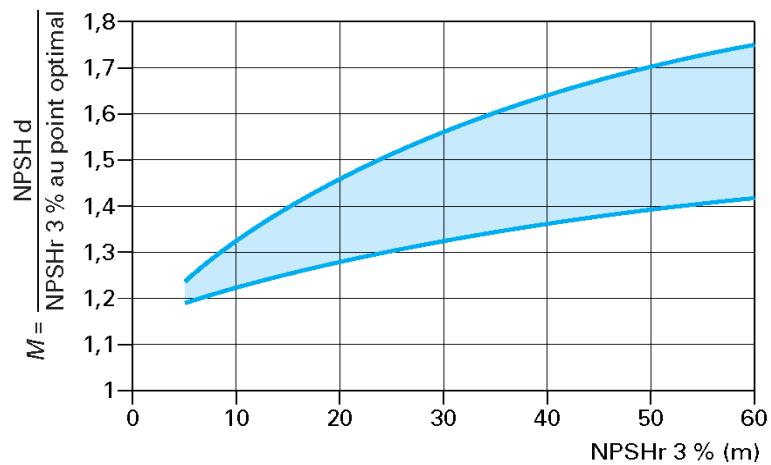


Figure IV.9: Marge de sécurité M entre le $[NPSH]_d$ et le $[NPSHr]_{3\%}$.

IV.7.2. 2 Vérification de la cavitation

On calcule la hauteur d'aspiration H_a pour la condition de non cavitation :

$$[\text{NPSH}]_d = \frac{P_0}{w} + (H_a - j_a - h_v) \geq 4.25 \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- $H_a > 0$ si la pompe est montée en charge.
- $\frac{P_0}{w} = 8,9 \text{ mce}$ (Le projet se trouve à des altitudes variant entre 500 et 1100 m. pour ces altitudes, la pression barométrique varie entre 8,9 et 9,7 m).
- $h_v = 0.24 \text{ m}$.
- $J_a = 2 \text{ m}$ (Un calcul précis étant impossible. On estime, vu les faibles vitesses à l'aspiration, de l'ordre de 0,5 m/s, que les pertes de charge totales ne dépasseront jamais 2m).

$$[\text{NPSH}]_d = \frac{P_0}{w} + (H_a - j_a - h_v) = 8,9 + (h_a - 2 - 0.24) \geq 4.25$$

$H_a \geq - 2.41 \text{ m}$. Le signe négatif, veut dire que quelque soit la hauteur d'eau, dans le réservoir d'aspiration, au-dessus de l'axe de la pompe, il n'y a aucun risque de cavitation des pompes.

Donc, La condition de non cavitation est vérifiée.

Remarque

Dans le domaine de la cavitation des pompes, il est conseillé de toujours prendre, une marge de sécurité (MS) au moins égale 2 fois $[\text{NPSH}]_{3\%}$.

IV.8 Détails des stations de pompages (SP6, SP 16 et SP 26)

Les trois stations de pompage auront la forme schématisée ci-dessous. Toute la tuyauterie de la station sera réalisée en acier. Pour stabiliser la tuyauterie ainsi que les accessoires hydrauliques, il faut étudier et installer de bons systèmes de supportage, qui reposent sur l'équilibre des forces et des moments. Toutes les pièces spéciales, seront munies de joints de démontage, pour faciliter leur désinstallation.

A l'amont et l'aval des pompes, on installera des manomètres à bain d'huile de PN > 16 bars pour le refoulement et $0 < \text{PN} < 1$ bar pour l'aspiration.

Pour suivre les volumes d'eau et les débits, on placera, au refoulement de chaque pompe, juste avant le raccordement, avec le collecteur de refoulement, des débit-mètres, au type, DN et PN appropriés.

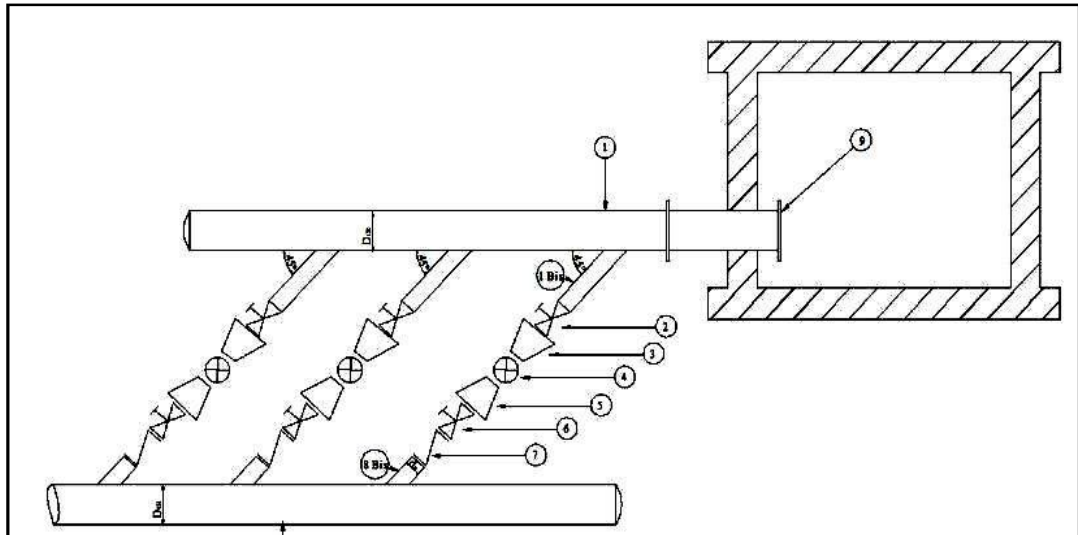


Figure IV.10 : Détails des stations de pompages [5]

Légende

- 1 : Collecteur d'aspiration de diamètre D_{CA} .
- 1_{Bis} : Aspiration unitaire de diamètre d_a .
- 2 : Vanne de sectionnement.
- 3 : Convergent symétrique.
- 4 : Pompe.
- 5 : Divergent symétrique.
- 6 : Vanne de régulation.
- 7 : Clapet anti- retour.
- 8 : Collecteur de refoulement de diamètre D_{CR} .
- 8_{bis} : Refoulement unitaire de diamètre d_R .
- 9 : Tulipe d'aspiration.

IV.8.1 Détail tulipe d'aspiration

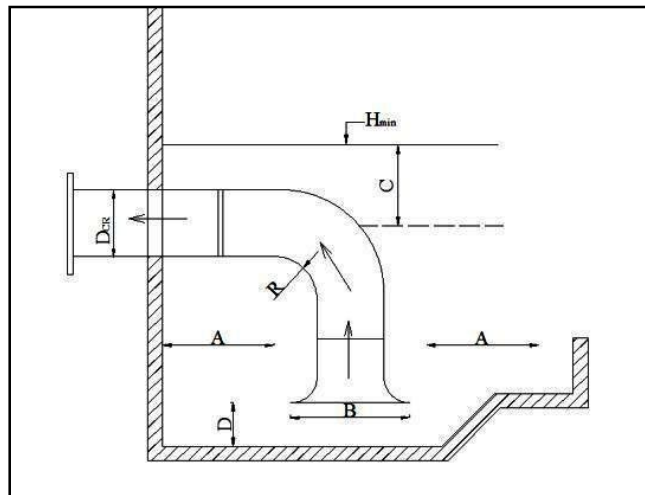


Figure IV.11 : Détails tulipe d'aspiration[5].

IV.8 .2 Calcul de quelques paramètres de la station

- Diamètre conduite d'aspiration

$$D_{ca} = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}} \tag{IV.8}$$

Avec :

D_{ca} : Diamètre conduite d'aspiration.

Q : débit égal 0.144 m³/s.

V : vitesse d'aspiration égal 0.5 m/s.

$$D_{ca}=0.606 \text{ m}$$

- Tulipe d'aspiration

- $T_a(m) = 1.5 \times D_{ca}$ (IV.9)
- $A (m) \geq D_{ca}$ (IV.10)
- $C (m) = \max (a_0, b_0, c_0, d_0)$ (IV.11)
 - $a_0(m) = \frac{V_{ca}^2}{2g} + 0.5m$ (IV.12)
 - $V_{ca} (m/s) = \frac{Q_T}{\frac{\pi}{4} D_{ca}^2}$ (IV.13)
 - $b_0 (m) = 0.96 \times e^{0.184 \times V_{ca}}$ (IV.14)
 - $c_0 (m) = D_{ca} \times \left(1 + 2.3 \times \frac{V_{ca}}{\sqrt{g \times D_{ca}}} \right)$ (IV.15)
 - $d_0(m) =$ Hauteur d'eau pour éviter la cavitation. Elle se calcule à partir de $[NSPH]_d$.
- $D (m) = \frac{D_{ca}}{3}$ à $\frac{D_{ca}}{2}$ (IV.16)

– $R \text{ (m)} \geq 1.5 \times D_{ca} \text{ (IV.17)}$

Tableau IV.7:Caractéristiques géométriques et d’installation de la tulipe d’aspiration.

T_a (m)	A (m)	V_{ca} (m/s)	a₀ (m)	b₀ (m)	c₀ (m)	d₀ (m)	C (m)	D (m)	R (m)
0.909	0.7	0.5	0.513	1.053	0.892	-2.88	1.053	0.253	0.909

IV.9 Etude du phénomène transitoire (coup de b élier)

Comme il a été écrit, au chapitre III « Choix des matériaux des tuyaux », par rapport au coup de bélier, les tuyaux en PE se dimensionnent d’une façon non classique.

Pour dire qu’un tuyau PE résiste aux multiples coups de bélier, il lui suffit de vérifier les inéquations suivantes :

- Avec coup de bélier Récurrent : $HPP \leq 1,5 \times PC \times Ft$ - $CB \leq PC$
- Avec coup de bélier Occasionnel : $HPP \leq 2 \times PC \times Ft$ - $2 \times CB \leq PC$

Applicables si et seulement si,

- ✓ $CB \geq 0,5 \times PN$ pour le 1er cas
- ✓ $CB \geq 1 \times PN$ pour le 2eme cas

Sinon, il y’aura une seule condition à vérifier ; $HPP \leq PC \times Ft \leq PC$

Dans notre projet ;

Tableau IV.8 :calcul de coup de bélier.

Adduction	DI (mm)	e (mm)	PC (m)	SDR	HPP (m)	a (m/s)	CB (m)	Ft (T<26°C)	Condition sur le coup de bélier	
									Récurrent	Occasionnel
SP6 – SP 16	403,75	45,4	160	11	158	320	36,86	1	Oui	Oui
SP61 – SP 26	323,04	36,3	160	11	141	320	57,41	1	Oui	Oui
SP 26 - RES	323,04	36,3	160	11	160	320	57,41	1	Oui	Oui

Pour les trois adductions, $CB < PC/2$, donc la condition devient : $HPP \leq PC \times Ft \leq PC$ est elle partout vérifiée.

En ce qui concerne, la vérification par rapport au coup de bélier occasionnel, elle se simplifie et devient, encore : $HPP \leq PC \times Ft \leq PC$, parce que $CB < PC$.

IV.9.1 Conclusion

Donc, les trois conduites d’adduction par pompage, en PE100, vont résister sans problèmes aux coups de bélier et à l’augmentation de la température du fluide.

Finalement, les trois adductions par pompage ne nécessiteront aucune protection particulière contre les coups de bélier.

Chapitre V

Choix et dimensionnement des réservoirs

V.1 Introduction

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).

V.2 Différents types des réservoirs

Les réservoirs peuvent classer en termes de Leur mode de fonction :

V.2.1 Les réservoirs de stockage

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction distribution des différents centres à desservir.

La méthode peut être appliquée pour déterminer le volume de réservoir est la méthode analytique.

Cette méthode consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} \quad (V.1)$$

Ou :

- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- P_{\max} : Résidu maximum (%).
- $Q_{\max,j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (V.2)$$

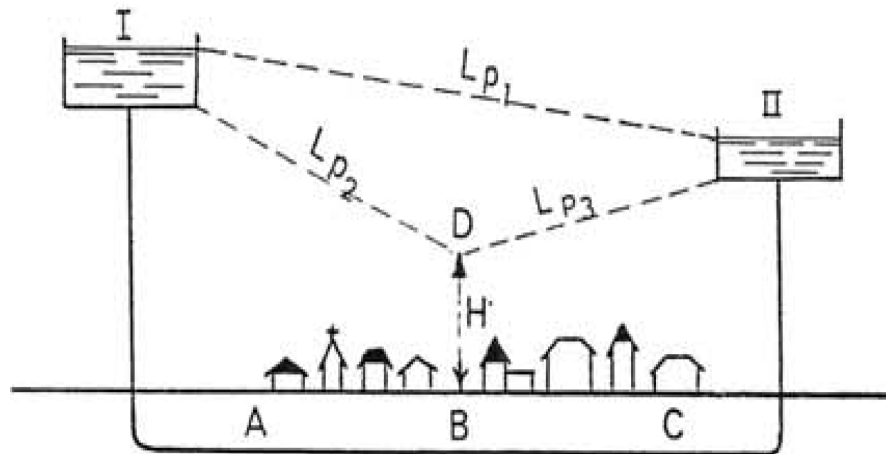
Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

V.2.2 Réservoir d'équilibre

Le réservoir d'équilibre jeu même rôle que le réservoir de stockage. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans le point très éloigné.

Le dimensionnement de ce réservoir c'est la même méthode que le réservoir de stockage.



FigureV.1 : Réservoir d'équilibre [1].

V.2.3 Réservoir de reprise (réservoir d'aspiration)

Les réservoirs de reprise sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompage [4, 14].

Le volume de la bache à eau est déterminé de telle manière à avoir un temps de sécurité pour le fonctionnement des pompes en cas de panne à l'amont de la station de pompage :

$$V = Q_{\max.h} * T \tag{V.3}$$

Avec :

- V : volume de réservoir de reprise (m³).
- Q_{max.h} : la consommation maximale journalière horaire (m³/h).
- T : temps de sécurité est pris égale à 1 heures de pompage.

V.2.3.1 Dimensionnements les baches de reprise [1]

La station de reprise SP16 se situe à une altitude de 772m, elle reçoit un débit de Q_{max.j} 12384.53 m³ /j, par refoulement à partir de la SP06 pendant 24h.

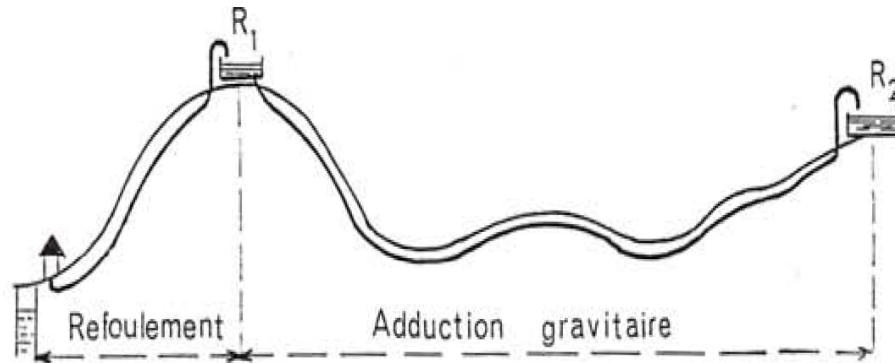
La station de reprise SP16 transfère ce débit vers la station de reprise SP26 située à une altitude 899 m.

Tableau V.1: Détermination de la capacité de la station de reprise SP16 et SP26.

Station de reprise	Débit de transit (m ³ /h)	Temps de sécurité (h)	Capacité calculée (m ³)	Capacité de réservoir projeté (m ³)
SP16	518.4	1	518.4	600
SP26	518.4	1	518.4	600

V.2.4 réservoir intermédiaire

Les réservoirs intermédiaire sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adduction situé à l'aval.



FigureV.2: L'emplacement de réservoir intermédiaire [1].

La capacité de réservoir intermédiaire a été calculée pour un temps de fermeture de la vanne donné par A. Dupont [1]

Formule de Dupont :

$$V = \frac{Q_{\max} \cdot s \cdot T}{2} \quad (V.4)$$

Avec :

- V : volume de réservoir intermédiaire (m³).
- Q : Le débit égal 0.144 m³/s.
- T : temps de fermeture de la vanne (s).

V.2.4.1 Dimensionnement du réservoir intermédiaire

a) Temps de fermeture de la vanne :

$$T_f \geq \frac{2L}{a} \quad (V.5)$$

Avec :

- T_f : temps de fermeture de la vanne en (s).
- L : la longueur de la conduite (3070 m) figure III.1.
- a : célérité d'onde.

b) La célérité des ondes

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (V.6)$$

Avec :

- a : célérité de l'onde (m/s)
- D : diamètre intérieure de la conduite (275 mm)
- e : épaisseur de la conduite (18.6mm)
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour PEHD égal 83

Tableau V.2: Détermination de la capacité de réservoir intermédiaire.

Q (m ³ /s)	a (m/s)	T _f (s)	L (m)	Capacité calculée (m ³)
0.144	27	25	3070	1.8

On remarque que la capacité de réservoir est insuffisante pour fonctionnement des pompes en cas de panne au SP26 donc en prend temps de sécurité égal à T=1 Heure.

La capacité de réservoirs intermédiaire est 600 m³.

V.2.5 Réservoir brise-charge

Les réservoirs brise charge prévus ont justement pour rôle de maintenir une pression avale suffisante pour éviter les dépressions dans la conduites, notamment au niveau des points hauts intermédiaire. En effet, il s'agit d'une conduite d'adduction gravitaire liant deux réservoirs avec un profil très accidenté [1]

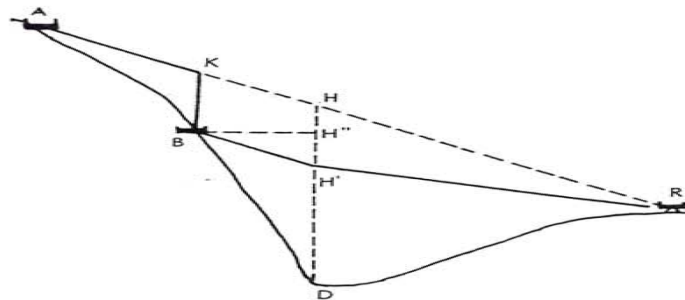


Figure V.3 : L'emplacement d'une brise charge.

Selon A. Dupont [1], la capacité de réservoir brise charge n'est autre que la capacité d'un réservoir intermédiaire, la seule chose différente est le calcul de la célérité de l'onde, puisque on a deux diamètres de conduite différents.

V.2.5.1 Dimensionnement de réservoir intermédiaire

a) La célérité de l'onde équivalente

La célérité de l'onde équivalente calculée par la formule :

$$\frac{L_T}{a_e} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{L_i}{a_i} \quad (V.7)$$

$$a_e = [(L_1+L_2)] / [(L_1/a_1) + (L_2/a_2)] \quad (V.8)$$

Avec :

- a_e = célérité de l'onde équivalente (m/s).
- L = Longueur Totale de toutes les conduites(m).
- L_i et a_i = longueur et célérité de l'onde de la conduite d'ordre i.

Tableau V.3:Détermination de la célérité de l'onde de la conduite.

L_1 (m)	L_2 (m)	L_t (m)	a_1 (m/s)	a_2 (m/s)	a_e (m/s)
9581	1581	11162	277.36	352	286

Tableau V.4: Détermination de la capacité de réservoir brise-charge.

Q (m ³ /s)	a_e (m/s)	T_f (s)	L (m)	Capacité calculée (m ³)	Capacité du réservoir projeté (m ³)
0.144	286	80	11162	5.76	6

V.3 Emplacement des réservoirs

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

V.4 Détermination de la forme et la hauteur d'eau

V.4.1 La forme de réservoir

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

Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires.

Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

V.4.2 La hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m.

Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

V.5 Les matériaux de construction

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, 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).

V.6 Conclusion

Après avoir effectués tous les calculs de dimensionnement et les capacités des réservoirs, les résultats sont présentés dans les tableaux suivant.

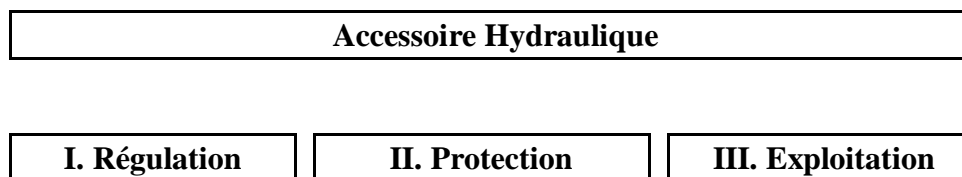
Tableau V.5: Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs.

Réservoirs	Type	Q _{max.h} (m ³ /h)	célérité d'onde (m/s)	Temps de fermeture de la vanne(s)	Cote terrain naturel (m)	Capacité (m ³)
R1	Réservoir intermédiaire	518.4	278	25	1042	600
R2	brise-charge	518.4	286	80	950	6
SP16	Réservoir de reprise	518.4	-	-	772	600
SP26	Réservoir de reprise	518.4	-	-	899	600

Chapitre VI

Choix et dimensionnement des accessoires hydraulique

VI.1 Types et rôles des accessoires hydrauliques [18]



I. Régulation (Contrôle) La tache de régulation est généralement accomplie par des vannes spéciales

Débit	Pression	Pompe	Réservoir
Couper un débit excessif	Maintenir / limiter une pression amont	Démarrage vanne fermée puis ouverture progressive	Fermeture/ouverture 1 niveau
Limiter et stabiliser un débit	Réduire/stabiliser une pression aval	Fermeture progressive puis arrêt de la pompe	Fermeture/ouverture 2 niveaux
Fermer/ouvrir/bloquer			Ouverture proportionnelle au niveau

II. Protection

Ventouses	Anti Bélier	Contre l'incendie
	Réservoir fermé (sous pression)	Poteau d'incendie
	Cheminée d'équilibre	Bouche d'incendie
	Vanne de sureté à ressort (Soupape de décharge)	

II. Exploitation			
Compteur d'eau	Vannes	Borne fontaine	Ventouses
Volumétrique	1) Robinet-Vannes (Vannes à passage Direct # Vanne Guillotine) 2) A Soupapes 2. 1. Droite 2. 2. D'angle (d'équerre) 2. 3. Pointeau 3) Rotatives 3. 1. Papillon 3. 2. A Boisseau (1/4 de tours) 3. 2. 1. Cylindrique 3. 2. 2. Conique 3. 2. 3. Sphérique 4) A Diaphragme 5) Anti retour 5. 1. Soupape de retenue 5. 2. Clapet de retenue (Clapet de Non Retour) 5. 3. A obturateur 2 pièces 6) Verticale à boue 7) De Sureté 7. 1. A ressort (soupape de décharge) 7. 2. A pesée (A contrepoids) 8) Régulatrice de pression 9) Murales 9. 1. A glissière 9. 2. A clapet		1 Fonction (Simple effet) # Purgeur
Débimétrique			3 Fonctions (Double effet)

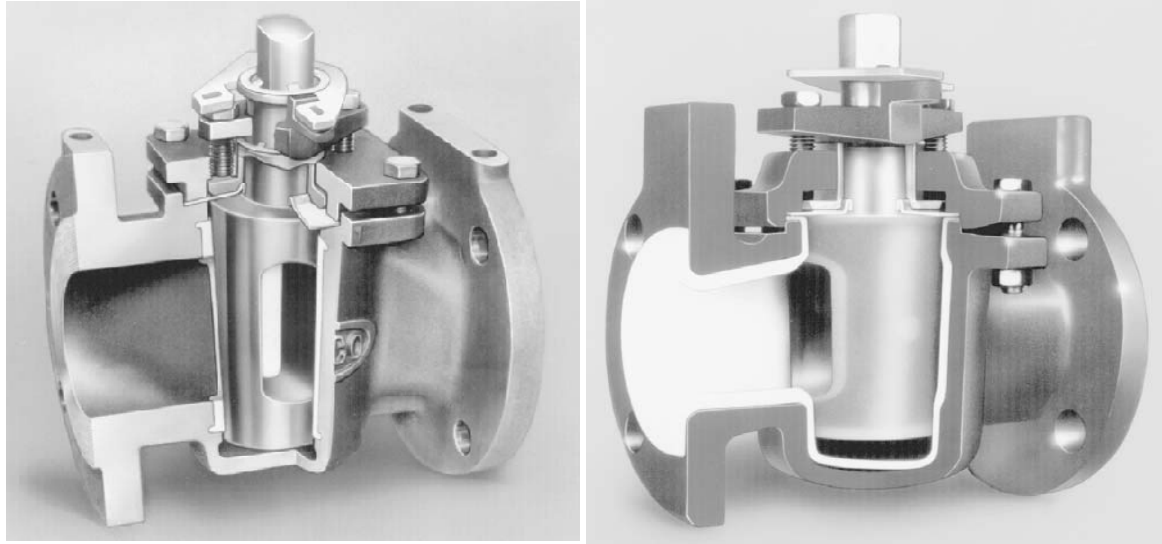
Figure VI.1 :Types et rôles des accessoires hydrauliques.

VI.2 Les vannes [5, 6, 8, 9, 14, 18]

VI.2.1 Les différents types de vannes

Par rapport à la fonction d'une vanne, il existe 2 types de vannes ; les vannes de sectionnement ou de coupure (On-Off) et les vannes de régulation.

Les différents types de vannes, utilisées en hydraulique, sont donnés ci-dessous.



VI.1. A Boisseau Conique

VI. 2. A Boisseau Cylindrique

Figure VI .2: Vanne Rotative à Boisseau = Vanne ¼ de Tour (Plug Valve = Cock Valve).

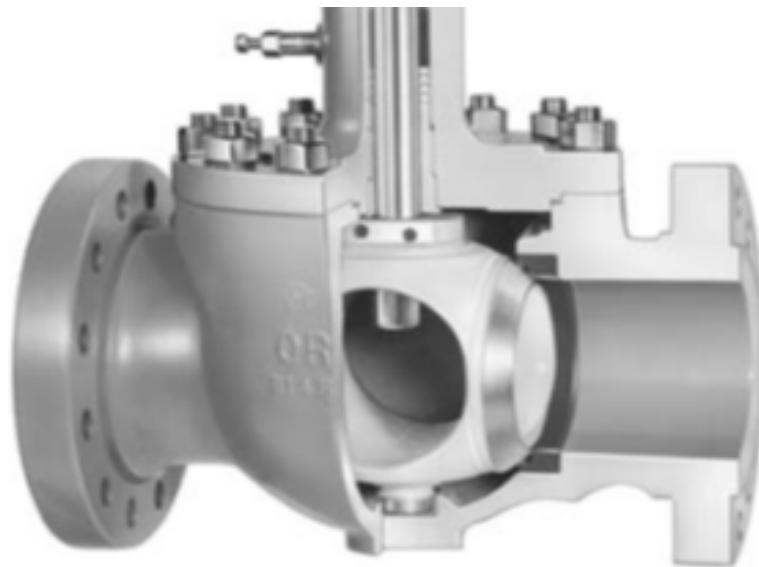


Figure VI.3: Vanne Rotative à Bille =Vanne Rotative A Boisseau Sphérique (Ball Valve = Spherical Plug Valve)



Figure VI.4 : Vanne Rotative à Papillon (Butterfly Valve).

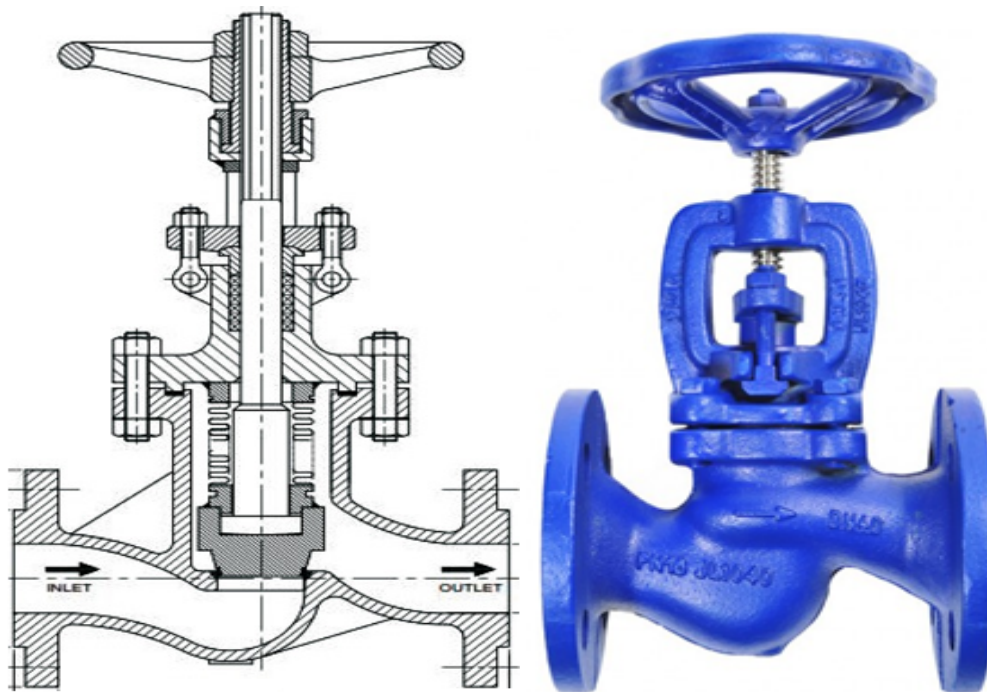


Figure VI.5: Vanne à Soupape (Globe Valve).

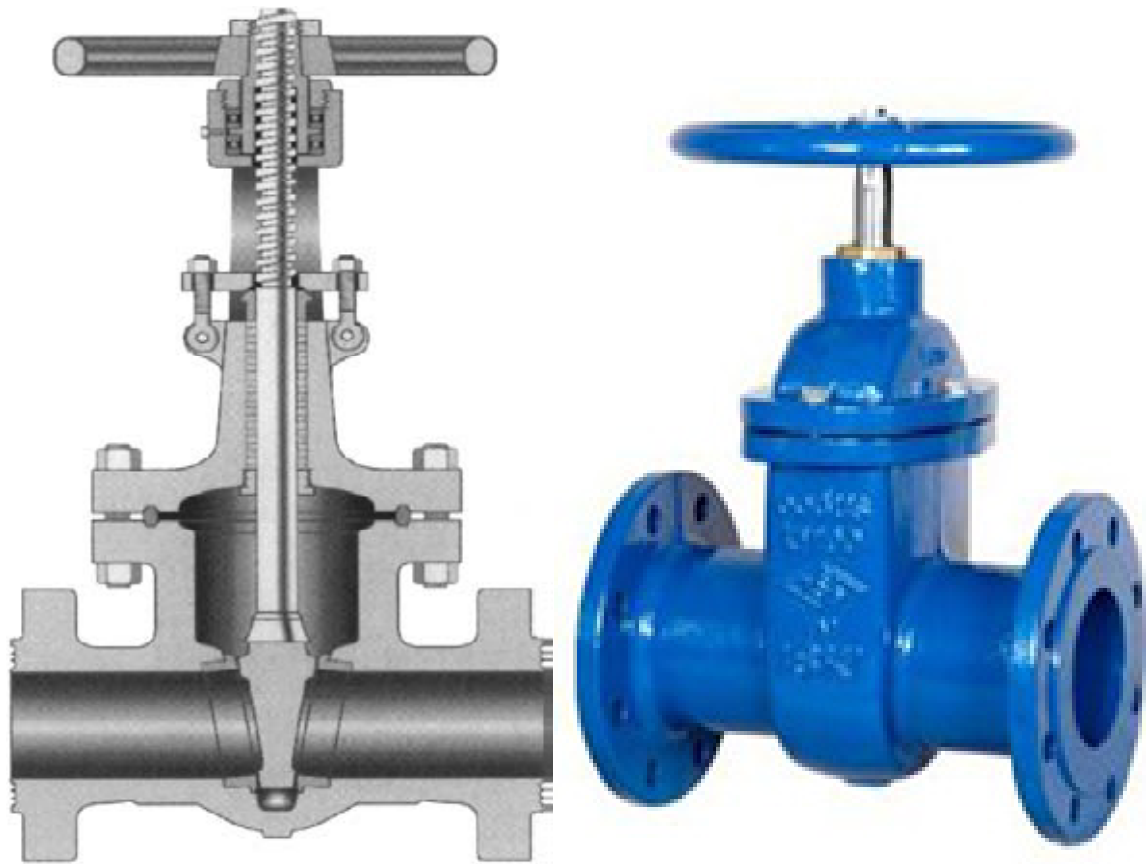


Figure VI.6: Vanne à Passage Direct = Vanne à Opercule = Robinet-Vanne (Gate Valve).

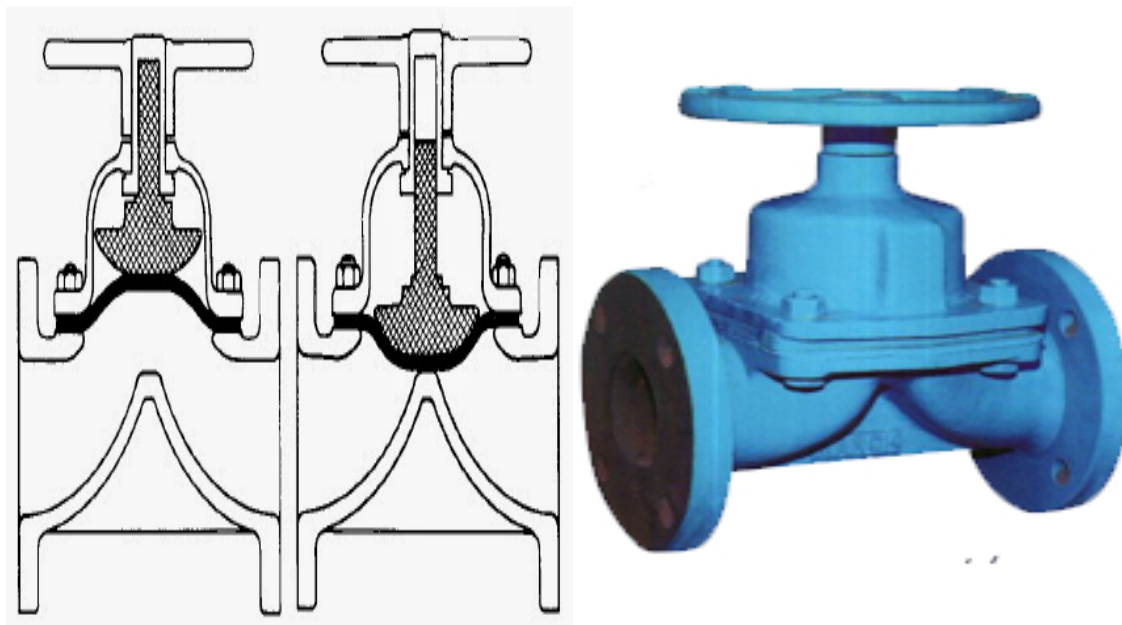


Figure VI.7: Vanne à Diaphragme (Diaphragm Valve).

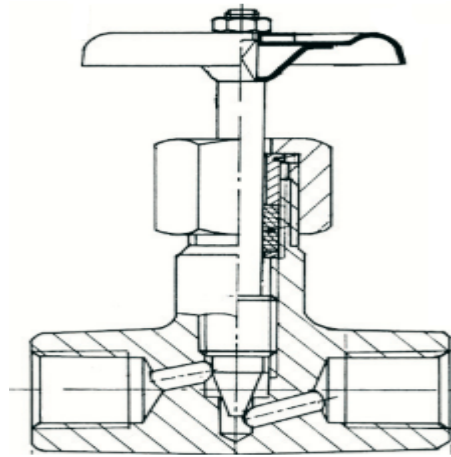


Figure VI.8: Vanne à Pointeau^(*) (Needle Valve).

^(*)C'est une vanne à Soupape destinée pour les petits diamètres et les grandes précisions.



Figure VI.9: Vanne à Pincement de Tuyau (Pinch Valve).

Pour choisir une vanne, il faut déjà disposer du tableau global des propriétés des vannes les plus usuelles.

Ces tableaux permettent, en fonction du rôle attendu de la vanne (sectionnement ou régulation ou les 2 à la fois), du fluide transporté, la concentration des sédiments dans le fluide et le type du fluide (eau propre ou usée) de faire un premier choix de la vanne.

Tableau VI.1 : Sélection des vannes selon le type de fonction.

Type de vanne	Type de fonction		Fluide sans solides	Fluide avec solides en suspension	
	Sectionnement (On-off)	Régulation		Solide non abrasif	Solide abrasif
1) Vanne à Soupape (Globe valve)	Oui	Oui	Oui	Spéciale	Spéciale
2) Vanne Rotative à Boisseau Tronconique ou Cylindrique (Plug valve)	Oui	Possible	Oui	Oui	
3) Vanne Rotative à Boisseau Sphérique (Ball valve = Sphericalplug valve)	Oui	Possible	Oui	Oui	Oui
4) Vanne Rotative à Papillon (Butterfly valve)	Oui	Oui	Oui	Oui	
5) Vanne à Passage Direct (Gate valve)	Oui	Non	Oui	Oui	Oui
6) Vanne à Diaphragme (Diaphragme valve)	Oui	Possible	Oui	Oui	
6) Vanne à Pointeau (Needle valve)	Oui	Oui	Oui	Oui	Non
7) Vanne à Pincement de Tuyau (Pinch valve)	Oui	Non	Oui	Oui	Oui

Tableau VI.2 : Sélection des vannes selon le type du fluide [5, 6].

Type de vanne	Eau potable		Eau usée		Boue	Gaz	Essence
	Brute	Claire	Brute	Traitée			
1) Vanne à Soupape (Globe valve)	X	G	X	F	X	G	G
2) Vanne Rotative à Boisseau Tronconique ou Cylindrique (Plug valve)	G	G	G	G	-	F	F
3) Vanne Rotative à Boisseau Sphérique (Ball valve = Sphericalplug valve)	E	E	E	E	E	E	E
4) Vanne Rotative à Papillon (Butterfly valve)	G	G	X	G	X	-	-
5) Vanne à Passage Direct (Gate valve)	G	E	X - F	G	X	G	G
6) Vanne à Diaphragme (Diaphragm valve)		-	-	-	G	G	-
6) Vanne à Pointeau (Needle valve)	E	E	E	E	-	-	-
7) Vanne à Pincement de Tuyau (Pinch valve)	G	G	G	G	G	G	G

VI.2.2 Choix et dimensionnement des vannes

La première chose à préciser, est celle relative au type de vanne ; sectionnement (On-Off) ou régulation.

La distinction est de taille, car les méthodes de dimensionnement, sont tout à fait différentes

VI.2.2.1 Dimensionnement des vannes de sectionnement [5, 6, 8, 9, 14, 18]

Il est à signaler qu'on utilise ce type de vannes dans les situations suivantes :

- vidange (aux points bas des conduites)
- avant les pompes qui s'alimentent gravitairement
- à la sortie des réservoirs de distribution
- aux points de piquage d'alimentation d'autres réservoirs
- à l'intérieur des réseaux de distribution

Pour acheter une vanne de sectionnement, il est nécessaire de préciser :

- le type de la vanne de sectionnement
- le diamètre nominal (DN).

- la pression nominale (PN). Généralement, c'est la pression à laquelle sera soumise la vanne, soit en situation statique ou dynamique.

Pour dimensionner une vanne de Sectionnement « On-Off », on suit les étapes suivantes :

1. Connaissant le débit, on calcule la perte de pression (ΔP) singulière au niveau de la vanne, à travers les catalogues techniques.

$$\Delta P \text{ (Pa ou N/m}^2\text{)} = \rho \cdot g \cdot \Delta H_s = 9810 \times k \cdot V^2 / 2g = 500 \times k \times V^2.$$

k étant le coefficient de perte de charge singulière, fonction du type de la vanne.

2. On calcule le coefficient de débit K_v de la vanne avec l'expression : $K_v = Q / (\Delta P / d)^{1/2}$

Avec :

- P : pression absolue en bar ;
- d : densité du fluide transporté (pour l'eau, d = 1) ;
- Q : débit en m³/h

Il est à signaler que toutes les vannes disposent de courbes caractéristiques $K_v = f(\% \text{ Ouverture, DN})$

3. Avec les 2 données K_v et % d'ouverture on lit sur la courbe caractéristique le diamètre de la vanne correspondant.
4. On fait le même travail avec tous les types de vannes de sectionnement
5. Parmi toutes les solutions, on cherche la vanne dont le coefficient de débit (K_v) est le plus proche du débit de dimensionnement.
6. Si plusieurs vannes donnent le même résultat, on choisit la vanne la moins chère.

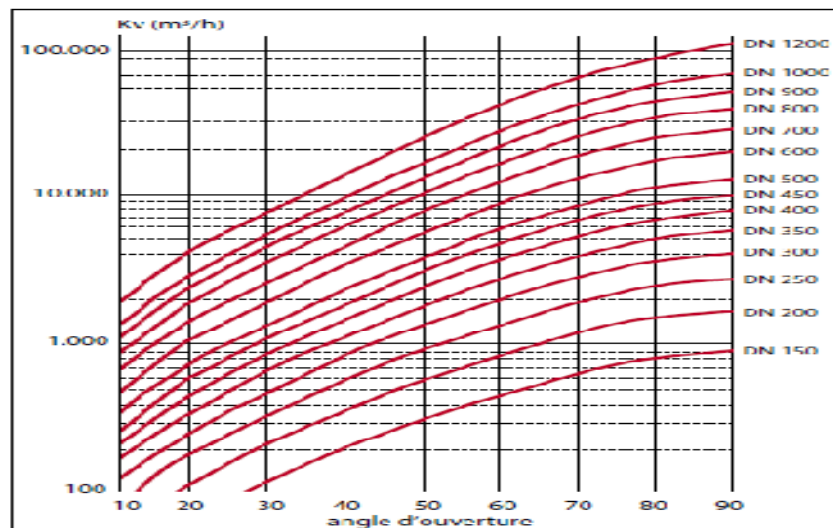


Figure VI.10 : montrant la courbe caractéristique d'une vanne.

NB : cette même caractéristique peut être donnée sous forme de tableau.

Pour notre projet, nous avons, les vannes de sectionnement indiquées sur le tableau d'en-bas.

Tableau VI.3: Vannes de sectionnement dans le projet et leur emplacement.

	Nombre de s vannes	Emplacement	COTE	PN
SP06	3	Avant les pompes	649	4
SP16	3	Avant les pompes	772	4
Bâche SP16	2	une vanne a l'amont de la bâche	772	16
		une vanne a l'aval de la bâche	772	4
SP26	3	avant les pompes	899	4
Bâche SP26	2	une vanne a l'amont de la bâche	899	16
		une vanne a l'aval de la bâche	899	4
Réservoir intermédiaire		une vanne a l'amont réservoir	1042	16
		une vanne a l'aval de réservoir	1042	10
Réservoir de stockage 2500 m ³ et 100 m ³	2	A l'amont des réservoirs	850	16
Réservoir de stockage 500 m ³ et 250 m ³	2	A l'amont des réservoirs	890	16

Tableau VI.4: Vannes de vidange dans le projet et leur emplacement.

Vannes de vidange	Cote	L (m)	PN	DN
V _{s1}	640	395 / SP6	16	500
V _{s2}	596	2402/ V _{s1}	16	500
V _{s3}	841	1031/ SP16	16	400
V _{s4}	891	142/ SP26	16	400
V _{s5}	928	761/ V _{s4}	16	400
V _{s6}	945	365/ V _{s5}	16	400
V _{s7}	962	1790/ R	10	315
V _{s8}	869	2005/ brise de charge	10	400
V _{s9}	879	3117/ V _{s8}	10	400
V _{s10}	817	5155/ V _{s9}	16	355

La disponibilité des courbes caractéristiques des vannes de sectionnement, pose toujours problème. Néanmoins, on pense que les vannes de sectionnement à passage direct (VPD) seront choisies vues leur bas prix, leur robustesse et leur disponibilité sur le marché national en termes de PN et DN. On signale toutefois, un inconvénient de ces vannes qui est leur poids important, surtout pour les grands diamètres et les grandes pressions, ce qui les rend, difficilement maniables. Par exemple, une vanne à passage direct de DN 80 et PN 16, peut franchir le cap de

47 kg. Sa sœur cadette de DN400 peut peser jusqu'à 715 kg et l'aînée de DN 500 ira chercher le sacre de1153 kg !!!

VI.2.2.2 Dimensionnement des vannes de régulation [11, 16]

Pour dimensionner une vanne de régulation, les paramètres ci-dessous doivent être définis :

- a) Conditions d'entrée et de sortie du fluide
 - 1) Pression
 - 2) Température
 - 3) Géométrie des tuyaux
- b) Propriétés du fluide
 - 1) Composition du fluide
 - 2) Densité
 - 3) Pression de vapeur
 - 4) Viscosité
 - 5) Tension de surface (capillarité)
 - 6) pression thermodynamique critique
- c) Propriétés des gas et vapeurs
 - 1) Composition
 - 2) Densité
 - 3) Chaleurs spécifiques
- d) Propriétés des vannes de régulation
 - 1) Taille
 - 2) Sens de parcours de la vanne de régulation (Ouvert – fermée ou Fermée-Ouverte)
 - 3) Forme géométrique du fluide à l'interieur de la vanne

Afin de calculer les nombreux paramètres, ci-dessus, on peut suivre les étapes données dans le tableau d'en-bas.

Tableau VI.5: Les étapes pour choix correct des vannes de régulation [18].

Variable à calculer	Formule	Signification des paramètres
Coefficient de Débit	$C_V = \frac{Q}{0,865 \cdot F_P} \cdot \sqrt{\frac{d}{\Delta P_{eff}}}$ <p style="text-align: right;">Avec K_V</p> $= \frac{C_V}{1,16}$	<ul style="list-style-type: none"> • d = densité du liquide transporté • F_P = Facteur géométrique de la conduite • Q = Débit transporté (gpm) • ΔP_{eff} = Chute de pression réelle absolue à travers la vanne (PSIA)
Chute de pression réelle	$\Delta P = \rho \cdot g \cdot \Delta H_S = 9810 \times k \cdot V^2 / 2g = 500 \times k \times V^2$ <p>k étant le coefficient de perte de charge singulière, fonction du type de la vanne.</p>	Il faut toujours vérifier cette condition pour rester dans la 1ere région (Régime Normale) et éviter les problèmes de cavitation et d'évaporation

$\Delta P_{\max} = \left(\frac{F_{LP}}{F_P}\right)^2 \cdot (P_1 - F_F \cdot P_V)$ <p>..... (A)</p> $\Delta P_{\max} = F_L^2 \cdot (P_1 - F_F \cdot P_V)$ <p>..... (B)</p> $F_F = 0,96 - 0,28 \cdot \sqrt{\frac{P_V}{P_C}}$ <p>..... (C)</p> $F_{LP} = \frac{1}{\sqrt{\frac{(K_1 + K_{B1})}{890} \cdot \left(\frac{C_{V100}}{D_V^2}\right)^2 + \frac{1}{F_L^2}}}$ $F_P = \frac{1}{\sqrt{\frac{(K_1 + K_{B1} + K_2 - K_{B2})}{890} \cdot \left(\frac{C_{V100}}{D_V^2}\right)^2 + 1}}$ $K_1 = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{D_V^2}{D_{TE}^2}\right)^2 \quad \text{et} \quad K_2 = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{D_V^2}{D_{TS}^2}\right)^2$ <p>1) $D_{TE} \neq D_{TS}$</p> $K_{B1} = 1 - \left(\frac{D_V^2}{D_{TE}^2}\right)^2 \quad \text{et} \quad K_{B2} = 1 - \left(\frac{D_V^2}{D_{TS}^2}\right)^2$ <p>2) $D_{TE} = D_{TS}$</p> $K_{B1} = 0 \quad \text{et} \quad K_{B2} = 0$ <p>$F_L =$ Voir Tableau</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Type de vanne</th> <th style="text-align: center;">F_L</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Rotative à Papillon</td> <td style="text-align: center;">0,50 à 0,80</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Soupape</td> <td style="text-align: center;">0,87 à 0,92</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Rotative 1/4 Tour à boisseau sphérique</td> <td style="text-align: center;">0,35 à 0,50</td> </tr> </tbody> </table>	Type de vanne	F_L	Rotative à Papillon	0,50 à 0,80	Soupape	0,87 à 0,92	Rotative 1/4 Tour à boisseau sphérique	0,35 à 0,50	<p>(A) Si la vanne est placée entre raccords (convergent et divergent)</p> <p>(B) Si la vanne est placée directement sur la conduite, sans raccords.</p> <p>P_1 = Pression absolue en amont de la vanne (pression d'entrée)</p> <p>F_F = Facteur de rapport de pression critique du liquide = P_V / P_C (déterminé graphiquement ou par l'équation (C))</p> <p>P_V = Pression absolue de vapeur du liquide (Bars) = $f(T^\circ \text{ du liquide})$</p> <p>$F_{LP}$ = facteur de combinaison entre F_P et F_L.</p> <p>F_P = Facteur géométrique de la conduite. Il se calcule.</p> <p>F_L = Facteur de récupération de pression. Il est donné par les courbes et tableaux des constructeurs des vannes. C'est le facteur le plus difficile à calculer.</p> <p>P_C = Pression critique absolue du fluide (Bars) (Pour l'eau $P_C = 221$ Bars, voir tableau ci-dessous)</p> <p>D_V = Diamètre de la vanne en pouce [inch]. 1 in = 25,4 mm</p> <p>C_{V100} = Coefficient de débit de la vanne pour 100% Ouverte</p> <p>K_1 et K_2 = Coefficients de pertes de charge à l'amont et l'aval des raccords</p> <p>K_{B1} et K_{B2} = Coefficients de Bernoulli d'entrée et de sortie.</p> <p>Les coefficients sont utilisés seulement dans le cas où les diamètres des tuyaux avant (D_{TE}) et après la vanne (D_{TS}) sont différents.</p> <p>D_{TE} = Diamètre du Tuyau à l'Entrée de la vanne</p> <p>D_{TS} = Diamètre du Tuyau à la Sortie de la vanne</p>
Type de vanne	F_L								
Rotative à Papillon	0,50 à 0,80								
Soupape	0,87 à 0,92								
Rotative 1/4 Tour à boisseau sphérique	0,35 à 0,50								

Pour chaque type de vanne de régulation, les facteurs, ci-haut, doivent être calculés.

Les calculs sont très longs et demandent beaucoup de données physiques, chimiques et thermodynamiques, de courbes, de tableaux et d'abaques.

Une fois, le diamètre de la vanne de régulation déterminée, on fait des vérifications quant à des phénomènes qui peuvent nuire à la vanne de régulation telles que, la cavitation, les vibrations et les bruits.

A la fin des vérifications, on choisira la ou les vannes dont le coefficient de débit est le plus proche du débit de dimensionnement. Si plusieurs vannes sont équivalentes, on optera pour la moins chère.

En ce qui concerne notre projet, on peut voir qu'on a :

- Neuf vannes de régulation du côté du refoulement des neuf pompes.
- Une vanne de régulation à l'entrée du réservoir brise-charge (pour cette application, les vannes à soupape ou à pointeau, donnent de bons résultats).
- Une Vanne de régulation à l'entrée du réservoir terminal de 2500 m³.

Par rapport aux tableaux IV.1 et IV.2, de ce chapitre, les vannes de régulation à choisir, seront du type :

- Par rapport au type de fluide (tableau 2), les vannes qui peuvent convenir sont :
 - A soupape
 - A boisseau tronconique
 - A boisseau sphérique
 - A passage direct
 - A papillon
 - A pointeau
 - A pincement de tuyau
- Par rapport à la fonction de la vanne (tableau 2) et en supposant que l'eau à transporter est claire ne contenant pas de sédiment, les vannes qui peuvent convenir sont :
 - A soupape
 - A boisseau tronconique (possible)
 - A boisseau sphérique (possible)
 - A papillon
 - A pointeau

En réalité, pour notre projet, l'eau à transporter contient du sable, qui est naturellement abrasif.

Pour ce cas, les vannes de régulation seront à choisir entre :

- A soupape (Exécution spéciale. Changement du matériau de la vanne)
- A boisseau sphérique (possible)

Il faut noter que le pouvoir abrasif des sables, contenus dans l'eau à transporter, n'est effectif qu'à partir d'une certaine concentration massique. Donc, avant de décider d'éliminer les vannes à boisseau tronconique, à papillon et à pointeau, il y a lieu de quantifier la concentration des sables dans l'eau pour trancher, définitivement, sur leur caractère abrasif.

De manière quantitative et qualitative, les vannes de régulation, qui vont intervenir dans ce projet sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.6: Vannes de régulation dans le projet et leur l'emplacement.

	Nombre de s vannes	emplacement	COTE	PN
SP06	3	après les pompes	649	16
SP16	3	après les pompes	772	16
SP26	3	après les pompes	899	16
Brise de charge	2	-une à l'amont de réservoir -une à l'aval de réservoir	950	10

VI.3 LES VENTOUSES (Air Valves) [6, 8, 9]

La mission originelle des ventouses est de permettre la sortie de l'air contenu dans les tuyaux. Avec le temps et les innombrables problèmes rencontrés sur le terrain, les scientifiques ont vu que les ventouses doivent accomplir les missions ci-dessous:

- Mission 1. Laisser sortir l'air, en petite quantité, quand on exploite un réseau,
- Mission 2. Chasser l'air, en grande quantité, quand on remplit un réseau,
- Mission 3. Laisser entrer l'air, en grande quantité, quand on veut vidanger un réseau.

VI.3.1 Les différents types de ventouses

Par rapport aux différentes missions accomplies par les ventouses, on a les types suivants :

- Ventouse à petit orifice, appelé encore, purgeur ou ventouse 1 fonction (V1)
- Ventouse à gros orifice, appelé encore, ventouse 2 fonctions (V2)
- Ventouse combinée, appelée encore, ventouse 3 fonctions (V3). Elle le résultat de la combinaison de la ventouse V1 et V2



Figure VI.11 : Ventouse à Petit Orifice **Figure VI.12 : Ventouse à Gros Orifices** (**)

(Purgeur)^(*) 1 Fonction (V1)(Air-Release Valve). 2 Fonctions (V2)(Air/Vacuum Valve).

- (*) Ventouse à Petit Orifice (Purgeur) = Evacuation de l'air en fonctionnement normal = 1 Fonction = V1
- (**) Ventouse à Gros Orifice = Admission de grandes quantités d'air en cas de casse de la conduite ou de vidange + Sortie de grandes quantités d'air en cas de remplissage de la conduite = 2 Fonctions = V2



Figure VI.13 : Ventouse Combinée = Ventouse 3 Fonctions (V3 = V1 + V2)

(Combinassions Air Valves).

VI.3.2 Choix et dimensionnement des ventouses

VI.3.2.1 Choix des ventouses

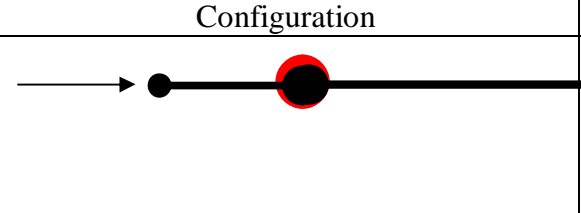

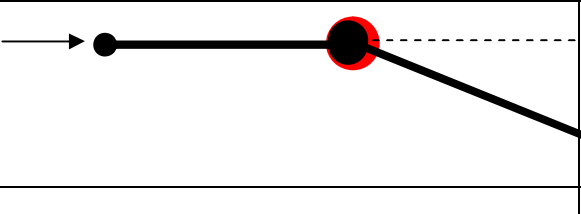
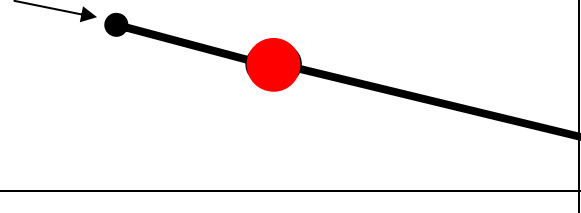
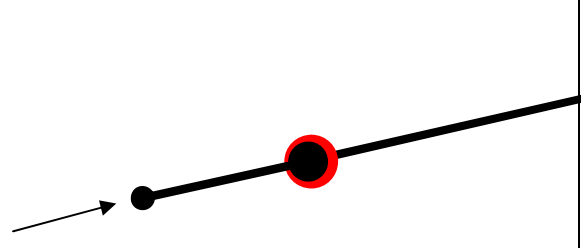
Avant de choisir une ventouse, il faut connaître certains principes, à savoir ;

- Les ventouses ne se mettent pas qu'aux points hauts d'un réseau
- Les ventouses peuvent se mettre sur un tronçon de conduite,
- Les ventouses ne se mettent jamais aux points bas d'un réseau

Après une pompe, il y a toujours une ventouse, car l'écoulement est fortement turbulent, donc aéré.

Pour bien définir les types de ventouse ainsi que leur emplacement sur le réseau, il est utile de suivre le tableau, ci-dessous [18]

Tableau VI.7: Les types des ventouses et leur emplacement [18].

Configuration	Condition
	Conduite horizontale (> 400 m) V1 ou V3. <ul style="list-style-type: none"> • Si V1 respecter espacement entre ventouses de 400 m • Si V3 respecter espacement entre ventouses de 400 à 600 m.
	Fin d'un tuyau horizontal ⇒ V3
	Fin d'un tuyau horizontal ⇒ V3
	Longue conduite descendante (> 400 m) ⇒ V1 ou V3. <ul style="list-style-type: none"> • Si V1 respecter espacement entre ventouses de 400 m • Si V3 respecter espacement entre ventouses de 400 à 600 m.
	Longue conduite ascendante (> 400 m) ⇒ V2 ou V3. <ul style="list-style-type: none"> • Respecter espacement entre ventouses de 400 à 600 m.

	<p>Début d'un tuyau horizontal \Rightarrow V3</p>
	<p>Point haut \Rightarrow V3</p>
	<p>Jamais de ventouse ici. C'est l'emplacement idéal d'une vanne de vidange type sectionnement (Robinet-vanne)</p>
	<p>Descente \uparrow (L'angle de descente après le point considéré est $>$ l'angle de descente avant le point) \Rightarrow V3</p>
	<p>Descente \downarrow (L'angle de descente après le point considéré est $<$ l'angle de descente avant le point) \Rightarrow Ventouse non nécessaire</p>
	<p>Montée \uparrow (L'angle de montée après le point considéré est $>$ l'angle de montée avant le point) \Rightarrow Ventouse non nécessaire</p>
	<p>Montée \downarrow (L'angle de montée après le point considéré est $<$ l'angle de montée avant le point) \Rightarrow V2 ou V3</p>

Il est à signaler que les ventouses se définissent par la pression nominale (PN) et par les diamètres des orifices d'air ; petit orifice pour V1 et les 2 gros orifices pour V2.

Après avoir déterminé les types des ventouses et leur emplacement, il y a lieu de calculer les diamètres des trous (orifices) d'air. La méthode de calcul de ces différents orifices d'air diffère d'un type de ventouse à un autre.

Pour les ventouses V1, on dimensionne l'orifice en se mettant dans la situation d'un écoulement permanent, c'est-à-dire, lors d'une exploitation normale.

Pour les ventouses type V3, on dimensionne les orifices d'air dans les 2 situations différentes suivantes :

- En cas de remplissage de la conduite.
- En cas de vidange de la conduite

Chaque situation donnera un diamètre d'orifice, on choisira le plus grand

VI.3.2.2 Dimensionnement des ventouses

A. Dimensionnement des ventouses V1[18]

- Discrétiser le profil en long en tronçons droits.
- A l'aide du tableau de recommandations placer les différents types de ventouses et leurs emplacements.
- Multiplier le débit d'eau Q par 0,02 (2%).
- Déterminer la pression effective P au droit de la ventouse considérée.
- Consulter le tableau ou abaque, ci-dessous, et choisir le diamètre de l'orifice d'air approprié

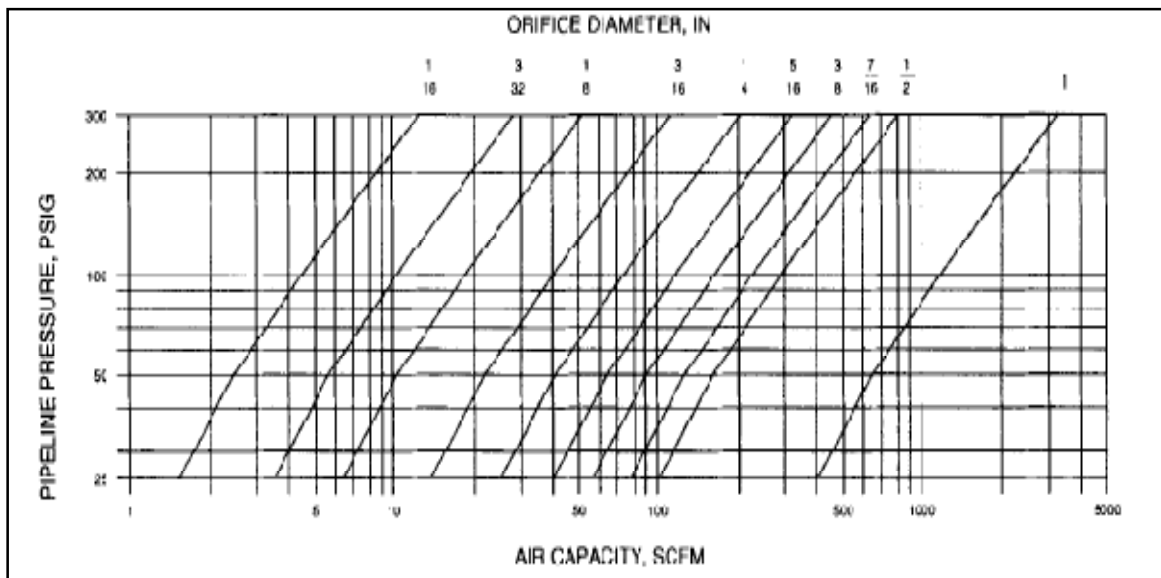


Figure VI.14 : Choix de diamètre de l'orifice d'air approprié.

B. Dimensionnement des ventouses V2[18]

B.1 Dimensionnement des ventouses V2 pour le Remplissage

- A l'aide de la formule suivante calculer le débit de dimensionnement :

$$Q = 134.10^{-3} Q_0.(\Delta P + P_B) / P_B$$

Avec :

- Q_0 = Débit de remplissage [gpm] = $V_{\text{Remplissage}} \cdot \pi D^2 / 4$. Pour le remplissage la $V_{\text{Remplissage}} = 0,3$ m/s
- $\Delta P = 2$ (Norme pour le remplissage)
- P_B = Pression barométrique = f(Altitude)
- Consulter le tableau ou abaque ci-dessous et tirer la valeur du diamètre de l'orifice d'air.

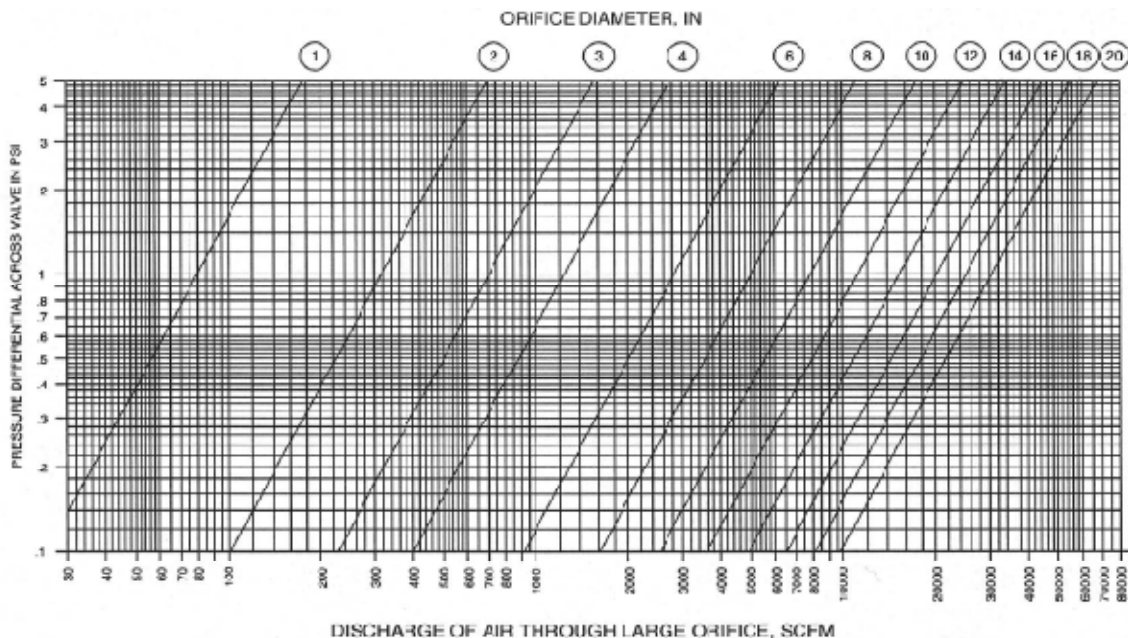


Figure VI.15 : La valeur de diamètre de l'orifice d'air en fonction de la pression barométrique.

B.2 Dimensionnement des ventouses V2 pour la Vidange

- Pour les problèmes de vidange $\Delta P_{\text{adm}} = 5$ est recommandée
- Calculer la pression de collapse (P_C) de la conduite avec un facteur de sécurité (S_f) raisonnable, généralement entre 3 et 4.

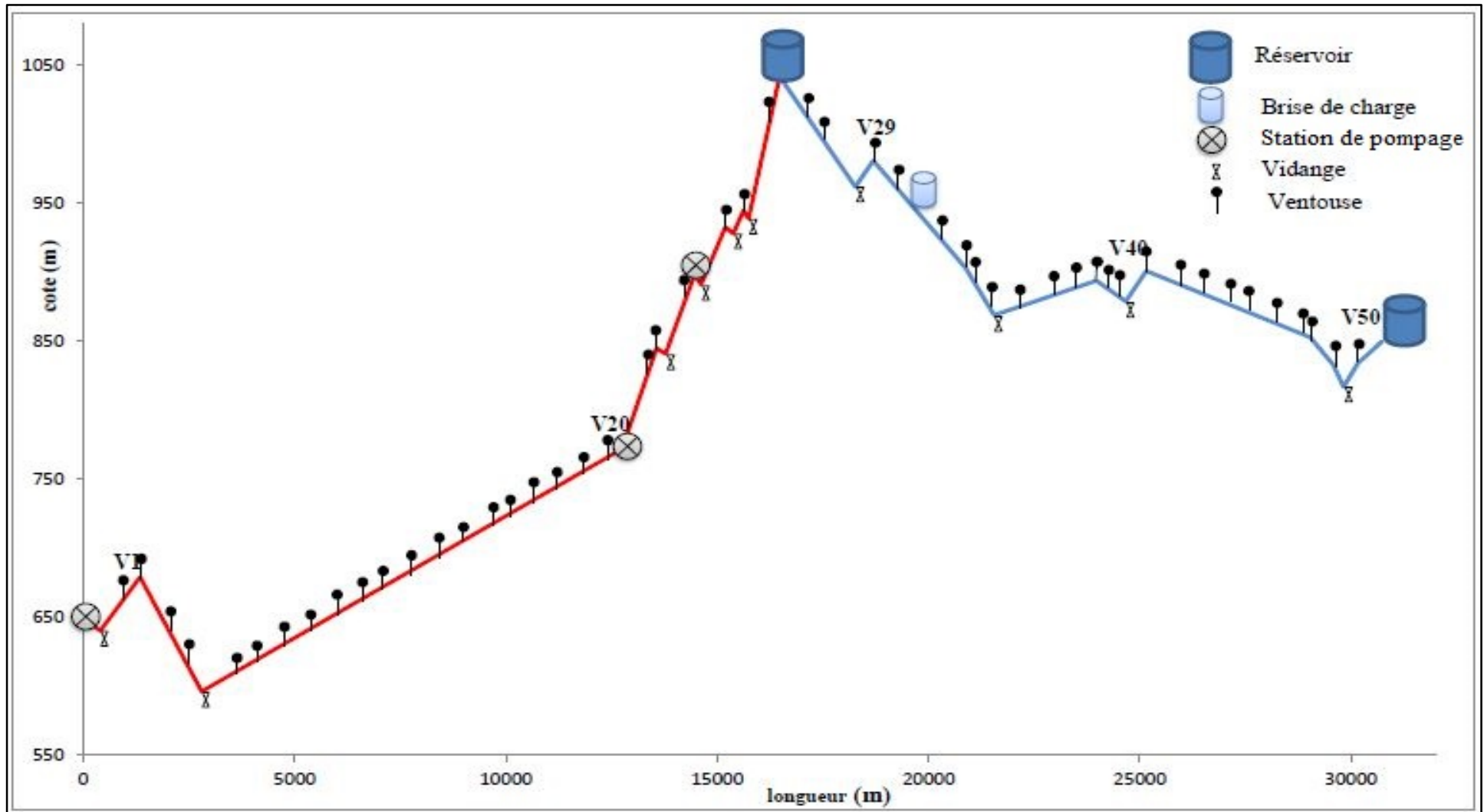
Consulter les fabricants de tuyaux pour préciser la valeur de la pression négative admissible. [Par exemple, pour une conduite en acier P_C [PSI] = $6,6 \cdot 10^7 \cdot (t/D_{\text{moy}})^3$]

- Calculer $\Delta P_{\text{cal}} = P_C / S_f$.
- S'il y a risque de collapse $\Delta P_{\text{adm}} > \Delta P_{\text{cal}}$.
 - ✓ Calculer la pente du tuyau (S) en m/m

- ✓ Calculer le débit d'air à faire entrer Q_a par la formule suivante $Q_a = 472 \cdot 10^{-4} \cdot C \cdot S^{1/2}$.
 - C = Coefficient de Chezy des tuyaux (fonte=110, béton=120, acier=130, PVC=190).
 - S = pente du tuyau.
 - ID = Diamètre intérieur du tuyau [in]
- Consulter le tableau ci-dessus et tirer la valeur du diamètre de l'orifice d'air.
- S'il n'y a pas risque de collapse $\Delta P < \Delta P_{cal}$, alors prendre $\Delta P = 5$ pour la suite du travail.

Après ce bref aperçu, il est clair que le dimensionnement des ventouses n'est pas chose aisée et demande beaucoup de calculs.

En ce qui concerne notre projet, nous donnons, dans les tableaux et graphiques, ci-dessous, les résultats des calculs.



FigureVI.16 :L'emplacement des ventouses et vidanges sur le profil en long.

Tableau VI.8 : Calcul de différentes ventouses dans le projet.

N°	Petit Orifice (in)	Grand Orifice (in)	PN (Bars)	N°	Petit Orifice (in)	Grand Orifice (in)	PN (Bars)
V1 (SP 6)	1/16	1"	16	V26	1/16	3"	16
V2	1/16	1"	16	V27	1/16	8"	16
V3	1/16	1"	16	V28	1/16	1"	16
V4	1/16	1"	16	V29	1/16	1"	10
V5	1/16	6"	16	V30	1/16	1"	10
V6	1/16	1"	16	V31	1/16	3"	10
V7	1/16	1"	16	V32	1/16	1"	10
V8	1/16	1"	16	V33	1/16	1"	16
V9	1/16	1"	16	V34	1/16	1"	16
V10	1/16	1"	16	V35	1/16	1"	16
V11	1/16	1"	16	V36	1/16	1"	20
V12	1/16	1"	16	V37	1/16	1"	20
V13	1/16	1"	16	V38	1/16	1"	20
V14	1/16	1"	16	V39	1/16	1"	20
V15	1/16	1"	16	V40	1/16	3"	20
V16	1/16	1"	16	V41	1/16	1"	20
V17	1/16	1"	16	V42	1/16	1"	20
V18	1/16	1"	16	V43	1/16	1"	20
V19	1/16	1"	16	V44	1/16	1"	20
V20	1/16	1"	16	V45	1/16	1"	20
V21 (SP 16)	1/16	1"	16	V46	3/32	1"	25
V22	1/16	1"	16	V47	3/32	2"	25
V23	1/16	6"	16	V48	3/32	1"	25
V24	1/16	1"	16	V49	3/32	1"	25
V25 (SP 26)	1/16	6"	16	V50	3/32	1"	25

Légende :

- 1/16 in = 1,6 mm
- 3/32 in = 2,4 mm
- 1 in = 25,4 mm
- 2 in = 50,8 mm
- 3 in = 76,2 mm
- 6 in = 152,4 mm

VI.4 LES CLAPETS ANTI-RETOUR – CNR(Check Valves)[5, 6, 8, 9]

Les clapets anti retour, ou clapets de non retour, sont utilisés pour permettre un écoulement dans un seul sens. En effet, si l'écoulement s'inverse ou s'annule, ces clapets se fermeront automatiquement. Dans ce sens, les CNR se comportent comme des vannes de sectionnement. Beaucoup de gens, considèrent les clapets comme un type spécial de vanne de sectionnement, à l'image des vannes à passage direct ou bien les robinets-vannes.

Généralement, là où il y a pompage, il y a un CNR pour prévenir les débits et vitesses qui peuvent s'inverser, suite à des arrêts, par exemple, de la pompe. Justement, les pompes réagissent très mal, vis-à-vis de ces vitesses inversées, appelées vitesses de dévirage. Il y a risque de dévissage des parties mécaniques et risque sur le moteur électrique qui sera forcé de tourner dans le sens contraire. Pour les grands réseaux, en adoptant un CNR, on ne sera pas toujours forcé de remplir le réseau. Dans un autre côté, la présence d'un CNR, est presque toujours accompagnée par la création de coups de bélier.

VI.4.1 Types des clapets anti-retour

Les documentations techniques montrent que les CNR peuvent être de 7 types, qui sont :

VI.4.1.1 CNR à Battant Simple (Swing Check Valve)

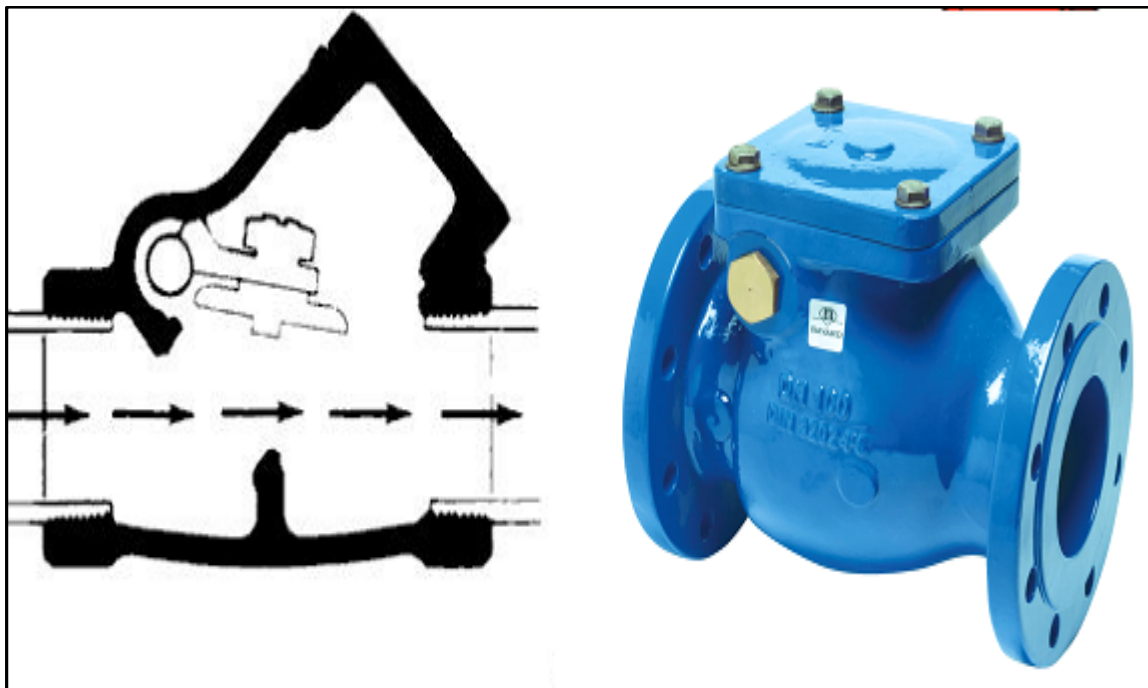


Figure VI.17 :CNR à Battant Simple.

VI.4.1.2 CNR à Disques Concentriques (NozzleChek Valve)

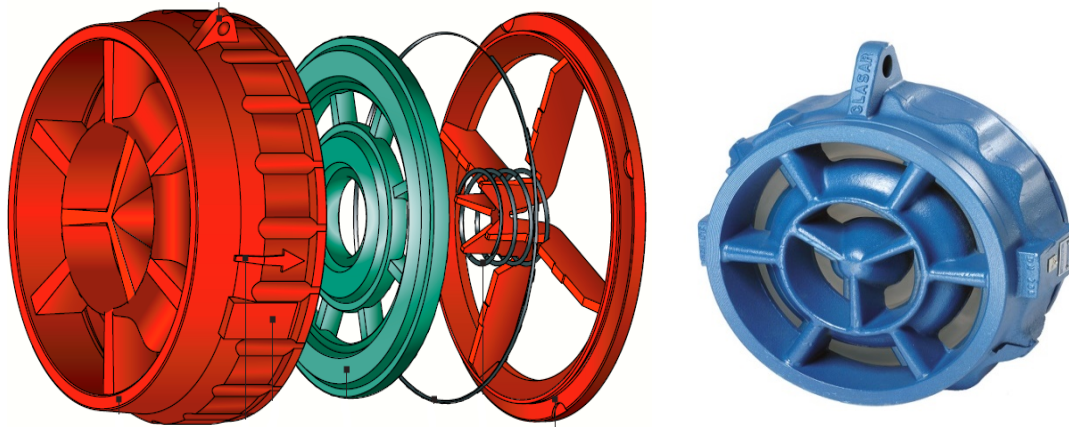


Figure VI.18 : CNR à Disques Concentriques.

VI.4.1.3 CNR à Battant Double (Dual Disc Check Valve)

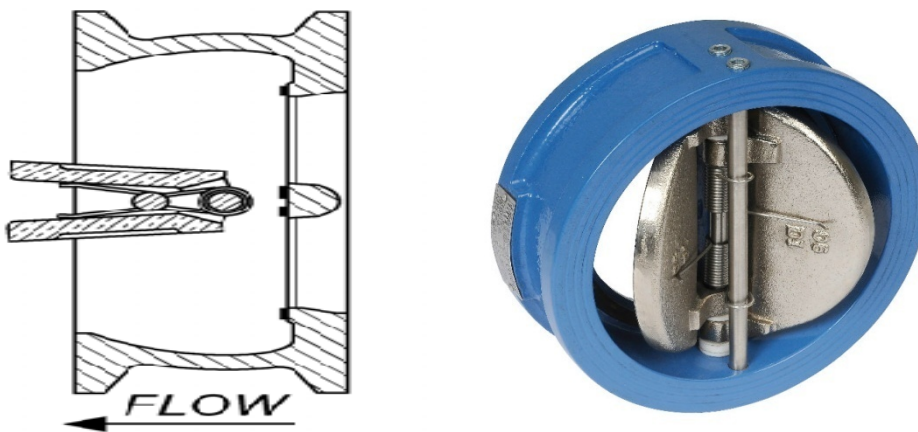


Figure VI.19 : CNR à Battant Double.

VI.4.1.4 CNR à Boule (Ball Chek Valve)

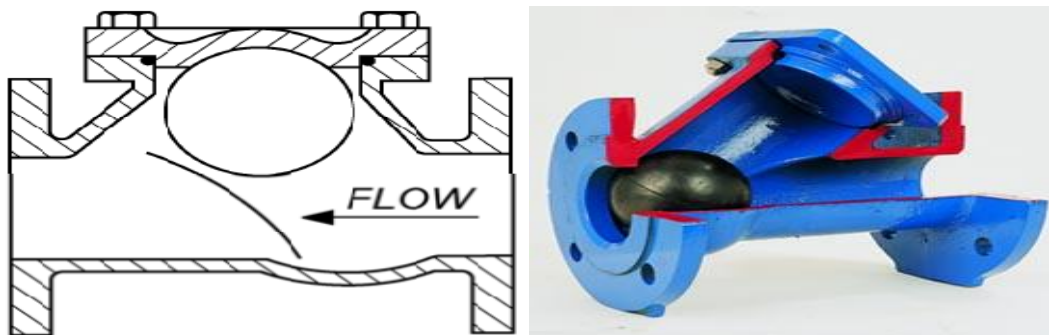


Figure VI.20 : CNR à Boule.

VI.4.1.5 CNR Guidé (Silent Check Valve)

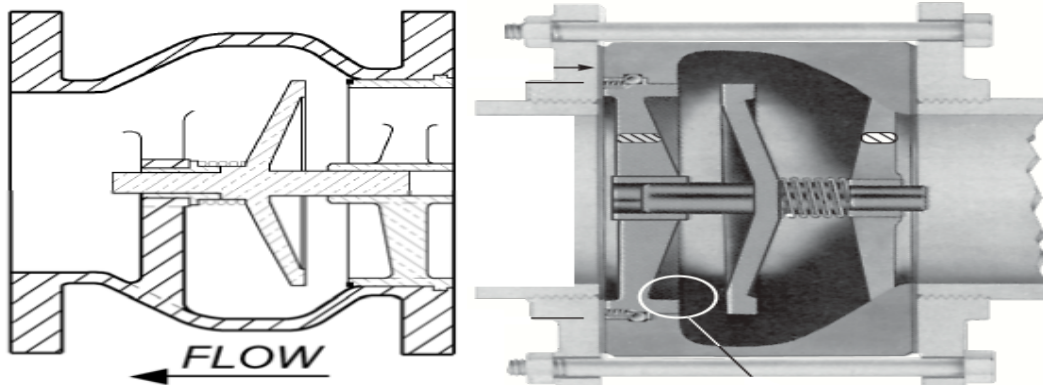


Figure VI.21 :CNR Guidé.

VI.4.1.6 CNR à Piston (Piston Check Valve)



Figure VI.22 :CNR à Piston.

VI.4.1.7 CNR à Charnière Souple (ResilientHinge Swing Check)

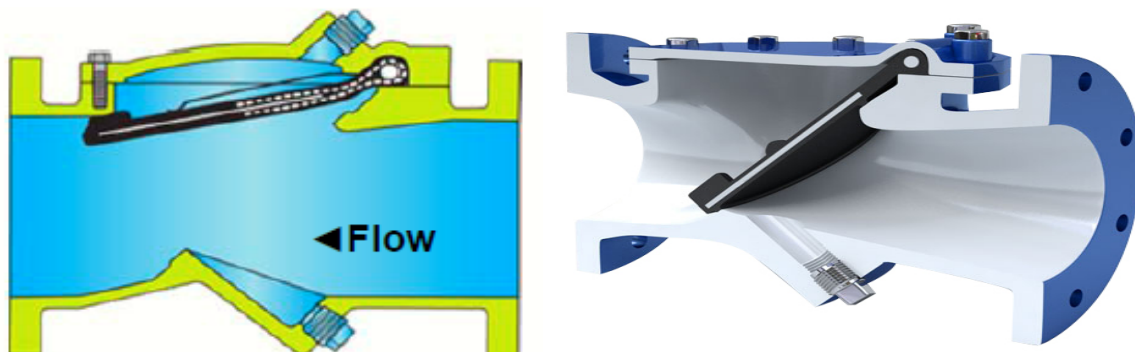


Figure VI.23 :CNR à Charnière Souple.

VI.4.1.8 CNR à Disque Incliné (Tilted Disc Check Valve)

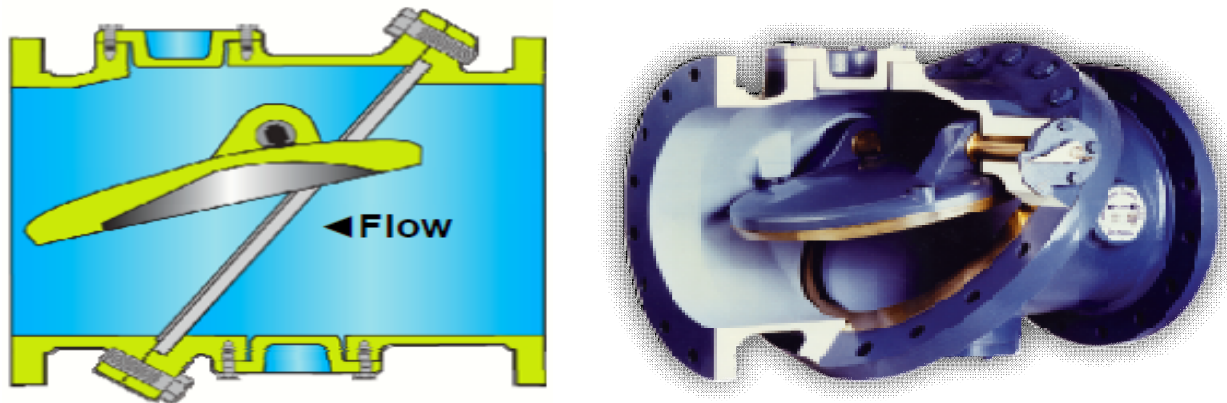


Figure VI.24 :CNR à Disque Incliné.

VI.4.2 Choix et dimensionnement des CNR[6, 8, 9]

L'élément le plus critique dans le dimensionnement des CNR est l'existence d'une pression et d'une vitesse minimale capables de laisser le clapet toujours en position ouverte. Donc, si le débit (vitesse) baisse, il ne faut pas que le clapet commence à fermer. C'est exactement comme une vanne de sectionnement, s'il est présent dans un réseau, il doit être totalement ouvert ou totalement fermé. Il ne fait pas de régulation.

Les techniciens estiment qu'il faut garantir des chutes de pression, à travers le CNR, de l'ordre de 0,07 bars. En dessous de ces 0,07 bars, l'élément mobile commence à flotter (cycles d'ouvertures et de fermetures) de façon non contrôlée ce qui aura pour conséquence sa casse.

La chute de pression maximale, à ne pas dépasser se trouve aux environs de 0,7 bars. De plus grandes chutes de pression, sont synonymes de sévères érosion de l'élément mobile du clapet. En matière de vitesses de transit, les spécialistes parlent de vitesse maximale, à l'entrée des clapets, de l'ordre de 3,4 m/s. Pour la vitesse minimale, à garantir, juste avant l'entrée du CNR, elle se situe entre 1,8 et 2,1 m/s. Néanmoins, pour les CNR à battant double, une vitesse de 0,9 m/s serait suffisante.

Sur une conduite ou dans une station de pompage, le clapet de non-retour est un organe à fonctionnement fréquent. On constate statistiquement qu'un nombre important de coups de bélier dangereux sont dus à l'inadaptation du clapet à l'installation. Par exemple, dans une station de pompage, lors de l'arrêt d'une pompe, l'écoulement dans la conduite est ralenti, puis arrêté et inversé. Le clapet, rappelé par son poids, son ressort ou par l'écoulement inversé, se ferme.

L'expérience et les calculs montrent que l'inversion de l'écoulement peut être très rapide (de 1/100 à 1/10 de seconde). En conséquence, le clapet doit se fermer rapidement avant que l'écoulement ne soit inversé, sinon il coupe instantanément un débit négatif, ce qui va :

- Provoquer l'application brutale du battant sur son siège, d'où un choc bruyant,
- Engendrer un coup de bélier, à front d'onde raide (brusque)

Les Chocs et les coups de bélier soumettent le matériel à des contraintes pouvant aller jusqu'à la rupture.

Ces problèmes sont accentués en présence d'un réservoir anti-bélier (RAB). Dans le tronçon, généralement très court qui sépare la pompe du RAB, on assiste à une inversion très rapide de l'écoulement, ce qui exige du clapet une manœuvre également très rapide. C'est également le cas lors de l'arrêt d'une pompe, lorsque plusieurs pompes fonctionnent en parallèle.

Les différentes étapes sont résumées dans le graphe ci-dessous :

- $T = 0$, la pompe s'arrête.
- $T = T_0$, la vitesse de l'eau est $V = 0$. C'est le début de l'écoulement inversé.
Valeurs courantes : $1/100 \text{ s} < t_0 < 1/10 \text{ s}$.
- $T = T_1$, l'obturateur du clapet est sur son siège :
 - La vitesse inverse de l'eau est V_1 .
 - Le débit d'eau inverse s'arrête brusquement.
 - La surpression est proportionnelle à la vitesse inverse (V_1).

Le clapet anti retour idéal est celui qui se ferme au plus près de $T = T_0$.

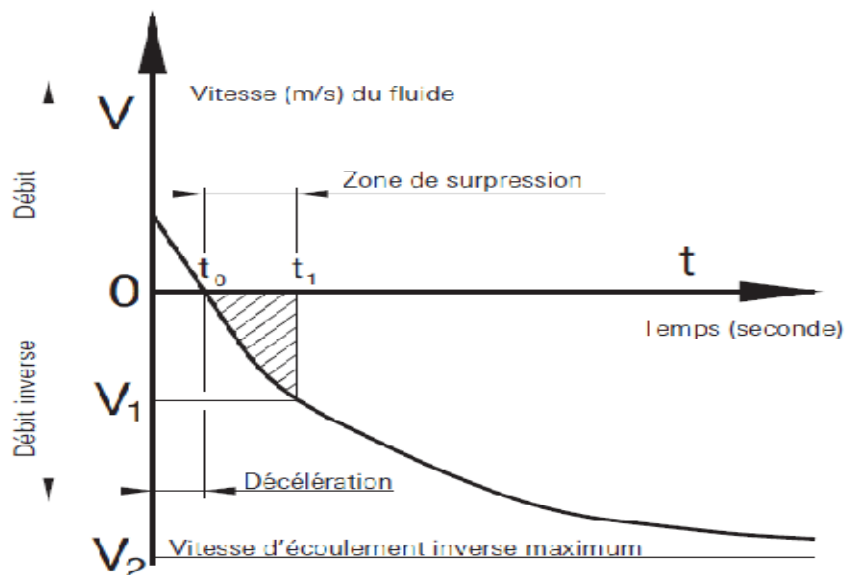


Figure VI.25 : La vitesse d'écoulement inverse en fonction de temps.

La figure ci-dessous montre différents enregistrements de surpression créée, dans des conditions hydrauliques identiques, par différents types de clapets anti retour :

1. Clapet à simple battant.
2. Clapet à double battant.
3. CNR à Disques Concentriques (Nozzle Chek Valve).

Comparaison des surpressions

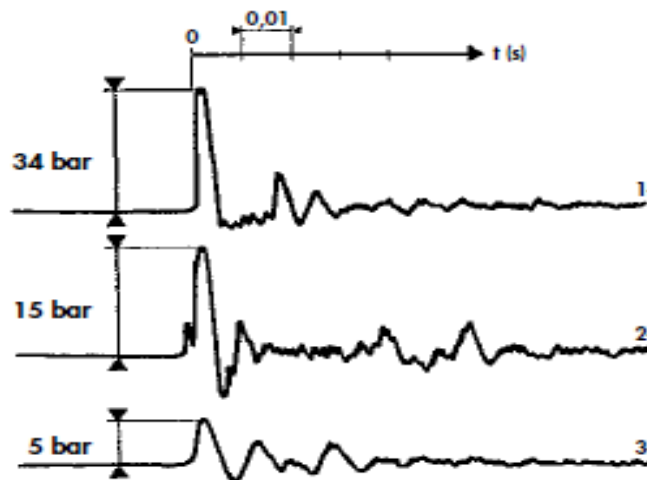


Figure VI.26 : Enregistrements de surpression.

Le CNR à disques concentriques est 7 fois plus performant que le CNR conventionnel, classique, qu'on appelle le CNR à battant simple.

Il existe encore d'autres représentations graphiques réalisées sur banc d'essai, qui montrent, clairement, que les CNR réagissent, très différemment, aux sollicitations.

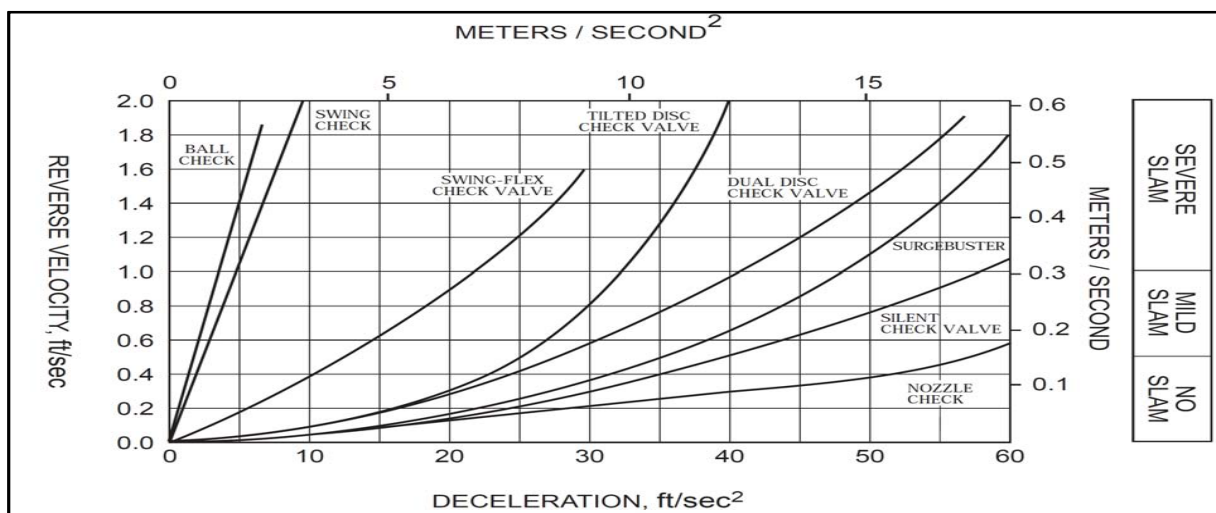


Figure VI.27 : La vitesse inversée en fonction de la décélération inversée.

Ce graphique montre que le CNR à disques concentriques est de loin, le plus performant, suivi du CNR guidé. Les moins performants sont toujours les CNR à boule et à battant.

A la fin, et à la lumière des graphiques et des théories, on peut dire que le dimensionnement correct des CNR repose intégralement sur les notions de la vitesse inversée (reverse vélocité) et de la décélération inversée (décélération) qui sont très difficiles à évaluer.

Pour notre projet, et dans l'idée d'enlever tout danger des coups de bélier, on va utiliser les clapets anti retour type disques concentriques. Pour la PN, c'est toujours la PN des tuyaux et pour le DN, on a vu, en-haut, qu'on peut le faire en utilisant les critères de vitesses et perte de pression minimales et maximales.

Chapitre VII
Pose de conduite

VII.1 Introduction [3, 7, 10, 12, 14, 17, 18]

Une bonne installation de tuyau implique beaucoup plus que simplement couvrir le tuyau. Un tuyau enterré est une structure qui incorpore à la fois les propriétés du tuyau et les propriétés du sol entourant le tuyau.

Il existe deux types de tuyaux, rigides et flexibles. Le tuyau rigide doit être supporté par la partie inférieure du tuyau. Le tuyau flexible doit être supporté à la fois sur le fond et sur les côtés du tuyau.

Un bon support du sol est essentiel à la performance des deux types de tuyaux, et une inspection appropriée de l'installation des tuyaux est essentielle pour obtenir le support requis.

L'inspection pour un bon support du sol consiste à vérifier:

- Adéquation du sol dans les parois des tranchées et les fondations
- Le type de sol utilisé pour le lit de pose, l'enrobage et le remblai
- La répartition du sol autour des tuyaux
- La densité du sol autour du tuyau

E. L'ovalisation du tuyau flexible

VII.2 Le tuyau rigide

Le tuyau rigide est conçu pour transmettre la charge de remblai, sur le tuyau, à travers les parois du tuyau, à la fondation sous le tuyau. Les parois des tuyaux doivent être suffisamment solides pour supporter cette charge.

Un support de sol approprié sous le fond du tuyau est également nécessaire pour maintenir la pente du tuyau. Un support continu et uniforme sous la conduite empêche le tassement inégal de la conduite.

Si un tuyau rigide est surchargé, ou si la charge n'est pas bien répartie autour du tuyau, un tuyau rigide risque la fissuration. Dans l'industrie, on rencontre les types suivants de tuyaux rigides :

- Tuyau en béton armé
- Tuyau en fonte ductile de moins de 500 mm de diamètre
- Tube en béton armé à âme en tôle cylindrique

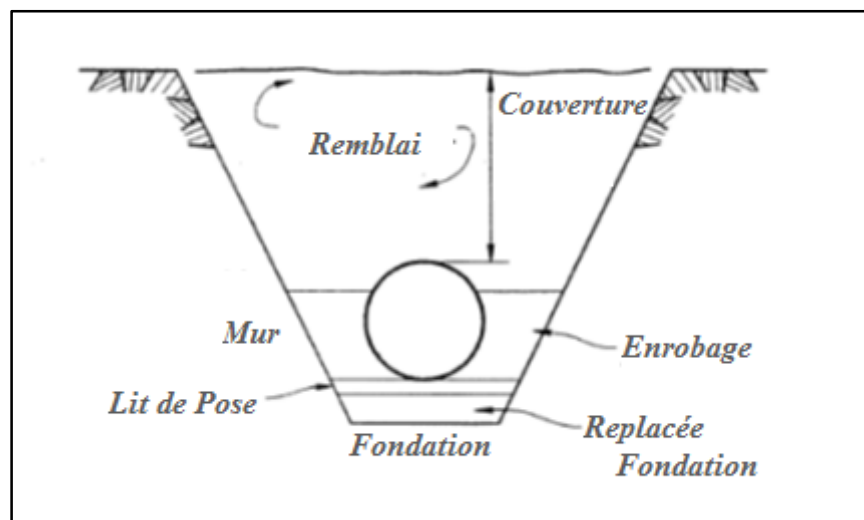


Figure VII.1: Terminologie d'une tranchée[3, 18].

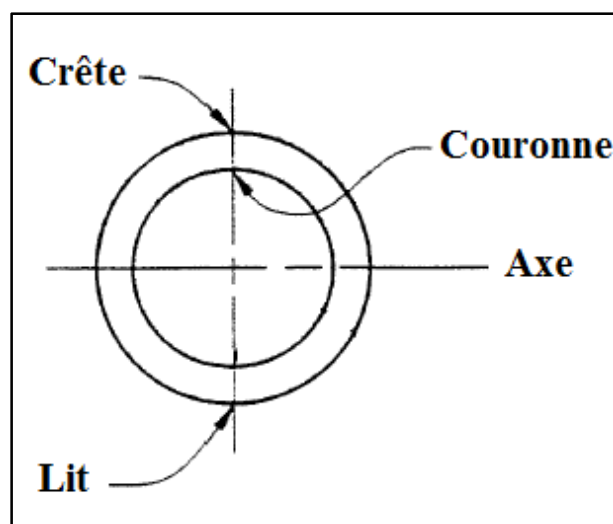


Figure VII.2 : Détails d'un tuyau [3, 18].

VII.3 Tuyau flexible

Le tuyau flexible est conçu pour transmettre la charge sur le tuyau, au sol, par les côtés du tuyau. Lorsque la charge sur le tuyau augmente, le diamètre vertical du tuyau diminue et le diamètre horizontal augmente. L'augmentation du diamètre horizontal se voit résistée par le sol sur les côtés du tuyau. Le sol doit être suffisamment résistant pour que le tuyau ne dévie pas de manière significative. La quantité de déflexion (ovalisation) admissible varie en fonction du type de tuyau et varie de 2 à 7,5%. La déflexion est exprimée en pourcentage et calculée à partir de l'équation suivante:

$$\text{Pourcentage de déviation} = \frac{\text{Changement de diamètre} \times 100}{\text{Diamètre d'origine}}$$

Un support adéquat du sol sur les côtés du tuyau est essentiel pour une bonne performance du tuyau. Une déformation excessive du tuyau peut provoquer l'effondrement du

tuyau ou provoquer des fissures dans les revêtements protecteurs et les garnitures de tuyauterie métallique qui entraîneraient des défaillances dues à la corrosion.

Un support de sol approprié sur le fond du tuyau est également nécessaire pour maintenir le niveau du tuyau et fournir un support uniforme. Dans l'industrie, on recense les divers types de tuyaux flexibles :

- Tuyaux en acier
- Tube béton précontraint
- Tuyau en fonte ductile de plus de 500 mm de diamètre
- TMO (tuyau métallique ondulé), acier ou aluminium
- Tuyau en fibre de verre (PRV)
- Tuyau en polychlorure de vinyle (PVC)
- Tube en polyéthylène (PE)

VII.4 Type et distribution du sol

Le sol placé autour d'un tuyau enterré doit :

1. avoir de bonnes qualités mécaniques,
2. avoir un contact ferme et complet avec le tuyau

VII 4.1 Fondation

La fondation est le matériau in situ sous le tuyau. Si les fondations ne conviennent pas, elles doivent être enlevées à une profondeur minimale de 150 mm (6 po) et remplacées par du matériau approprié. Dans certains cas, l'enlèvement de 1 à 1,5 m (3 à 5 pi) ou plus de matériel peut être nécessaire.

VII .4.1.1 Les fondations inappropriées pour la confection des tranchées

A. Matériel potentiellement expansif

- Schiste
- Mudstone
- Siltstone
- Argile

- Argile grasse, sèche et dense (voir Système de classification des sols unifiés, ASTM D2487, USBR 5000)

B. Sols mous et instables

- Sols très humides qui coulent dans l'excavation
- Sols à faible densité
- Tourbe ou autre matière organique OL et OH (voir Système de classification unifiée du sol, ASTM D2487, USBR 5000)

VII.4.2 Lit de pose

Le lit de pose des tuyaux rigides et flexibles est une couche non compacté de matériau sélectionné. Cette couche de matériau sélectionné non compacté est placée sur la fondation ou la fondation remplacée.

L'épaisseur de cette couche dépend du diamètre du tuyau:

- Pour les tuyaux d'un diamètre de 300 à 1350mm. L'épaisseur est de 100mm.
- Pour les diamètres de tuyaux supérieurs à 1350mm. L'épaisseur de la litière est de 150mm.

Le tuyau est posé directement sur la literie. La granulométrie fine de la surface de la litière doit être telle pour garantir les pentes décidées dans les calculs. Parce que le matériau du lit de pose n'est pas compacté, il y aura un léger tassement du tuyau lorsque le tuyau sera posé. Le taux du tassement varie en fonction du type de sol, du type de tuyau et du diamètre du tuyau. L'épaisseur de la couche du lit de pose devra être établie par essais avant le commencement des travaux. Si le lit de pose devient compactée par une circulation excessive des piétons, des déplacements de l'équipement ou de la pluie, avant que le tuyau ne soit placé, il faut le remplacer opérer une scarification.

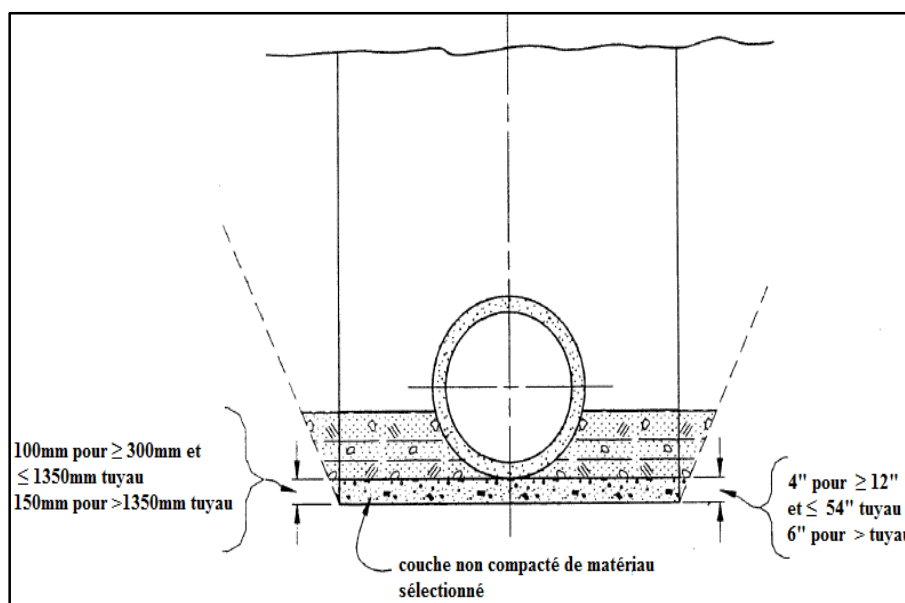


Figure VII.3 : Lit de pose (Bedding)[3, 18].

VII .4.3 L'enrobage et l'obligation de compactage des tranchées

Après que le tuyau ait été placé au-dessus de la couche non compactée du lit de pose (lit de sable), le sol d'enrobage doit être compacté en place à côté du tuyau jusqu'à la hauteur spécifiée.

Le sol pour l'enrobage doit être le matériau, préalablement choisi et spécifié et doit être compacté à une densité relative d'au moins 70 %. La tâche la plus difficile dans l'installation des tuyaux consiste à s'assurer que le sol dans la zone d'enrobage, surtout les ailes, reçoive suffisamment d'effort de compactage pour satisfaire à l'exigence de densité relative de 70%.

Pour les tuyaux rigides, le sol d'encastrement est placé à une hauteur de 0,37 du diamètre extérieur du tuyau. Pour les tuyaux flexibles, le sol d'enrobage (d'encastrement) est placé à une hauteur de 0,7 du diamètre extérieur du tuyau.

Le matériau de sélection utilisé doit être un sol sans cohésion et drainant, tel que des sables et des graviers propres. Tout comme le «pourcentage de Proctor» est utilisé pour contrôler le compactage des sols cohérents (argiles, etc.), la densité relative est utilisée pour contrôler le compactage des sols non cohérents.

L'ancrage peut être compacté par n'importe quel moyen tant que le critère de densité relative de 70% est atteint. Si des pilons ou des rouleaux sont utilisés, l'élévateur compacté ne peut pas dépasser 150 mm (6 po). Si des tracteurs à chenilles ou des vibrateurs de surface sont utilisés, l'élévateur compacté ne peut pas dépasser 300 mm (12 po). Trop ou pas assez d'humidité dans le sol peut entraver le compactage.

Des ajustements peuvent devoir être faits à la teneur en eau pour trouver la meilleure condition d'humidité pour le compactage. La saturation et la vibration interne peuvent être une méthode très efficace de densification du sol dans la zone du renflement pour les tuyaux de grand diamètre.

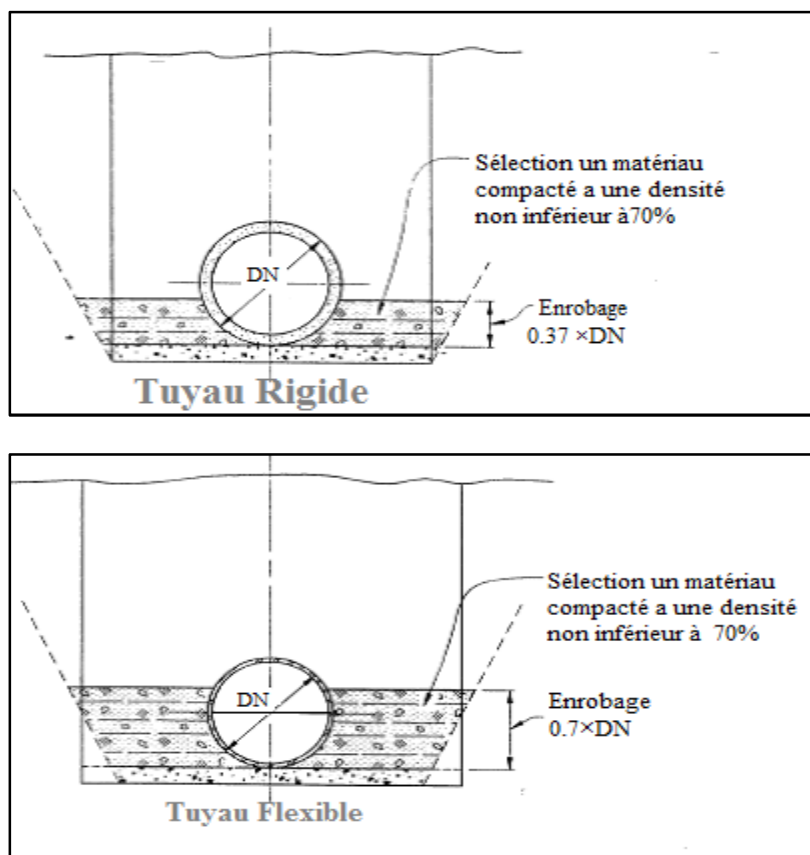


Figure VII.4 : Zone d'enrobage [3, 18].

La saturation et la vibration interne sont la méthode préférée de nombreux entrepreneurs pour le compactage des sols sans cohésion et drainants. Cette méthode est particulièrement efficace pour densifier un ascenseur de plusieurs pieds d'épaisseur; Cependant, l'épaisseur de l'élévateur compacté ne peut pas dépasser la longueur du vibreur. Pour les entrepreneurs qui ne connaissent pas cette méthode de compactage, il n'est pas rare qu'ils consacrent beaucoup d'efforts et de temps à essayer de trouver la bonne combinaison de sol, d'eau, d'équipement et de technique. En outre, si trop d'eau est utilisée, il est possible de faire flotter le tuyau.

Lorsque la saturation et la vibration interne sont utilisées pour des tuyaux flexibles de plus de 1350 mm (54 po) de diamètre ou des tuyaux rigides de plus de 2700 mm (108 po) de diamètre, le matériau choisi pour l'encastrement doit être compacté en deux ou plusieurs. Ceci peut être fait pour s'assurer que le matériau sélectionné est compacté à au moins 70% de densité

relative dans les jarrets du tuyau. Pour un tuyau de grand diamètre, il est difficile d'incliner manuellement les vibrateurs sous les jarrets du tuyau. Plusieurs entrepreneurs ont conçu des dispositifs mécaniques pour assurer le compactage de la zone de renfort.

Une autre raison de limiter l'épaisseur des remontées mécaniques est que la vérification de la densité dans le jarret après que l'encastrement se trouve à plusieurs pieds au-dessus de la zone du jarret nécessite une excavation majeure.

VII.5 Dimensions d'une tranchée

Les dimensions de la tranchée, la largeur d'installation minimale, la pente des parois de la tranchée, la profondeur de la tranchée et le dégagement du tuyau flexible doivent toujours être soigneusement vérifiés.

VII.5.1 Largeur minimale d'une tranchée

Une largeur de tranchée minimale, W , est spécifiée pour assurer une distance minimale entre le tuyau et la paroi de la tranchée. Il doit y avoir suffisamment de dégagement pour permettre l'inspection des joints des tuyaux, pour compacter adéquatement le sol et pour effectuer des essais de densité sur le terrain dans l'enrobage. Ceci est particulièrement important lorsque les parois de la tranchée sont verticales.

VII.5.2 Largeur minimale des tranchées

La largeur minimale varie avec les trois (3) types de tranchée.

Tableau VII.1: Sur largeur minimale (Clearance).

Type de tranchée	Sur largeur minimale
1	25cm pour 300 à 450 mm D_{int} 45cm <450 mm D_{int}
2	1×DN
3	2× DN

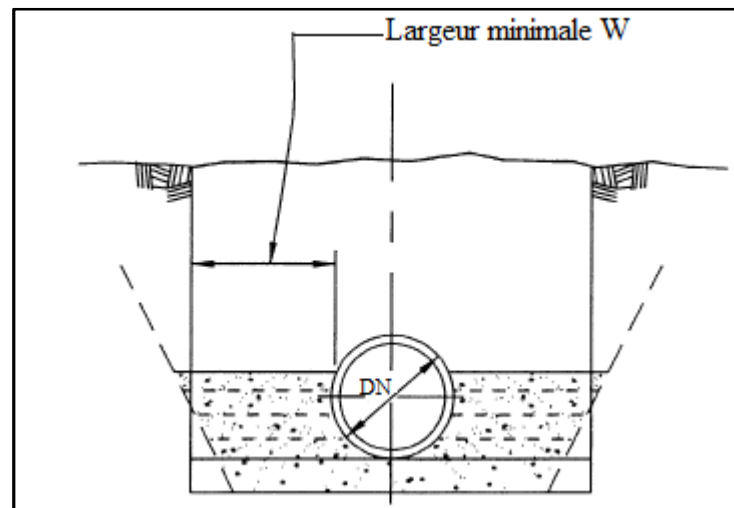


Figure VII .5 : Largeur d'une tranchée [3, 18].

VII.5.2.1 Type de tranchée 1 sur largeur

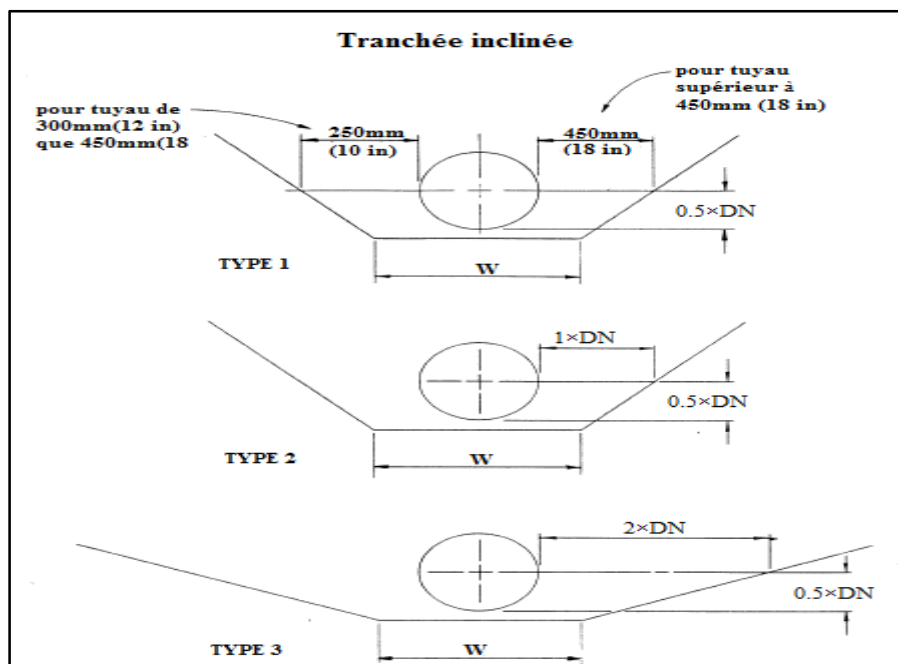
Les matériaux typiques des murs de tranchées seraient de la roche; matériaux décrits comme claystone, mudstone ou siltstone; les sols fortement cimentés, même s'ils sont de faible densité: sables et graviers ayant une densité relative in situ de 70% ou plus; et matériel silteux ou argileux avec des densités in situ 95 pour cent de Proctor maximum sec densité ou plus élevé.

VII.5.2.2 Type de tranchée 2

Ces sols incluraient des matériaux limoneux ou argileux avec des densités in situ de 85% de la densité sèche maximale de Proctor ou supérieure mais inférieure à 95%; ou des sols sans cohésion avec des densités relatives in situ entre 40 et 70 pour cent.

VII.5.2.3 Le type de tranchée 3

Les sols entrant dans cette catégorie seraient la tourbe ou d'autres sols organiques, limons élastiques (MH), silteux ou argileux de basse densité (moins de 85% de la densité sèche maximum Proctor) ou sols non cohérents de faible densité (densité inférieure à 40%).



FigureVII.6 : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée inclinée [3, 18].

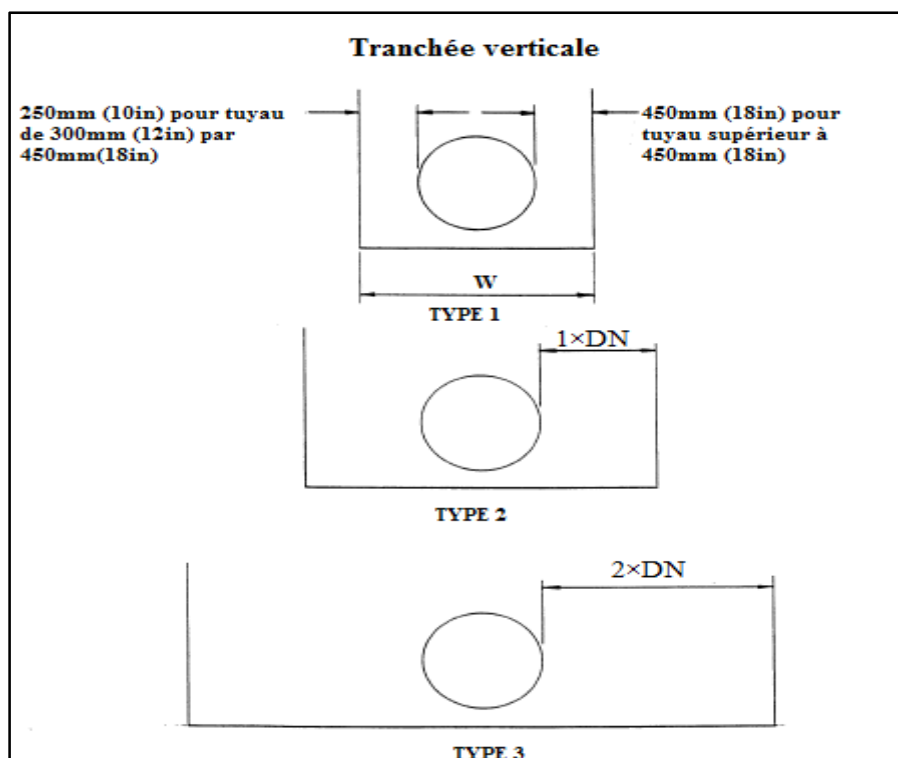


Figure VII.7 : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée verticale [3, 18].

VII.5.3 Dimensionnement des tranchées

Pour dimensionner une tranchée, on doit déterminer les paramètres suivants :

- La profondeur minimale du tuyau. Plus la profondeur est petite, plus l'effet des surcharges d'exploitation fixes (chaussée goudronnée, bâtiments, maison,...) ou

mobiles (voitures, camions, train, avion,...) serait important, d'où risque de casse de la conduite.

- La profondeur maximale du tuyau. Plus la profondeur est grande, plus serait l'effet du poids des remblais sur la conduite.
- La profondeur anti-gel. En cas de neige, et pour éviter le risque de gel de l'eau à l'intérieur des conduites, on adopte, généralement, une profondeur de protection anti-gel, de quelque 0,8m.
- La largeur. Pour les tuyaux flexibles, les largeurs recommandées données par les catalogues, peuvent ne pas suffire.
- La forme. Selon la stabilité recherchée du système tranchée-tuyau, on peut adopter une forme rectangulaire, trapézoïdale ou une combinaison entre les deux. Cette forme, est parfois, adoptée, dans le cas où il y risque d'éboulement des terres sur les travailleurs. Dans la réglementation relative à la sécurité des travailleurs, la profondeur maximale d'une tranchée rectangulaire (parois verticales) ne dépasse jamais 1,3m, quel que soit le matériau des tuyaux et le type du sol en place.

Pour les détails de calcul des dimensions des tranchées, on recommande la méthode donnée par l'American Water Works Association [10]

Remarque

Dans tous les cas, il faut que la tranchée soit assez large pour poser la (les) conduite (s) et avoir, surtout, assez d'espace pour faciliter le travail des poseurs de tuyaux en confectionnant les joints, les assemblages, les blindages, et, surtout, le compactage des différentes couches qui constituent les zones d'enrobage et de remblai. Par rapport à cette idée de compactage, il est important de savoir que chaque type de zone mérite un compactage bien précis (moyens de compactage, intensité, Proctor 90%, Proctor 95%,...). Les différentes zones d'une tranchée ont besoin de compactage mécanique contrôlé. Ce n'est jamais un travail manuel.

Dans la littérature technique, on peut trouver, pour chaque type de sol, le type de compactage nécessaire.

Avant de présenter les résultats des calculs, qui ne seront pas détaillés dans ce PFE, il est utile de faire remarquer que le dimensionnement des tranchées, aux points de franchissement (cours d'eau, conduite de gaz, conduite d'assainissement, fibre optique), mérite plus d'attention.

VII.6 Dimensions des tranchées du projet en cours

Les dimensions grossières des tranchées qui vont abriter les tuyaux PE sont données dans le tableau ci-dessous.

Pour les dimensions finales et exactes, il faut étudier, en détails, les moyens de compactage, les contraintes dues aux surcharges mobiles et permanente et les poids des remblais en utilisant les théories et les mesures de Martson 1913, Spangler 1941 et Watkins 1967 [Moser]

Les données géotechniques exactes, du sol en place, ne sont pas connues de façon détaillées, de même que les moyens de compactage, les dimensions des tranchées seront, alors, données en fonction du type de la tranchée.

Tableau VII.2 : Les dimensions grossières des tranchées.

Type de tranchée	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (m)	E (m)	α
Type 1	250 si DN < 450 450 si DN > 450	0,7 DN	100	1,3	2 à 6	30 ° si Sables fins 45° si Rochers compacts
Type 2	1 x DN	0,7 DN	100	1,3	2 à 6	30 ° si Sables fins 45° si Rochers compacts
Type 3	2 x DN	0,7 DN	100	1,3	2 à 6	30 ° si Sables fins 45° si Rochers compacts

Note : Le choix entre le type de tranchée 1,2 ou3, ne peut être fait qu'après étude géotechnique détaillée.

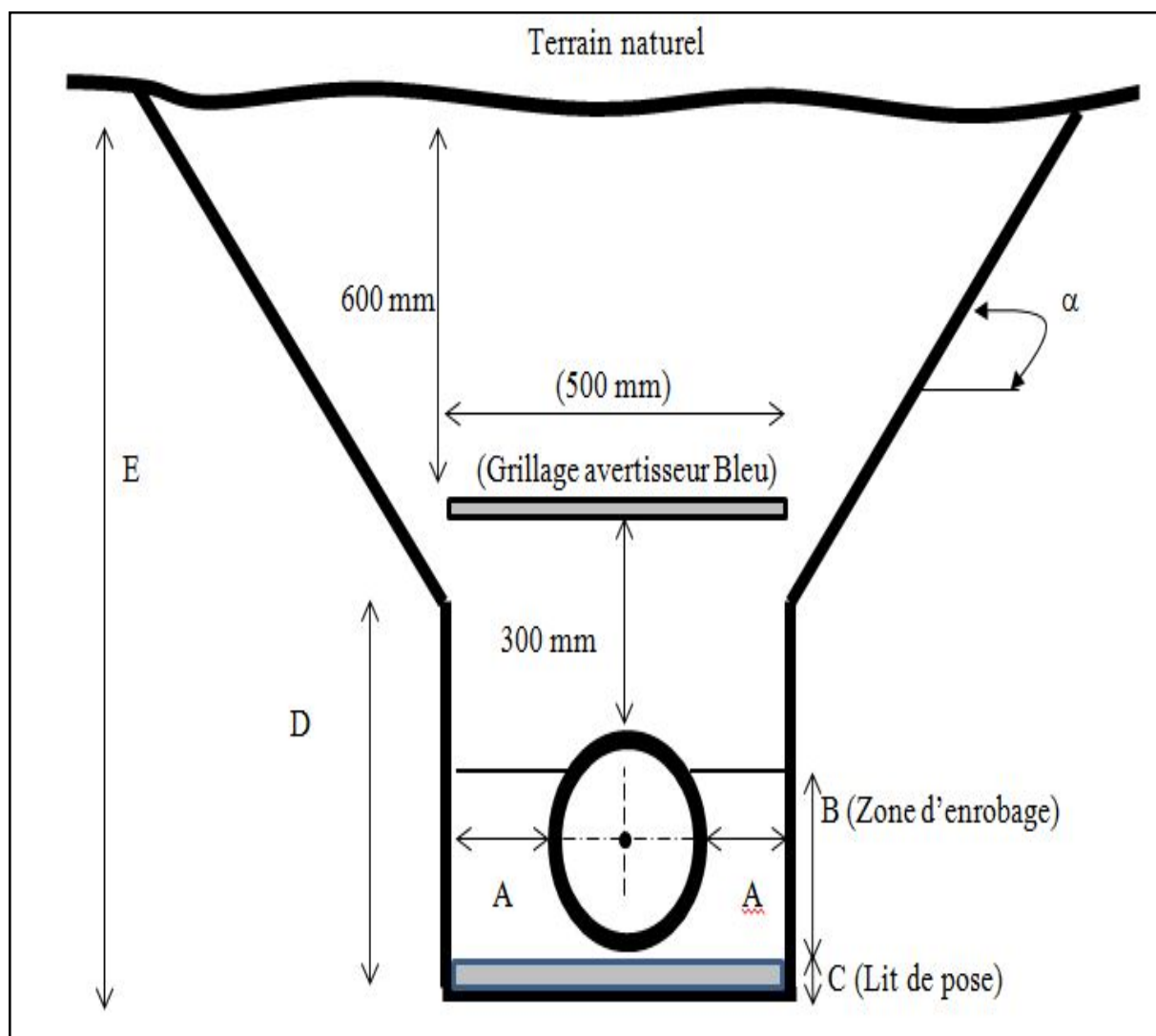


Figure VII.8 : Schéma général de la tranchée adoptée pour le PFE

VII.6.1 Dimensions et forme de la tranchée en cas d'intersection avec d'autres réseaux

Dans le cas d'intersection de plusieurs types de réseau (eau potable, assainissement, gaz, téléphone, électricité) il est conseillé de suivre la disposition ci-dessous, en donnant beaucoup d'importance au grillage avertisseur dont la couleur est identique à la couleur normalisée des différents réseaux. Le grillage sera posé à l'intérieur du remblai secondaire à une hauteur de 600 mm au-dessous du terrain fini. Dans tous les cas, il sera posé à une hauteur de 300 mm/ la génératrice supérieur du tuyau. En plus, la largeur du grillage avertisseur doit être de 500 mm pour les tuyaux de diamètre < 500 mm. Pour les diamètres > 500 mm on juxtapose plusieurs bandes de grillage avertisseur de largeur unité de 500 mm.

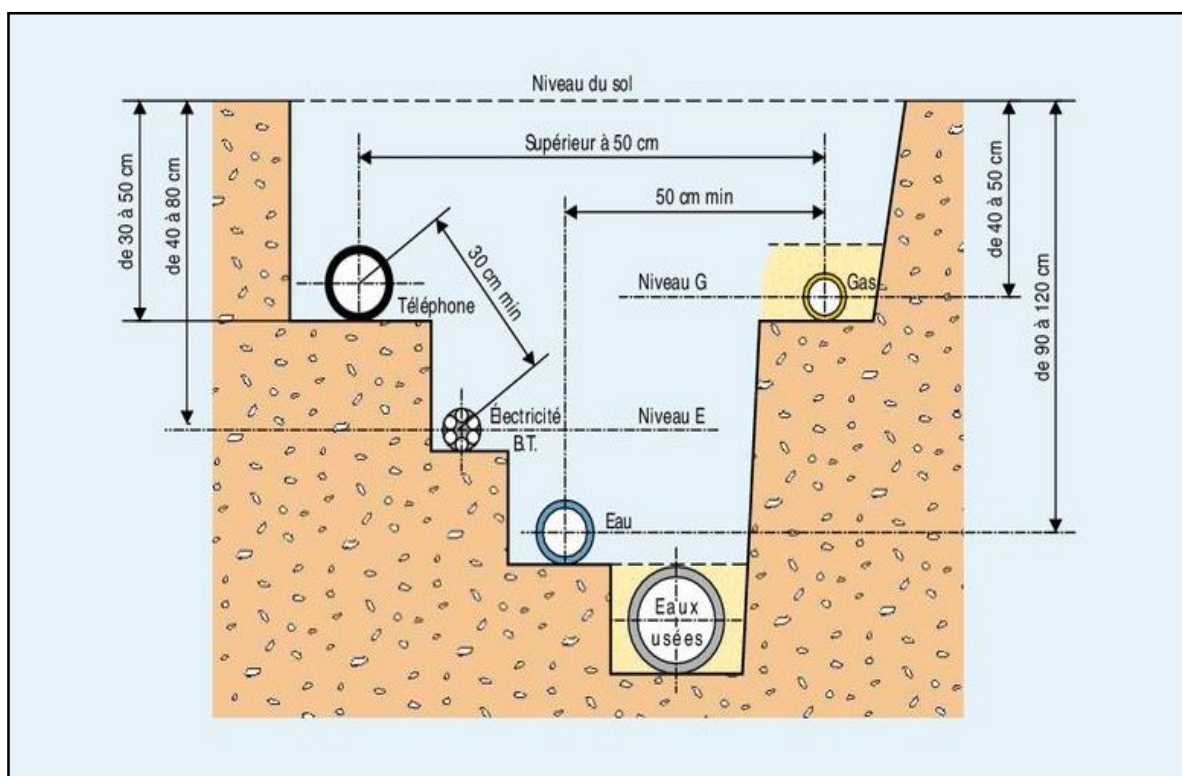


Figure VII.9 : Schéma de croisement des différents réseaux[17].

VII.6.2 Détails de la tranchée en cas de franchissement d'un cours d'eau

Pour franchir un cours d'eau, on peut soit construire un pont et mettre la conduite par-dessous, par-dessus ou latéralement, soit faire une tranchée sous le lit du cours d'eau.

La première étant plus simple à faire, mais économiquement, très coûteuse, sauf, s'il existe déjà un pont. La seconde est techniquement plus difficile à faire du fait que d'autres paramètres viendront s'ajouter à la liste initiale des facteurs de dimensionnement. Lesdites contraintes supplémentaires sont :

- Déterrement, déstabilisation et risque d'arrachement de la conduite après érosion du lit du cours d'eau.
- Dans les calculs du poids du remblai, il faut ajouter le poids de l'eau du cours d'eau.
- Par la présence de l'eau du cours d'eau (poussée d'Archimède), la conduite peut se trouver en situation de flottaison.

Donc, pour le problème de franchissement des cours d'eau, par tranchée, une attention particulière doit être apportée. Pour le franchissement d'un cours d'eau, par le biais d'un pont, il ne faut surtout pas oublier de protéger la conduite PE, contre les effets néfastes des UV (soleil). En effet, les conduites en matière plastique (PE, PVC, PRV) réagissent très mal aux UV. Les réactions peuvent être :

- Perte de la résistance initiale
- Risque de fissuration
- Le phénomène de la dilation thermique des tuyaux en plastique va créer un problème de choix et dimensionnement des supports mécaniques de fixation, qui vont maintenir et stabiliser les tuyaux PE sur ou sous le pont.

Conclusion générale

Conclusion générale

Par les calculs réalisés au niveau des conduites, des accessoires des réservoirs, des pompes eu autres éléments, il a été établi qu'on pouvait atteindre l'objectif initial désigné et celui de donner l'eau à la population de la daira de Hamam delaa.

Dans cette étude, nous avons mis en valeur une méthodologie qui permet de faire un choix correct du matériau des tuyaux à utiliser. La méthode repose sur une comparaison des différents paramètres hydrauliques, mécaniques, prix, faisabilité, disponibilité, ...etc, de tous les matériaux de tuyau.

Un autre fait important qui sort de la méthode ancienne relatif à la détermination du diamètre économique, est celui de ne pas travailler avec la méthode de Bonin-Bresse, mais de faire appel à la notion de vitesses maximales, données par les constructeurs de tuyaux et les vitesses minimales, qui se calculent, pour éviter la décantation des éléments solides à l'intérieur des tuyaux.

Dans la même foulée des faits nouveaux, on a montré que les pièces spéciales telles que les vannes, les ventouses et les calpets disposent de méthodes scientifiques claires et logiques permettant de faire les bons choix du type, de l'emplacement, du nombre, des diamètres et des pressions.

Nous pensons que la chose la plus importante, dans ce travail est le fait de dimensionner tout le réseau avec le tuyau en poly ethylène PE. Cette étude a montré que le matériau exige des méthodes nouvelles de calculs en matière de PN, de DN et d'épaisseur, et comme il était sensible à la température et aux coups de bélier, qui sont de deux types pour les tuyaux PE, il fallait faire des vérifications de stabilité qui sortent de l'ordinaire.

Nous avons appris qu'il était inconcevables de dimensionner des tuyaux, qu'il soient flexibles ou rigides, sans aborder la notion de la tranchée avec toutes les notions qui vont avec, à l'image de, la profondeur, la largeur, la forme, les charges vives, les charges mortes.

Afin de concrétiser ce projet, il faut disposer de :

- 30740 ml de tuyau en PE100 de DN variant entre 315 et 500 mm pour des PN allant de 10 à 16 bars.
- 9 grosses pompes centrifuges multicellulaires de puissances moteurs de plus de 140 Kw.

- 34 vannes de type à passage direct (VPD), accomplissant le rôle de sectionnement et dont les DN varient entre 100 et 400 mm à la PN16 bars.
- 9 vannes PN16, de type soit à soupape, soit à boisseau sphérique, pour accomplir la mission de régulation des débits. Le DN oscillera entre 100 et 150 mm.
- 50 ventouses combinées type V3, de PN variant entre 10 et 25bars, de petit diamètre de l'orifice d'air compris entre 1''/16 et 3''/16 pouces et un grand diamètre de l'orifice d'air variant entre 1 et 8 pouces.

Référence bibliographique

- [1] Dupont A., 1974. Hydraulique Urbaine. Tome 2. Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. 3rd Edition. Editions Eyrolles, Paris, France.
- [2] Thomas D Jordan., 1980. Handbook of gravity-flow water systems for small communities. UNICEF
- [3] Amster K. Howard., 1996. Pipe Bedding and Backfill. Geotechnical Training Manual No. 7. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Geotechnical Services, Denver, Colorado, USA.
- [4] David Stephenson., 1998. Water supply management. Kluwer Academic Publishers
- [5] Robert L Sanks., 1998. Pumping Station Design. 2nd edition, Butterworth - Heinemann, Elsevier.
- [6] Zappe R W., 1999. Valve Selection Handbook Fourth Edition, Gulf Professional Publishing, Houston, Texas; USA
- [7] Moser A P., 2001. Buried Pipe Design 2nd edition, McGraw-Hill, USA
- [8] Frank R S and Joanne D., 2001. Piping and Valves. Technomic Publishing Company, Inc. U.S.A.
- [9] Philip L S., 2004. Valve Handbook. 3rd Edition, McGraw-Hill, USA
- [10] American Water Works Association - AWWA., 2006. PE Pipe-Design and Installation 1st edition, Manual of water supply practices - M55, Denver, USA.
- [11] Instrument Society of America - ISA., 2007. Flow Equations For Sizing Control Valves ISA-75.01.01-2007, USA
- [12] Plastic Pipe Institute - PPI., 2008. Handbook of Polyethylene Pipe. 2nd edition, The plastic pipe institute, USA.
- [13] ACF Action Contre la Faim., 2008. Design, sizing, construction and maintenance of gravity-fed system in rural areas. Module 2 : Principles and sizing of a gravity fed system. ACF International Network. (Pression résiduelle > 10 à 20 m)
- [14] Larry W Mays., 2009. Water distribution systems handbook The McGraw-Hill Companies, USA
- [15] Algérienne DesEaux (ADE),. 2010. Etuded'AvantProjetDétaillédel'AEP descommunesEl Adjiba,Ahnif,AthMansour,M'Chedallah,Chorfa et ladaïra de Mansoura à partir de la station de traitement de Tilesdit. Mémoiregénérald'APS
- [16] Masoneilan Valve Division., 2010. Masoneilan Control Valve Sizing handbook. Bulletin OZ1000 – 7/00, USA
- [17] Groupe CHIALI., 2012. Tubes en PolyEthylène PE Catalogue technique, Algérie.

- [18] Samir Haddad., 2016. Cours Technologie des conduites et accessoires hydrauliques.
Département d'Hydraulique, Master 1 Hydraulique urbaine, Université de Béjaia, Algérie.

Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établis les différentes étapes pour la l'alimentation en eau potable de la commune Hammam Dalaa wilaya de M'sila à partir de la station de pompage SP6 à Elmhira wilaya de B.B.A. Après avoir présenté le site de projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau à l'horizon 2040. Puis nous avons procédé au choix de trois variantes de tracées. Par la suite on a choisi le matériau et le dimensionnement des conduites d'adduction. Nous avons traité aussi la partie pompage, où on a choisi des pompes adéquates pour chaque station. En suite après on passé au dimensionnement des réservoirs, nous avons déterminé tous les accessoires hydrauliques, et leurs dimensionnements. A la fin, on a donné les normes de la pose des conduites.

Mots clés : adduction, accessoire hydraulique, conduite, réservoir, station de pompage.

ملخص

كجزء من مشروع نهاية الدراسة هذا ، قمنا بتأسيس المراحل المختلفة لإمداد مياه الشرب للبلدية حمام ضلعة بولاية المسيلة من محطة ضخ SP6 في ولاية المهير بولاية B.B.A بعد تقديم موقع المشروع ، بدأنا بتقدير الاحتياجات المائية بحلول عام 2040. ثم شرعنا في اختيار ثلاثة أنواع من متغيرات لانجاز المشروع. في وقت لاحق ، تم اختيار المواد وأبعاد قنوات التوريد. كما عالجتنا قسم الضخ ، حيث اخترنا مضخات مناسبة لكل محطة. بعد ذلك، حددنا حجم الخزانات، وحددنا جميع الملحقات الهيدروليكية، وأبعادها. في النهاية ، أعطينا قواعد وضع الأنابيب.

الكلمات الرئيسية: التقريب، ملحق هيدروليكي، الأنابيب، الخزان، محطة الضخ.

Abstract

As part of this end-of-study project, we defined the different stages of drinking water supply for the municipality of Hammam Dalaa, M'sila wilaya, from the SP6 pumping station in Elmhira, wilaya of BBA. After presenting the project site, we began estimating water requirements by 2040. Then we chose three plot variants. Subsequently, the material and sizing of the supply ducts were chosen. We also treated the pumping section, where we chose adequate pumps for each station. Then we decided on the sizing of the tanks, we determined all the hydraulic accessories and their dimensions. In the end, we gave the standards for laying pipes.

Key words: adduction, hydraulic accessory, pipe, tank, pumping station.