

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et Sciences Appliquées

Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude

Présenté par :

➤ M^{lle} ZIOUCHE CHAIMA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Hydraulique**

Option : **Ressources Hydrauliques**

Thème

**« Dimensionnement du réseau d'AEP de la nouvelle ville
Sidi Serhane 7000 logements AADL (Bouinan-Blida) -
Phase A : Système d'Adduction et Station de
surpression ».**

Devant le jury composé de :

Président
Examineur
Encadrant

TAIB Lyes
METAICHE Mehdi
HADDAD SAMIR MCA Encadrant

Année Universitaire 2023/2024



Dédicace

A ce qui ont illuminé mon chemin académique.

Je dédie ce mémoire :

- *A ma mère dont l'amour inconditionnel et la sagesse qui ont été ma boussole dans les moments d'incertitude.*
- *A mon père dont la force et le soutien indéfectible m'ont donné le courage de poursuivre mes rêves.*
- *A mes sœurs, mon petit frère et à mes amis qui ont partagé avec moi des moments de joie, de rire et de soutien inestimables.*

ZIOUCHE CHAIMA



Remercîment

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Tout d'abord, je souhaite adresser ma gratitude à Monsieur HADDAD SAMIR pour sa précieuse guidance, ses conseils éclairés et son soutien constant tout au long de ce projet. Leur expertise et leur disponibilité ont été d'une aide inestimable.

Je souhaite également remercier chaleureusement ma famille pour leur soutien indéfectible, leurs encouragements incessants et leur compréhension tout au long de cette période exigeante. Leurs amours et leurs soutiens ont été ma source de force et d'inspiration.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers mes amis et tous ceux qui ont partagé avec moi des discussions enrichissantes, des moments de détente et des encouragements bienveillants. Leur présence a rendu ce voyage académique encore plus mémorable.

Merci à vous tous pour votre soutien inestimable et pour avoir été à mes côtés à chaque étape de ce parcours.

Avec toute ma gratitude,

ZIOUCHE CHAIMA

Remerciement.

Dédicace.

Table de matières.

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Résumé.

Table des matières

Introduction générale.....1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1. Problématique..... 1

2. Présentation de la zone d'étude 1

3. Situation géographique..... 2

4. La climatologie..... 3

5. Hydrogéologie de toute la zone..... 3

6. Les ressources en eau disponibles 4

7. La situation Topographique..... 5

8. La situation géographique 7

Conclusion..... 9

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction.....10

1. Calcul de la population actuel 10

1.1. Calcul des Besoins..... 10

1.2. Besoins scolaires..... 11

1.3. Les besoins publics et commerciaux 11

1.4. Débit de consommation total 11

1.5. Le Débit maximum journalier 12

1.6. Débit moyen horaire 12

1.7. Débit minimum horaires 13

Tableau 2.4 : Calcul de consommations horaires. 14

Conclusion..... 14

Chapitre III : Les réservoirs

Introduction 15

1. Définition d'un réservoir 15

1.1. Le fonctionnement d'un réservoir	15
2. Le rôle d'un réservoir d'eau	15
3. Classification d'un réservoir [2].....	16
3.1. Par rapport au sol.....	16
3.2. Par leurs formes	16
3.3. Par les matériaux de construction utilisés.....	16
3.4. Situation par rapport à la distribution	16
3.5. Le réservoir rectangulaire semi-enterré.....	17
4. Les réservoirs existants	17
5. Calcul de la capacité des réservoirs.....	18
Conclusion.....	21

Chapitre IV : Réseau d'adduction

Introduction	22
1. Le choix de tracé de l'adduction	23
2. Réseau d'adduction de la zone d'étude	24
3. Le choix de matériau de la conduite.....	36
4. Etude de l'adduction.....	39
4.1. Calcul de vitesse	39
4.2. Calcul des pertes de charges	40
5. Présentation des calculs de notre étude	41
Conclusion.....	42

Chapitre V : Choix de pompe

Introduction	42
1. Choix de pompe	42
2. Calcul de quelques paramètres	44
2.1. Les rendements	44
3. Le choix de pompe de notre projet.....	47
4. Calcul de cavitation	50
5. NOTION SUR L'ETUDE DU COUP DE BELIER DANS LES SYSTEMES DE POMPAGE	52
6. Quelques informations concernant le coup de bélier	55
7. Calcul des différents paramètres	55
8. Analyse du coup de bélier en utilisant la méthode des enveloppes.....	59
9. Les moyens de protection contre le coup de bélier	61
10. Calcul de coup de bélier de notre étude	63

10.1. Calcul des différents paramètres.....	63
Conclusion.....	70

Chapitre VI : Les équipements hydrauliques

Introduction	71
1. Les différents types de vannes.....	71
2. LES VENTOUSES (Air Valves) [1].	74
2.1. Les différents types de ventouses	74
2.2. Choix des ventouses Avant de choisir une ventouse	75
3. L'emplacements des vannes de vidanges et les ventouses dans notre réseau.....	77
3.1. Les vannes de vidanges	78
Conclusion.....	81

Chapitre VII : La pose de conduite

Introduction	82
1. Le tuyau rigide	82
2. Tuyau flexible.....	83
3. Type et distribution du sol	84
3.1. Fondation	84
3.2. Les bases qui ne conviennent pas à la construction des tranchées.	84
4. Lit de pose	85
5. L'enrobage et l'obligation de compactage des tranchées	86
6. Dimensions d'une tranchée	87
6.1. Largeur minimale d'une tranchée	88
6.2. Largeur minimale des tranchées	88
6.2.1 Type de tranchée 1 surlargeur.....	88
6.2.2 Type de tranchée 2.....	89
6.2.3Le type de tranchée 3	89
6.3. Dimensionnement des tranchées	90
6.4. Dimensions des tranchées du projet en cours.....	91
6.5. Dimensions et forme de la tranchée en cas d'intersection avec d'autres réseaux	93
6.6. Détails de la tranchée en cas de franchissement d'un cours d'eau	93
Conclusion.....	94

Conclusion Générale.....	95
--------------------------	----

Référence Bibliographique	96
---------------------------------	----

Liste des figures

FIGURE I.1: SITUATION GEOLOGIQUE DE LA WILAYA DE BLIDA (DRE).....	2
FIGURE I.2: CARTE DE BOUINAN	3
FIGURE I.3: LA CARTE TOPOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	6
FIGURE I.4: LEVER TOPOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	6
FIGURE I.5: CARTE GEOLOGIQUE SIMPLIFIEE DE LA METIDJA	7
FIGURE I.6: COUPE GEOLOGIQUE SCHEMATIQUE DE LA MITIDJA.	8
FIGURE IV.1: ADDUCTION GRAVITAIRE A PARTIR D'UNE SOURCE.	22
FIGURE IV.2: ADDUCTION PAR REFOULEMENT.	22
FIGURE IV.3: LE TRACE D'ADDUCTION DE LA ZONE D'ETUDE.....	23
FIGURE IV.4: IMAGE SATELLITAIRE DE LA 1ERE PARTIE GRAVITAIRE.....	24
FIGURE IV.5: PROFIL EN LONG DE TRACE N°1 "GOOGLE EARTH".	25
FIGURE IV.6: PROFIL EN LONG DE TRACE N°1.	25
FIGURE IV.7: IMAGE SATELLITAIRE DE 1ERE PARTIE REFOULEMENT PAR " GOOGLE EARTH".	26
FIGURE IV.8: PROFIL EN LONG DE LA 1ERE PARTIE REFOULEMENT PAR GOOGLE EARTH.....	29
FIGURE IV.9: PROFIL EN LONG DE LA 1ERE PARTIE REFOULEMENT (R1 SP1 VERS SPS).....	29
FIGURE IV.10: IMAGE SATELLITAIRE DE LA 2EME PARTIE REFOULEMENT SP2- R2 PAR "GOOGLE EARTH".	30
FIGURE IV.11: PROFIL EN LONG TRACE PAR " GOOGLE EARTH".	32
FIGURE IV.12: LE TRACE DE LA 2EME PARTIE REFOULEMENT.....	32
FIGURE IV.13: IMAGE SATELLITAIRE TRONÇON R2-R3.....	33
FIGURE IV.14: PROFIL EN LONG DE LA 2EME PARTIE GRAVITAIRE PAR "GOOGLE EATH"	34
FIGURE IV.15: PROFIL EN LONG DE LA 2EME PARTIE GRAVITAIRE DE NOTRE RESEAU.....	35
FIGURE V.1: ABAQUES POUR LA DETERMINATION DES RENDEMENTS GLOBAUX (RG).....	44
FIGURE V.2: REPARTITION DES PUISSANCES DANS UNE POMPE CENTRIFUGE.	45
FIGURE V.3: DIAMETRE SPECIFIQUE DS VS NS.....	46
Figure V.4: Abaque de vérification de l'usure des pompages.....	46
FIGURE V.5: ABAQUES POUR LA DETERMINATION DES RENDEMENTS GLOBAUX (RG).....	48
FIGURE V.6: CELERITE D'ONDE EN FONCTION DE MATERIAU.	55
FIGURE V.7: (J.P.TULLIS HYDRAULICS OF PIPELINE).....	56
FIGURE V.6: MODUL OF ELASTICITY AND POISSON'S RATIO OF COMMON PIPE MATERIALS.....	55
FIGURE V.8: COUPLE DES MOTEURS ELECTRIQUES AU DEMARRAGE.	57
FIGURE V.9: COUP DE BELIER GRADUEL (ECOULEMENT GRAVITAIRE).	58
FIGURE V.10: COUP DE BELIER BRUSQUE (ECOULEMENT GRAVITAIRE).....	59
FIGURE V.11: COUP DE BELIER GRADUEL (ECOULEMENT PAR POMPAGE).	59
FIGURE V.12: COUP DE BELIER BRUSQUE (ECOULEMENT PAR POMPAGE).....	60
FIGURE V.13: GRAPHE DE COUP DE BELIER GRADUEL ST-R1.	63
FIGURE V.14: GRAPHE DE COUP DE BELIER BRUSQUE SP1-SP2.....	65
FIGURE V.15: GRAPHE DE COUP DE BELIER BRUSQUE SP2-R2.	67
Figure V.16: Graphe de coup de béliet graduel R2-R3.....	68

FIGURE VI.1 : A BOISSEAU CONIQUE.....	71
FIGURE VI.2: A BOISSEA CYLINDRIQUE.	71
FIGURE VI.3: VANNE ROTATIVE A BILLE.....	71
FIGURE VI.4: VANNE ROTATIVE A PAPILLON(BUTTERFLY VALVE).....	72
FIGURE VI. 5 : VANNE A SOUPAPE. FIGURE 38 6.5: VANNE A SOUPAPE.....	72
FIGURE VI.6: VANNE A PASSAGE DIRECT.	72
FIGURE VI. 7 : VANNE A DIAPHRAGME FIGURE 40 6.7: VANNE A DIAPHRAGME.....	73
FIGURE VI.8: VANNE A POINTEAU.	73
FIGURE VI.9: VANNE A PINCEMENT DE TUYAU	73
FIGURE VI.10 : Ventouse à petit orifice.....	75
FIGURE VI.11: Venteuse à Gros Orifices.....	75
FIGURE VI.12: VENTOUSES AVANT DE CHOISIR UNE VENTOUSE.	75
FIGURE VI.13: L'EMPLACEMENT DES VENTOUSES ET VIDANGES SUR LE PROFIL EN LONG.....	78
FIGURE VI.14: L'EMPLACEMENT DES VENTOUSES ET VIDANGES SUR LE PROFIL EN LONG.	79
FIGURE VI.15: L'EMPLACEMENT DES VENTOUSES ET VIDANGES SUR LE PROFIL EN LONG.....	80
FIGURE VI.16: L'EMPLACEMENT DES VENTOUSES ET VIDANGES SUR LE PROFIL EN LONG.	81
FIGURE VII.1: TERMONOLOGIE D' UNE TRANCHEE	83
FIGURE VII.2: DETAILS D'UN TUYAU.	83
FIGURE VII.3: LIT DE POSE.	85
FIGURE VII.3: ZONE D'ENROBAGE.	86
FIGURE VII.5: ZONE DE L'ENROBAGE.	87
FIGURE VII.6: LARGUEUR D'UNE TRANCHEE.....	88
FIGURE VII.7: DETAILS DES SUR-LARGUEURS EN FONCTION DU TYPE DE LA TRANCHEE INCLINEE.	89
FIGURE VII.8: DETAILS DES SUR-LARGUEURS EN FONCTION DU TYPE DE LA TRANCHEE VERTICALE.....	90
FIGURE VII.9: SCHEMA GENERAL DE LA TRANCHEE.....	92
FIGURE VII.10: Schéma de croisement des différents réseaux.....	93

Liste des tableaux

TABLEAU I.1: LES OUVRAGES EXISTANTS SUR LE SITE DE NOTRE ETUDE.....	4
TABLEAU I.2: LES COORDONNEES TOPOGRAPHIQUES.....	5
TABLEAU II.1: CALCUL DES BESOINS SCOLAIRES.	11
TABLEAU II.2: CALCUL DES BESOINS PUBLICS ET COMMERCIAUX.	11
TABLEAU II.3: CALCUL DE DEBIT DE CONSOMMATION TOTAL.....	12
TABLEAU II.4: CALCUL DE CONSOMMATIONS HORAIRES.....	14
TABLEAU III.1: LES RESERVOIRS EXISTANTS DANS LA ZONE DE NOTRE ETUDE.....	17
TABLEAU III.2: LE TYPE,FORME ET FONCTIONNEMENT DES RESERVOIRS EXISTANTS.	18
TABLEAU III.3: DETERMINATION DE LA CAPACITE DE RESERVOIR DE REPRISE.....	19
TABLEAU III.4: DETERMINATION DE LA CAPACITE DE RESERVOIR DE STOCKAGE R3.	20
TABLEAU IV.1: LES COTES DE PREMIER TRONÇON GRAVITAIRE.	25
TABLEAU IV.2: PROFIL EN LONG DE TRACE N1	25
TABLEAU IV.3: LES POINTS DE LA PREMIERE PARTIE REFOULEMENT DE RESEAU D'ADDUCTION.	28
TABLEAU IV.4: LES TRONÇONS DE LA PREMIERE PARTIE REFOULEMENT DE RESEAU D'ADDUCTION.	29
TABLEAU IV.5: LES POINTS DE LA DEUXIEME PARTIE D'ADDUCTION PAR POMPAGE.	32
TABLEAU IV.6: LES TRONÇONS DELA DEUXIEME PARTIE DE REFOULEMENT.	33
TABLEAU IV.7: LES POINTS DE 4EME TRONÇON GRAVITAIRE DE NOTRE RESEAU D'ADDUCTION..	35
TABLEAU IV.8: LES TRONÇONS DE LA DERNIERE PARTIE GRAVITAIRE DE RESEAU D'ADDUCTION.	35
TABLEAU IV.9: TABLEAU D'AIDE A LA SELECTION DES MATERIAUX POUR CONDUITES (TUYAUX).	37
TABLEAU IV.10: AIDE A LA SECTION DES MATERIAUX DE CONDUITES.	38
TABLEAU IV .11: AIDE A LA SELECTION DES MATERIAUX DES CONDUITES (L'AGRESSIVITE PHYSICO-CHIMIQUE).	39
TABLEAU IV.12: LES CARACTERISTIQUES DE TRONÇON A-R1.....	41
TABLEAU IV.13: CARACTERISTIQUES DE TRONÇON SP1-SP2.	41
TABLEAU IV.14: CARACTERISTIQUES DE TRONÇON SP2-R2.....	42
TABLEAU IV.15: CARACTESTIQUES DE TRONÇON R2-R3.	42
TABLEAU V.1: DETERMINATION DE LA PUISSANCE MOTEUR.....	45
TABLEAU V.2: DES VITESSE SPECIFIQUE NS.....	46
TABLEAU V.3: CALCUL DE NOMBRE D'ASPIRATION (M) ET LE NOMBRE DES ROUES EN SERIE	47
TABLEAU V.4 TYPE DE POMPE PAR RAPPORT A LA SPECIFIQUE D'ASPIRATION	50
TABLEAU V.5: TABLE OF TYPICAL OF VALUE OF SUCTION SPECIFIC SPEED N _{SS}	50
TABLEAU V.6: COEFFICIENT D ELASTICITE	55
TABLEAU V.7 : MODUE DE YOUNG E	56
TABLEAU V.8 : COEFFICIENT D'ELASTICITE DE L'EAU (K).....	56
TABLEAU V.9 : COEFFICIENT D'ELASTICITE DE L'EAU (K).....	62
TABLEAU V.10 : MODULE DE YOUNG E.....	62

TABLEAU V.11: LES RESULTATS DE CALCULS DE CB GRADUEL.....	63
TABLEAU V.12: INTERPRETATION DE LA ZONE DE SURPRESSION.	64
TABLEAU V.13: INTERPRETATION DE LA ZONE DE DEPRESSION.....	64
TABLEAU V.14: LES RESULTATS DE CALCULS CB BRUSQUE.....	65
TABLEAU V.15: INTERPRITATION DE LA ZONE DE SURPRESSION.	65
TABLEAU V.16: INTERPRITATION DE LA ZONE DE DEPRESSION.	66
TABLEAU V.17: LES RESULTATS DE CALCUL DE CB GRADUEL.	66
TABLEAU V.18: INTERPRETATION DE LA ZONE DE SURPRESSION.	67
TABLEAU V.19: INTERPRETATION DE LA ZONE DE DEPRESSION.	68
TABLEAU V.20: RESULTAT DE CALCUL DE CB GRADUEL.....	68
TABLEAU V.21: INTERPRETATION DE LA ZONE DE DEPRESSION.....	69
TABLEAU V.22: INTERPRETATION DE LA ZONE DE SURPRESSION.....	69
TABLEAU VI.1: SELECTION DES VANNES SELON LE TYPE DE FONCTION.	74
TABLEAU VI.2: L'EMPLACEMENT ET LES TYPES DE VENTOUSES.	77
TABLEAU VI.3: L'EMPLACEMENT DES VANNES DE VIDANGES DANS LE PREMIER TRONÇON.	78
TABLEAU VI.4: L'EMPLACEMENT DES VANNES DE VIDANGES DANS LE DEUXIEME TRONÇON. ...	79
TABLEAU VI.5: L'EMPLACEMENT DES VENTOUSES DANS LE DEUXIEME TRONÇON.	79
TABLEAU VI.7: L'EMPLACEMENT DES VENTOUSES DANS LE TROISIEME TRONÇON.....	79
TABLEAU VI.6: L'EMPLACEMENT DES VANNES DE VIDANGES DANS TROISIEME TRONÇON.....	80
TABLEAU VI.8: L'EMPLACEMENT DES VANNES DE VIDANGES DANS LE QUATRIEME TRONÇON..	80
TABLEAU VI.9: L'EMPLACEMENT DES VENTEUSES DANS LE QUATRIEME.....	80
TABLEAU VII.1: SUR LARGEUR MINIMALE.	88
TABLEAU VII.2: LES DIMENSIONS GROSSIERES DES TRANCHEES.....	92

Liste des abréviations

AEP : Alimentation en eau potable.

AADL : Agence national de l'amélioration et de développement des besoins.

DRE : direction des ressources en eau.

POP : population.

Hab. : habitant.

DOT : dotation.

CEM : collège d'enseignement moyen

Min: minimum.

Max: maximum.

K max. j : coefficient d'irrégularité maximale

K min. j : coefficient d'irrégularité minimale

QMOY-j : consommation moyenne journalière

Qmax-j : la consommation maximale journalière

L : Longueur

a: célérité de l'onde

CB : Coup de bélier

De : Diamètres extérieur

Di: Diamètres intérieur

e: épaisseur

Vr : capacité résiduelle (m³)

Pmax : Résidu maximum (%).

Qmax : la consommation maximale journalière (m³ /j)

d+d' : la somme de la valeur maximal absolue

μ : Coefficient de Poisson du matériau de la conduit

K : Coefficient d'élasticité du fluide transporté

ρ : Masse volumique du liquide transporté

ID : Diamètre intérieur de la conduite

T : épaisseur

E : Module de Young du matériau de la conduite.

Résumé

A cause de manque d'eau dans la Willaya de Blida, nous avons étudié le projet de réalisation d'un système d'adduction pour l'AADL de 7000 logements situés à SIDI SERHANE -BOUINANE à partir d'un captage d'eau de MAAGTAA LEZRAG.

On a fait dans cette étude un calcul des besoins pour les 35000 habitants, et l'emplacement des trois réservoirs qu'on a choisi (intermédiaire, reprise, stockage) et le calcul d'adduction et la protection de notre réseau d'adduction.

ملخص:

بسبب نقص المياه في ولاية البليدة قمنا بدراسة مشروع انشاء شبكة توصيل المياه لمسكن عدل 7000 مسكن المتواجدة في سيدي سرحان البويانان بالبليدة من مصدر سحب المياه "مقطع لزرق".

في هذه الدراسة قمنا بحساب احتياجات المياه ل 35000 ساكن، وتحديد مواقع خزانات المياه وحساب شبكة التوصيل وحماية الشبكة.

Abstract :

Due to the water shortage in the Blida Province, we have studied a project to establish a water supply system for the AADL with 7000 housing units located in Sidi Serhane - Bouinane, using water from the Maagtaa Lezrag catchment. In this study, we calculated the needs for the 35,000 inhabitants, determined the locations of the three chosen reservoirs (intermediate, intake, storage), calculated the supply, and protected our supply network.

Introduction générale

Introduction générale

L'homme a atteint la richesse grâce à son développement, on parle souvent de l'or et de l'or noir, mais tout cela n'aurait jamais été possible sans l'existence d'une des richesses les plus importantes sur terre, l'eau.

La satisfaction des besoins en eau demeure un défi majeur en Algérie. Il est impératif d'évaluer tant la quantité que la qualité de cette ressource pour répondre aux exigences en eau potable, en agriculture et dans l'industrie. Conscient de cette situation critique et des impératifs de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a entrepris plusieurs initiatives pour y remédier.

L'alimentation en eau potable est un élément essentiel de toute croissance socio-économique durable. Dans cette situation, il est essentiel de concevoir et de mettre en place efficacement un système d'adduction d'eau potable afin de garantir un approvisionnement fiable et de qualité à une population spécifique. Ce mémoire de fin d'études s'intéresse particulièrement à la phase d'adduction, qui est l'une des parties fondamentales de tout système d'alimentation en eau potable.

Parmi ces projets on va étudier, le système d'adduction de 7000 logements d'AADL de Sidi Serhane, qui sont implantés au sud de la nouvelle ville de Bouinan et sont regroupé autour de la route RN37 menant à Chéria.

Ce mémoire est composé de plusieurs chapitres, chacun traitant d'une étape particulière dans la planification et la mise en œuvre du réseau d'adduction. Les chapitres principaux incluent :

- ❖ Présentation de la zone d'étude ;
- ❖ Estimation des besoins ;
- ❖ Les réservoirs ;
- ❖ Le réseau d'adduction ;
- ❖ Choix de pompe ;
- ❖ Les équipements hydrauliques ;
- ❖ Pose de conduite.

En résumant ces différents éléments, l'objectif de ce mémoire est de présenter une approche globale pour concevoir et mettre en place un système d'adduction d'eau potable performant, durable et adapté aux besoins spécifiques de la zone explorée.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre rassemble les différentes données qui permettent la description de la zone de projet. L'objectif de ce chapitre c'est l'étude du site pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet du point de vue géographique, climatique, démographique, et hydraulique, et connaître les ressources en eaux disponibles dans cette zone.

1. Problématique

En Algérie, le problème de la satisfaction d'eau demeure primordial. L'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable (AEP), de l'agriculture et de l'industrie. Face à cette situation préoccupante et aux exigences de progrès que s'imposent le pays en voie de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs projets en ce sens.

Parmi ces projets on va étudier, le système d'adduction et station de surpression de 7000 logements d'AADL de Sidi Serhane, qui sont implantés au sud de la ville nouvelle de Bouinan et sont regroupé autour de la route RN37 menant à Chéria.

2. Présentation de la zone d'étude

La wilaya de Blida est située dans la partie nord du pays, dans la zone géographique du Tell central. Elle compte 25 communes et 10 daïras [1].

La wilaya de Blida s'étend sur une superficie de : 1.478,62 Km² La population est estimée à 1,427 million d'habitants en 2021 La wilaya s'étend au Sud des Wilayas d'Alger et Tipaza suivant un axe Est/Ouest [1].

La Wilaya est limitée :

- ✓ À l'Est, par les Wilayas de Bouira et Boumerdes ;
- ✓ Au Nord, par la Wilaya d'Alger ;
- ✓ Au Nord / Ouest, par la Wilaya de Tipaza ;
- ✓ À l'Ouest, par la Wilaya d'Ain Defla ;
- ✓ Au Sud, par la Wilaya de Médéa [1].



Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Blida [1].

3. Situation géographique

Bouinan est une commune de la wilaya de Blida en Algérie, est située à 4km au nord de AADL Sidi Serhane [2]. Elle s'étend sur une superficie de 2175ha (zone d'urbanisation :1558ha), zone verte projeté :617ha.

Sidi Serhane est situé à proximité de Magtaa Lezreg et du Hammam Melouane [2].

La daïra de Bouinan est située au centre de la wilaya de blida à environs 16km au nord de blida et à environs 34km au sud d'Alger et environs 45km au nord-est de Médéa d'une altitude de 91m [3].

Bouinan est limitée par :

- Au Nord : CHEBLI ;
- A l'Est : Bougara ;
- A l'Ouest : Soumaa ;
- Au Sud : Hammam Melouane.

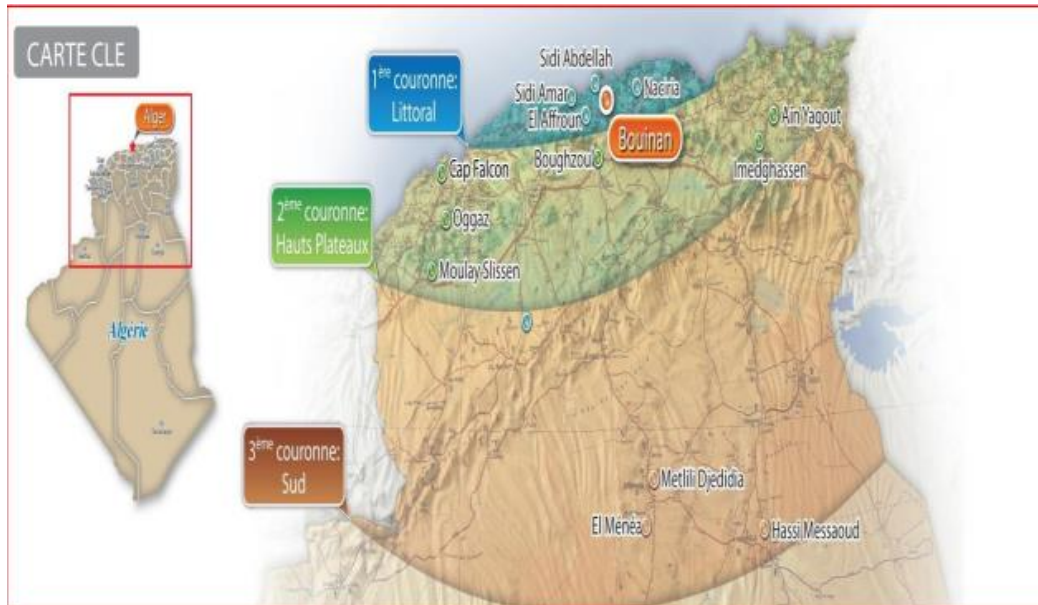


Figure I.2 : Carte de Bouinan [1].

4. La climatologie

La température annuelle moyenne est de 11,5°C en hiver et 33°C en été. Dans les conditions climatiques actuelles, le cumul pluviométrique annuel moyen varie entre 532 mm, à Ben Khellil, au Nord, et 894 mm, à Chréa, dans le Sud.

Les précipitations atteignent leurs apogées en Décembre et Février qui donnent environ 30 à 40% des précipitations annuelles. Inversement, les mois d'été (juin, août) sont presque toujours secs. Les vents dominants sont le vent d'Est et de l'Ouest et le Sirocco en été [1].

5. Hydrogéologie de toute la zone

Hydrogéologie de la ville de Bouinan est constitué de nombreux oueds, ces oueds ont un débit presque nul durant la saison sèche, mais durant la saison des pluies leurs débits augmentent considérablement en charriant des sédiments par des courts d'eau qui la traversent, ce qui la rend une zone de dépôts des sédiments

Les terres sont généralement fertiles, elles sont constituées essentiellement par les alluvions (argile, limons, sables).

Dans le cas des sols hydro morphes une partie importante de ces eaux s'infiltrent dans le sol.

6. Les ressources en eau disponibles

La Wilaya de Blida fait partie de la Région hydrographique « Algérois Hodna Soummam » couvrant les bassins versants des Côtiers algérois, Sébaou, Isser, Soummam et Chott Hodna. Elle fait partie de la région centrale de l'Algérie du Nord considérée comme la plus urbanisée, la plus industrialisée et également la plus riche sur le plan agricole (Sahel, Mitidja dans sa totalité avec les Wilayas limitrophes à la Wilaya de Blida). Donc cela place les ressources en eau au cœur d'une problématique très difficile, les ressources devenant rares et coûteuses pour être mobilisées tant la concurrence est grande pour satisfaire les besoins en eau de l'agriculture, l'industrie et l'AEP. [1].

D'après les données collectées par la DRE voici quelque ouvrage existant sur le site d'étude :

Tableau I.1 : les ouvrages existants sur le site de notre étude [1].

L'ouvrage	Coordonnées DMS			Coordonnées décimales		Année de réalisation
	X	Y	Z(m)	X (latitude)	Y (longitude)	
Station de traitement (Magtaa Lazreg)	36°28'14,71N	3°00'43,86E	215	36°472544440	3,005877777	2003
Station de pompage Magtaa Lazreg (Bâche 300)	36°28'24,73N	3°00'54,06E	272	36°473536110	3,006869444	2019

❖ Remarque

D'après les informations collecter par la DRE notre zone d'étude elle est alimenter par les forages de la nouvelle ville bouinan et le captage de Magtaa Lezrag , Transfert à partir du Magtaa Lazrag vers Sidi Serhane (Bouinan) : total 5000 m3/jour.

❖ La nouvelle ville de Bouinan [1]

Actuellement, la ville nouvelle de Bouinan est alimentée en eau potable à partir de deux (02) systèmes A et B. le troisième système est en cours de réalisation.

1-Le premier système concerne de la zone Ouest de la ville (quartier A, 10000 logements). Il est composé de :

- Un champ de captage de six (06) forages (F1, F2, F3, F4, F6 et F7).
- Des conduites de collecte DN160 PEHD, reliées aux conduites principales DN200, DN315 et DN400 PEHD.
- Un réservoir R500 m3 et une station de pompage.
- Une conduite de refoulement DN400 PEHD.
- Un réservoir de stockage et de distribution R3000 m3.

- Une conduite de distribution DN500 PEHD.

2-Le deuxième système concerne la zone centre et Est de la ville (quartier B et C, 35000 logements). Il est composé de :

- Un champ de captage de huit (08) forages (F1, F2, F3, F4, F5, F6, F7 et F8).
- Les conduites des forages (F5, F6, F7 et F8) sont reliées à la conduite principale DN400 PEHD et (F1, F2, F3) reliés à une autre conduite principale DN400 PEHD.

Ces deux conduites se rejoignent, ainsi que celle du forage F6, à l'extrémité amont de la conduite principale DN730 PEHD [1].

- Un réservoir R2000 m3 et une station de pompage.
- Une conduite de refoulement DN710 PEHD.
- Un réservoir de stockage R2x5000 m3.
- Une conduite de distribution DN500 PEHD.

b-Le réservoir R2000 m3 du 3eme système, non réalisé actuellement, servira à alimenter d'une part, le quartier B avec les R2x5000 m3 et, d'autre part, l'étage supérieur de la ville nouvelle, les 4500 logements AADL de Hsainia.

3-Le troisième système qui concerne l'alimentation en eau de Sidi Serhane (7000 logements), situé au sud de Bouinan [1].

❖ **Remarque :**

La DRE est au cours de réalisation d'un nouveau projet de la station de dessalement Fouka (Tipaza), pour renforcer le réseau d'adduction de SIDI SERHANE R30000m³ (Hesainia) va distribuer l'eau vers le réservoir de 5000m³ et ce dernier va distribuer l'eau jusqu'à R 1000 m³.

7. La situation Topographique

Les relevés topographiques de notre zone relevé entre 200mm à 700 mm , on va utilisé ces relevé pour le positionnements des réservoirs.

Voici les coordonnées topographiques de notre zone d'étude :

Tableau I.2 : Les coordonnées topographiques par (Google earth pro).

	A	B	C	D
X (Est)	3.017212° E	3.017212°E	3.018343° E	3.017212°E
Y (Nord)	36.487111°N	36.487111°N	36.486733°N	36.487111°N

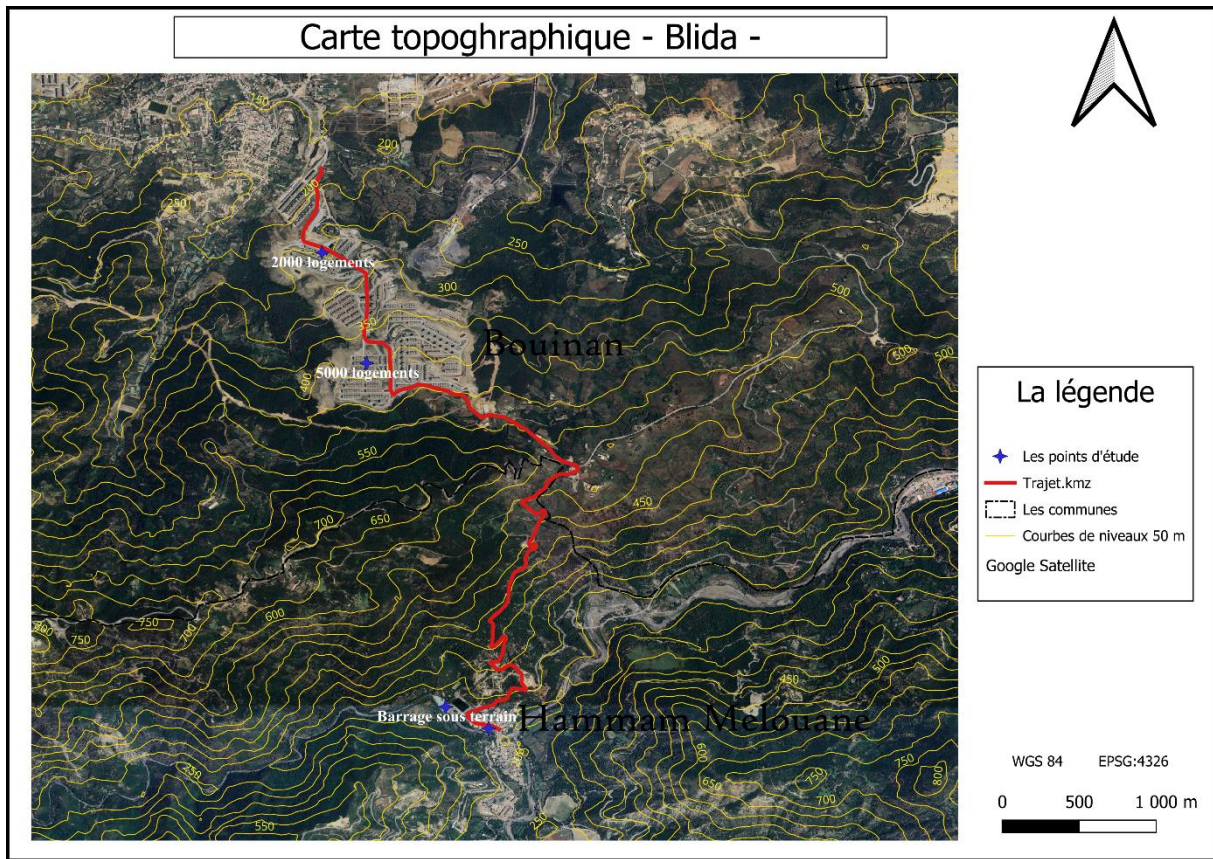


Figure I. 3 : carte topographique de la zone d'étude

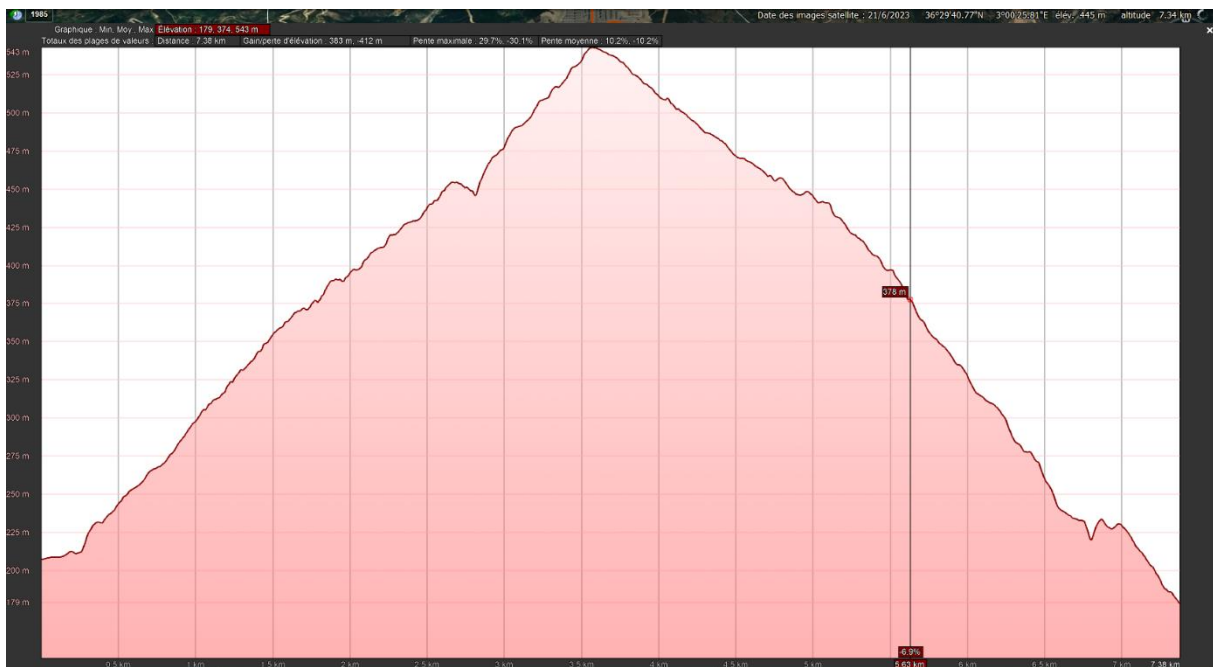


Figure I.4 : lever topographique de la zone d'étude

8. La situation géographique

Notre zone d'étude est située dans la plaine de la Mitidja, qui se trouve géographiquement dans la localité de Bouinane, une commune de la wilaya de Blida. La Mitidja, située au nord de l'Algérie et au sud d'Alger, est une plaine fertile où l'agriculture prospère, notamment avec la culture des agrumes, des vignobles, des arbres fruitiers et du fourrage. Cependant, l'urbanisation croissante prive progressivement ces terres de leur vocation agricole. Les principales villes de cette région sont Blida et Boufarik [1].

❖ CARTE DE LA MITIDJA

Une carte de la Mitidja est présentée ci-après :

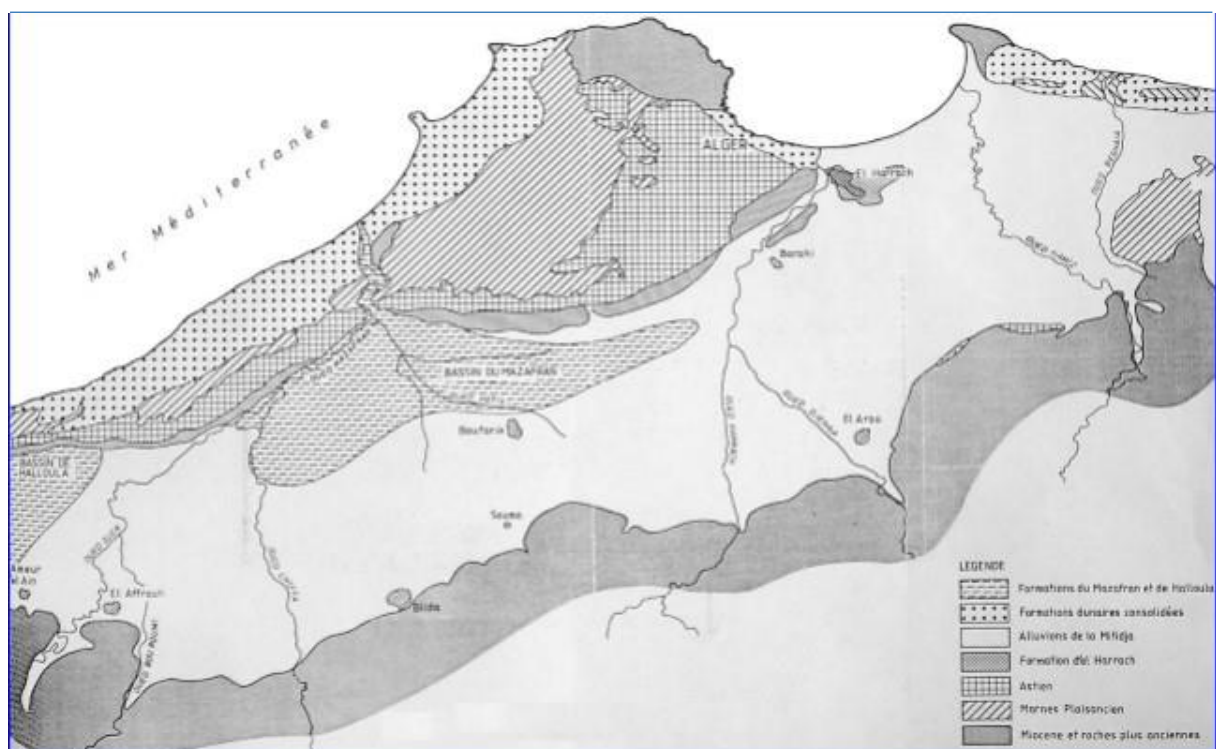


Figure I.5 : Carte géologique simplifiée de la Mitidja.

❖ STRUCTURE TECTONIQUE ET MORPHOLOGIQUE

La plaine de la Mitidja est une zone d'affaissement permanent depuis le Miocène bordée de deux blocs positifs ascendants constitués par l'Atlas et le Sahel (voir coupe géologique ci-après). [1].

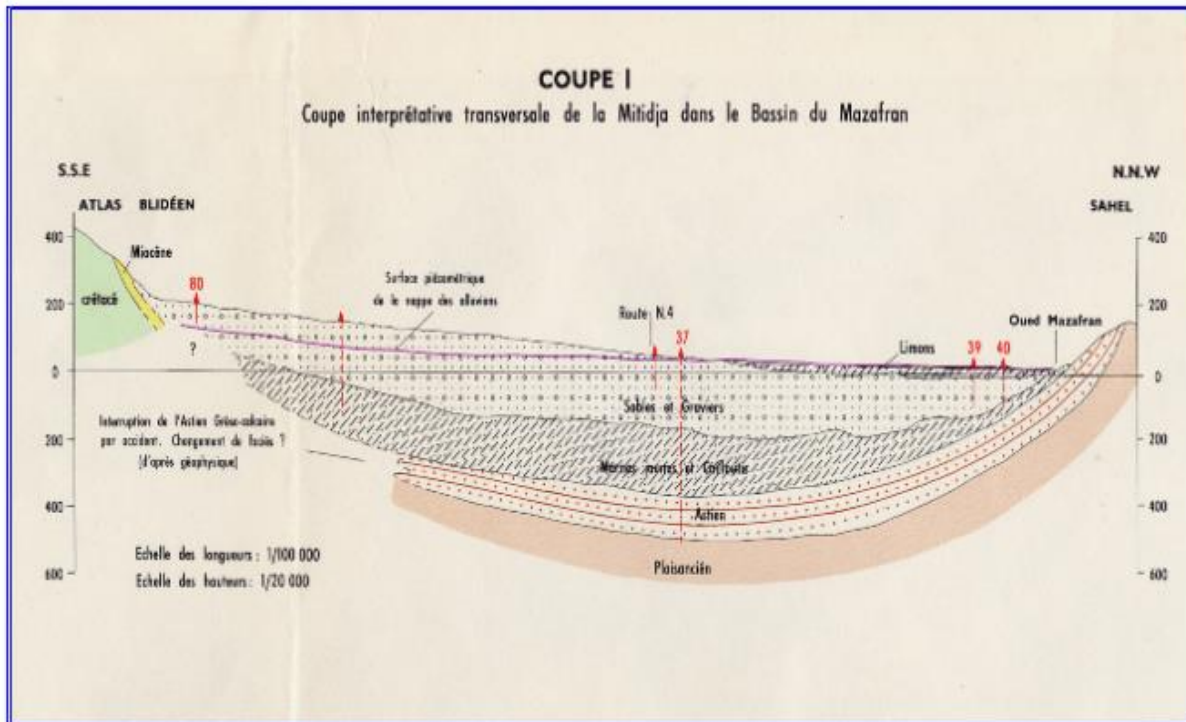


Figure I. 6 : Coupe géologiques schématisée de la Mitidja (carte hydrogéologique).

L'affaissement de la Mitidja provoque une subsidence continue. L'axe de subsidence orienté est parallèle au Sahel (Halloula–Mazafran – Harrach).

Les particularités tectoniques régionales sont bien apparentes d'un point de vue morphologique, elles individualisent plusieurs secteurs [1] :

- L'Atlas aux reliefs escarpés et aux oueds encaissés, est le siège d'une érosion active ;
- Le piémont ancien de l'Atlas blidéen se superpose à une zone en déséquilibre tectonique situé entre un bloc ascendant et une aire de subsidence. Du fait d'une élévation continue du piémont qui se transforme peu à peu en reliefs par rapport au reste de la plaine, il en résulte un encaissement des oueds dans le piémont [1] ;
- La plaine limoneuse se superpose à l'axe de subsidence. Elle représente un niveau de base des oueds en constant affaissement. Les oueds sont à la recherche d'un niveau de base fuyant difficilement rattrapé par un alluvionnement à caractère hydromorphe [1] ;
- Le Sahel limite au Nord l'aire de subsidence.

❖ FORMATION GEOLOGIQUE :

Le remplissage de la plaine de la Mitidja depuis le Miocène se caractérise par une grande hétérogénéité verticale et latérale des dépôts sédimentaires sous l'action conjuguée de facteurs

tectoniques (jeu des failles et phénomène de subsidence) et climatiques. Les principales formations géologiques reconnues dans la Mitidja, sont les suivantes [1] :

- PLIOCENE MARIN ;
- PLIOCENE CONTINENTAL ;
- QUATERNAIRE.

Conclusion

Dans ce chapitre on a rassemblé les différentes données qui permettent la description générale de notre zone d'étude, pour bien connaître des caractéristiques de lieu.

Chapitre II
Estimation des besoins

Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'adduction en alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite un calcul prévisionnel de la population de la zone d'étude, pour calculer l'estimation des besoins domestiques en eau potables. Le débit final de dimensionnement c'est la somme des besoins des différents équipements (scolaires, sanitaires, socioculturels, commerciaux, administratifs...etc.). Plus les volumes de fuites occasionnées lors de la desserte, le dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable, concernera dans l'ordre des ouvrages de captage, les stations de pompages et les ouvrages de stockages (les réservoirs) et les conduites de réseau d'adduction.

1. Calcul de la population actuel

D'après les données de la Direction des Ressources en Eau (DRE) de Blida, le nombre moyen de personnes pour chaque logement c'est 5 personne.

$$N = \text{Nombre de logement} \times 5 \text{ personne}$$

$$N = 7000 \times 5 = 35000 \text{ habitants}$$

1.1. Calcul des Besoins

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{\sum Ni \times Di}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

$$D : 150 \text{ l/j}$$

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{35000 \times 150}{1000} \text{ m}^3/\text{j} = 5250 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 5250 \text{ m}^3/\text{j}$$

1.2. Besoins scolaires

Tableau II.1 : Calcul des besoins scolaires

Les équipements	La surface	Dotation (l/j/m ²)	Besoin (m ³ /j)
Primaire 1	2788 m ²	4	11,152
Primaire 2	2000 m ²	4	8
Primaire 3	3500 m ²	4	14
Primaire 4	3500 m ²	4	14
Primaire 5	3800 m ²	4	15,2
CEM 1	6222 m ²	4	24,888
CEM 2	5500 m ²	4	22
LYCEE	9500 m ²	4	38
Total			147,24

Tableau II.2 : Calcul des besoins publics et commerciaux.

Les équipements	La surface	Dotation (l/j/m ²)	Besoin (m ³ /j)
Centre de santé	2000 m ²	5	10
La Mosquée	4300 m ²	5	21,5
Bibliothèque	3000 m ²	5	15
Maison de jeune	3000 m ²	5	15
Le Marché	5000 m ²	5	25
La brigade	4000 m ²	5	20
Total		106,5	

1.3. Débit de consommation total

$$Q_{\text{moyj T}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{sco}} + Q_{\text{com}}$$

Tableau II.3 : Calcul de débit de consommation total.

Les équipements	Besoins (m ³ /j)
Domestique	5250
Scolaire	147,24
Public et commerciaux	106,5
TOTAL	5503,74

1.4. Le Débit maximum journalier

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

$$Q_{\max j} = 1,3 \times 5503,74$$

$$Q_{\max j} = 7154,862 \text{ m}^3 /j$$

1.5. Débit moyen horaire

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

$$K_{\max h} = (\alpha_{\max} \times \beta_{\max})$$

Et α_{\max} : entre 1,2 _ 1,6.

$$K_{\max h} = (1,3 \times 1,175)$$

$$K_{\max h} = 1,527$$

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

$$Q_{\max h} = 1,527 \times (7154,862 / 24)$$

$$Q_{\max h} = 455,228 \text{ m}^3/h = 82,81 \text{ l/s}$$

1.6. Débit minimum horaire

❖ Calcul de β_{min}

$$(50000-20000) \longrightarrow (0,6-0,5)$$

$$(35000- 20000) \longrightarrow (\beta_{min} - 0,5)$$

$$30000 \longrightarrow 0,1$$

$$15000 \longrightarrow \beta_{min} - 0,5$$

$$0,05 \longrightarrow \beta_{min} - 0,5$$

$$\beta_{min} = 0,05 + 0,5$$

$$\beta_{min} = 0,55$$

$$Q_{minh} = [K_{minh} \times Q_{moyh}] \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$K_{minh} = (\alpha_{min} \times \beta_{minh})$$

$$\alpha_{min} = 0,6$$

$$\beta_{min h} = 0,55$$

$$K_{min h} = 0,6 \times 0,55 = 0,33$$

$$Q_{min h} = 0,33 \times (7154,862 / 24)$$

$$Q_{min h} = 98,379 \text{ (m}^3\text{/h)} = 27,327 \text{ l/s}$$

Tableau II.4 : Calcul de consommations horaires.

Heure	Consommation horaire de l'Agglomération $Q_{maxj} = 7155m^3/j$		Consommation cumulé %	
00-01	1.5	107.325	1.5	107.325
01-02	1.5	107.325	3	214.65
02-03	1.5	107.325	4.5	321.975
03-04	1.5	107.325	6	429.3
04-05	2.5	178.875	8.5	608.175
05-06	3.5	250.425	12	858.6
06-07	4.5	321.975	16.5	1180.575
07-08	5.5	393.525	22	1574.1
08-09	6.25	447.1875	28.25	2021.2875
09-10	6.25	447.1875	34.5	2468.475
10-11	6.25	447.1875	40.75	2915.6625
11-12	6.25	447.1875	47	3362.85
12-13	5	357.75	52	3720.6
13-14	5	357.75	57	4078.35
14-15	5.5	393.525	62.5	4471.875
15-16	6	429.3	68.5	4901.175
16-17	6	429.3	74.5	5330.475
17-18	5.5	393.525	80	5724
18-19	5	357.75	85	6081.75
19-20	4.5	321.975	89.5	6403.725
20-21	4	286.2	93.5	6689.925
21-22	3	214.65	96.5	6904.575
22-23	2	143.1	98.5	7047.675
23-24	1.5	107.325	100	7155
Totale	100%	7155		

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les déferents besoins en eau de notre AADL situé à SIDI SERHANE.

D'après les résultats trouvés en considère que les besoins en eau sont **7155 m³/j** soit presque **455.228 m³/h= 82.81 l/s**.

Chapitre III
Les réservoirs

Introduction

Dans tout système d'adduction d'eau potable, les réservoirs jouent un rôle très important en assurant le stockage, la régulation et la distribution efficace de l'eau. Le choix des types de réservoirs et de leurs emplacements revêt donc une importance capitale dans la réalisation la d'un réseau d'alimentation en eau potable.

Les réservoirs ont plusieurs formes et ils peuvent être construits à partir de différents matériaux, en fonction des besoins spécifiques du projet, des contraintes géographiques, topographiques et environnementaux, ainsi que des exigences de volumes de stockage.

Ils peuvent être situés à des emplacements stratégiques le long du réseau pour assurer une distribution équilibrée de l'eau et répondre aux demandes des utilisateurs.

1. Définition d'un réservoir

Les réservoirs d'eau ou ouvrages de stockage sont des ouvrages destinés à stocker temporairement de l'eau en attendant sa distribution. Ils permettent de réguler le débit d'eau et son réservoir est dimensionné pour reprendre la consommation d'eau du réseau pour une période de vingt-quatre heures (24H). On peut citer les réservoirs suivants [4] :

1.1. Le fonctionnement d'un réservoir

Le principe de fonctionnement est le suivant :

- **Captage** : l'eau est pompée soit des nappes, soit stations de traitement ou d'un réservoir par un gros moteur suivant un large tuyau.
- **Stockage** : l'eau captée à l'aide des pompes est utilisée pour remplir le réservoir situé en haut. Cette eau constitue une importante retenue ou réserve.
- **Distribution ou l'alimentation** : le réservoir étant en hauteur, l'eau sort de ce réservoir avec une pression constante et alimente les tuyaux les agglomérations [4].

2. Le rôle d'un réservoir d'eau

Tous les réseaux d'adduction et de distribution. Leur fonction principale est de stocker l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et de la restituer lorsque la consommation en devient plus élevée que la production. [4] :

- D'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production ;
- Restituer l'eau lorsque la consommation en devienne supérieure à la production ;

- Réguler la pression et le débit de l'eau entre la phase de production et de consommation ;
- Il permet aussi la séparation du réseau de distribution vis-à-vis du réseau de refoulement ;
- Assurer la distribution d'eau dans les agglomérations ;
- Assurer l'entretien et la maintenance dans les stations de pompage.

3. Classification d'un réservoir [5]

3.1. Par rapport au sol

- Réservoirs posés sur le sol ;
- Réservoir légèrement enterrés (semi-enterré) ;
- Réservoirs surélevés (château d'eau) ;
- Réservoirs souterrains.

3.2. Par leurs formes

- Circulaire : le plus économique ;
- Rectangulaire, carré, ou de forme irrégulière : si la considération d'encombrement est prépondérante (ex : nécessité de loger le volume maximal dans la surface disponible).

3.3. Par les matériaux de construction utilisés

- Maçonnerie ;
- Béton armé ;
- Béton précontraint ;
- Béton précontraint ;
- Acier ;
- Plastiques.

3.4. Situation par rapport à la distribution

- Réservoir en charge sur le réseau ;
- Réservoir nécessitant une surpression [5].

3.5. Le réservoir rectangulaire semi-enterré

- La section rectangulaire est surtout adoptée pour les réservoirs de grande capacité ;
- Plusieurs étages sont possibles, les niveaux supérieurs étant alimentés par pompage et affectés, par exemple, à l'alimentation en période de pointe ;
- Ils seront exécutés en béton armé ordinaire ou précontraint [5].

4. Les réservoirs existants

D'après les données de la DRE de blida voici les réservoirs existants dans notre zone d'étude :

Tableau III.1 : les réservoirs existants dans la zone de notre étude [1]

L'ouvrage	Coordonnées DMS			Coordonnées décimales		Année de réalisation
	X	Y	Z(m)	X (latitude)	Y (longitude)	
R100m ³	36°28' 21,16N	3°00'46,19E	275	36,472544440	3,005877777	1991
R250 m ³	36°29' 11,16N	3°02'48,38E	192	36,486555550	3,036433333	1991
R250 m ³	36°29' 11,60 N	3°03'01,76E	229	36,486555550	3,053222222	1991
R250 m ³	36°29'58 ,05N	3°03'48,20E	238	36,499458330	3,066125000	2001
R2×250 m ³	36°28'18 ,31N	3°00'43,92E	260	36,471752770	3,005086111	1991
R400 m ³	36°31'04,56N	3°04'37,57E	167	36,517933330	3,067933333	1970
R2000 m ³	36°28'22,58N	3°00'45,78E	285	36,473858330	3,006272222	2017

Tableau III.2 : le type, forme et fonctionnement des réservoirs existants [1].

Stockage	Forme	Type	Matériaux	Fonctionnement
Réservoir 100 m ³	Rectangulaire	Semi -enterré	Béton armé	Magtaa lazreg
Réservoir 250 m ³	Rectangulaire	Semi -enterré	Béton armé	Hammam melouane
Réservoir 250 m ³	Rectangulaire	Semi -enterré	Béton armé	Bordj-H.melouane
Réservoir 250 m ³	Rectangulaire	Semi -enterré	Béton armé	Tahamoult
Réservoir 2×250 m ³	Rectangulaire	Semi- enterré	Béton armé	Magtaa lazreg – hammam melouane
Réservoir 400 m ³	Rectangulaire	Semi -enterré	Béton armé	Cité nouvelle
Réservoir 2000 m ³	Rectangulaire	Tampon	Béton armé	Magtaa lazreg
Réservoir 250 m ³	Rectangulaire	Semi- enterré	Béton armé	Magtaa lazreg

❖ Les réservoirs existants dans les environs de la zone

D'après la DRE de blida il existe un seul réservoir R1000m³ en d'hors de notre zone d'étude, ce réservoir il est au cours de réalisation pour un nouveau projet de la station de dessalement Fouka (Tipaza), pour renforcer le réseau d'adduction de SIDI SERHANE [1].

R30000m³ (Hesainia) va distribuer l'eau vers R 5000m³ et ce dernier distribue vers R 1000 m³.

5. Calcul de la capacité des réservoirs

❖ Premier réservoir R1

Ce réservoir est considéré comme un réservoir intermédiaire, qui est placé dans un point qui assure généralement alimentation gravitaire d'une partie du notre réseau d'adduction [8].

Pour calculer la capacité de ce réservoir on a pris la loi de A. Dupont :

$$q = Q_0 - \frac{Q_0 \times t}{9000}$$

Le volume d'eau dv écoulé pendant un dt sera de :

$$dv = (Q_0 - \frac{Q_0 \times t}{9000}) dt$$

En intégrant de 0 à 9000 s on trouve :

Notre débit $Q = 0,082 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V = \frac{0,082 \times 9000}{2}$$

$$V = 396 \text{ m}^3$$

Donc la capacité de **R1 = 400 m³**

❖ **Deuxième réservoir :**

Les réservoirs de reprise sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe d'eau à partir des stations de pompage [8].

$$V = Q_{\max} h \times T$$

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.

Tableau III.3 : Détermination de la capacité de réservoir de reprise.

Station de reprise	Débit de reprise (m ³ /h)	Temps de sécurité (h)	Capacité calculé (m ³)	Capacité de réservoir projeté (m ³)
SP2	455.228	2h30	1047.02	1500

❖ **Troisième Réservoir R3**

Ce réservoir est considéré comme un réservoir de stockage et qui termine le réseau d'adduction. Et pour déterminer la capacité de ce réservoir par la méthode analytique [8].

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

$$Vr = \frac{P_{\max} \times Q_{\max j}}{100}$$

V_r : capacité résiduelle (m³)

P_{max} : Résidu maximum (%).

Q_{max} : la consommation maximale journalière (m³ /j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

Tableau III.4 : Détermination de la capacité de réservoir de stockage R3.

Heure	Apport %	Consommation %	Consommation Cumulé %	Apport Cumulé %	Les différentes
					entre les cumulé %
0-1	4,167	1,5	1,5	4,167	2,667
1-2	4,167	1,5	3	8,334	3,834
2-3	4,167	1,5	4,5	12,501	8,001
3-4	4,167	1,5	6	16,668	10,668
4-5	4,167	2,5	8,5	20,835	12,335
5-6	4,167	3,5	12	25,002	13,002
6-7	4,167	4,5	16,5	29,169	12,669
7-8	4,167	5,5	22	33,336	11,336
8-9	4,167	6,25	28,25	37,503	9,253
9-10	4,167	6,25	34,5	41,67	7,17
10-11	4,167	6,25	40,75	45,837	5,267
11-12	4,167	6,25	47	50,004	3,004
12-13	4,167	5	52	54,171	2,171
13-14	4,167	5	57	58,338	1,338
14-15	4,167	5,5	62,5	62,505	0,005
15-16	4,167	6	68,5	66,667	-1,833
16-17	4,167	6	74,5	70,839	-3,661
17-18	4,167	5,5	80	75,006	-4,994
18-19	4,167	5	85	79,173	-5,827
19-20	4,167	4,5	89,5	83,34	-6,16
20-21	4,167	4	93,5	87,507	-5,993
21-22	4,167	3	96,5	91,674	-4,826
22-23	4,167	2	98,5	95,841	-2,659
23-24	4,16	1,5	100	100	0
Σ	100	100	/	/	/

❖ **Calculer volume de réservoir :**

$$V_r = \frac{d+d'}{100} Q_{maxj} + V_{inc} = \frac{13,002+5,993}{100} \times 7155 + 120 = 1479,45 \text{ m}^3.$$

d+d' : la somme de la valeur maximal absolue.

Volume normalisé de 1500m³.

Conclusion

Dans ce chapitre on a cité les différents types des réservoirs avec leurs formes et le fonctionnement de chaque type avec la méthode de calculs de capacités par rapport à leurs types, dans notre étude on a bien choisi l'emplacement de chaque réservoir de notre projet. On a implanté un réservoir intermédiaire et un réservoir de reprise et finalement un réservoir de stockage.

Chapitre IV
Réseau d'adduction

Introduction

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution. [6]

On distingue généralement deux types d'adduction :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement.

❖ Adduction gravitaire

Quand la cote de point de départ (la source) est supérieure à la cote de point d'arrivé de la conduite [6].

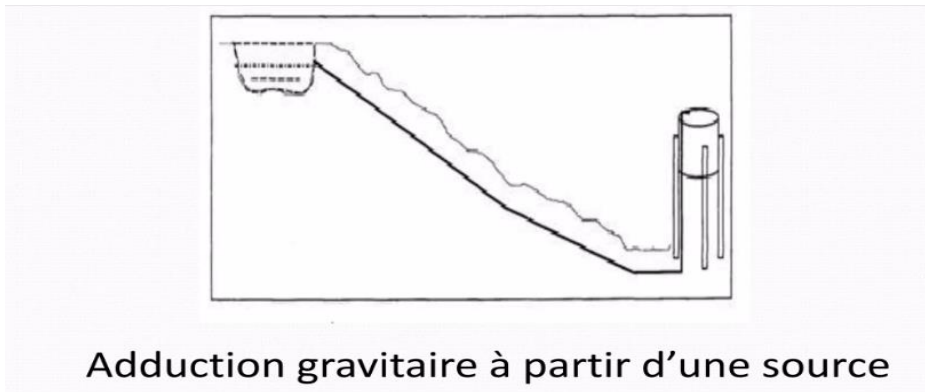


Figure IV.1 : Adduction gravitaire à partir d'une source

❖ Adduction par pompage

Par pompage, en utilisant une station de pompage. C'est quand la cote de niveau de départ est inférieur à la cote de point d'arrivé de la conduite ce qui nous oblige à utiliser une station de pompage [6].

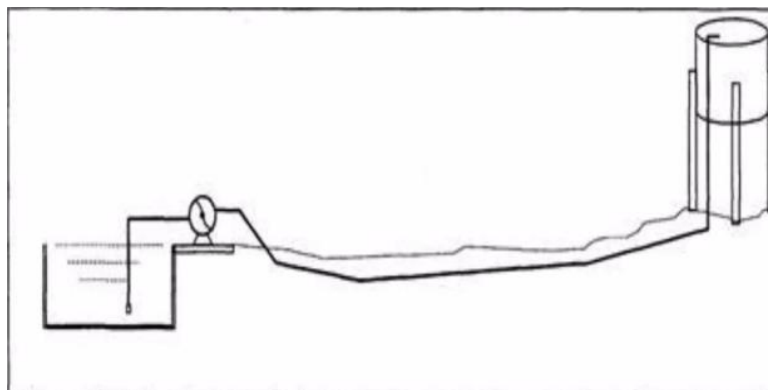


Figure IV.2 : Adduction par refoulement.

1. Le choix de tracé de l'adduction

Pour faire un tracé d'adduction il faut respecter quelques critères techniques et économiques [7]:

- Eviter les terrains privés et agricoles ;
- Suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux ;
- Le tracé doit être le plus court possible entre la source et le réservoir ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Chercher un tracé plus proche de la route, pour faciliter l'alimentation de chantier, et la réparation en cas d'en panne ;
- Eviter les contre pentes ;
- Choisir le tracé le plus court, pour minimiser le prix des conduites.

A l'aide de logiciel « Google Earth » on a défini le tracé d'adduction de notre étude.

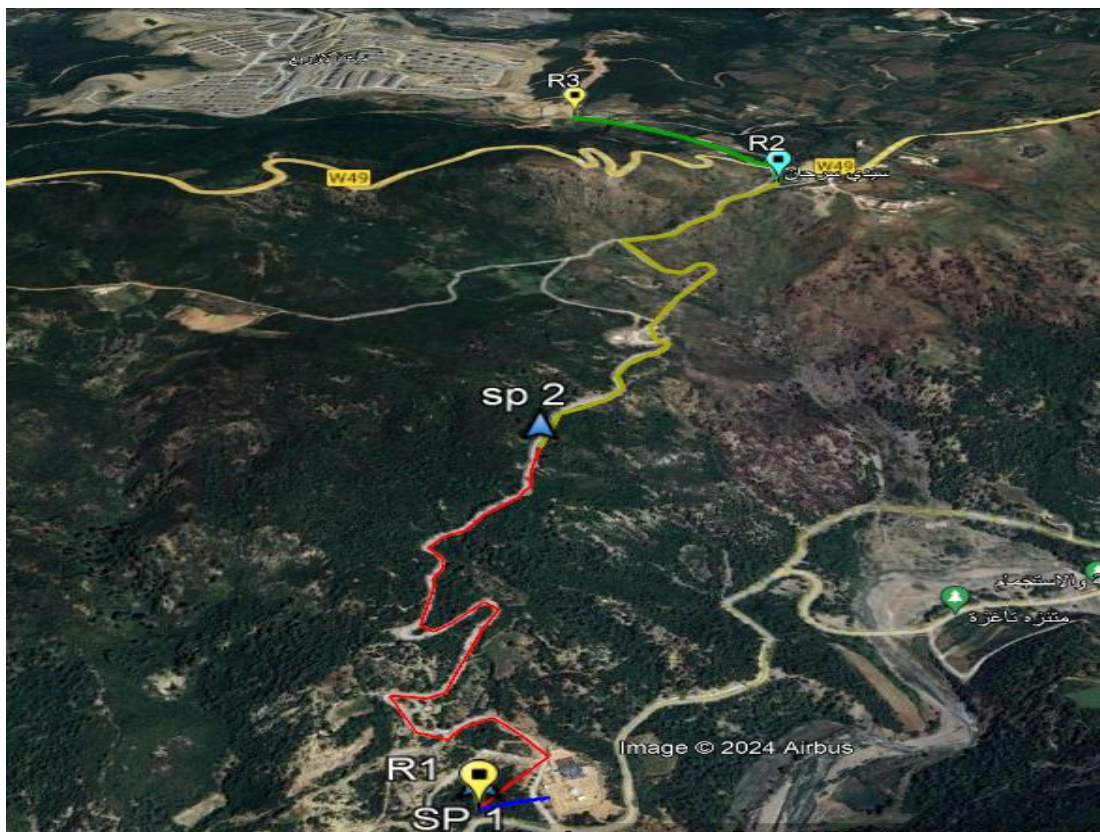


Figure IV.3 : le tracé d'adduction de la zone d'étude.

2. Réseau d'adduction de la zone d'étude

Cette étude sert à alimenter l'AADL de 7000 logements de SIDI SERHANE à partir de la station de traitement de MAGTAA LAZRAG.

Avant d'entamer le réseau d'adduction, on a cherché l'emplacement favorable des réservoirs

Qui sont :

- R1 réservoir intermédiaire 400m³ implanté dans la cote 162m ;
- R2 réservoir de reprise m³ implanté dans la cote 542m ;
- R3 réservoir de stockage 1500 m³ implanté dans la cote 482m.

❖ Premier Tronçon gravitaire

Ce tracé montre la première partie Gravitaire de notre réseau d'adduction, la station de traitement est située dans la cote 274m, d'après DRE Blida, cette station a une capacité de 200 l/s.

Le réservoir intermédiaire de 400 m³ est implanté à la cote 262m, la distance entre la station de traitement et R1 est de 96m.



Figure IV.4 : Image satellitaire de la 1^{ère} partie gravitaire de notre réseau d'adduction.

Tableau IV.1 : les cotes de premier tronçon gravitaire

Point	A	R1
La cote (m)	162	275

Tableau IV.2: Profil en long de tracé N1

Tronçon	A-R1
La longueur (m)	96

❖ Le profil en long



Figure IV. 5 : profil en long de tracé N°1 par « Google Earth ».

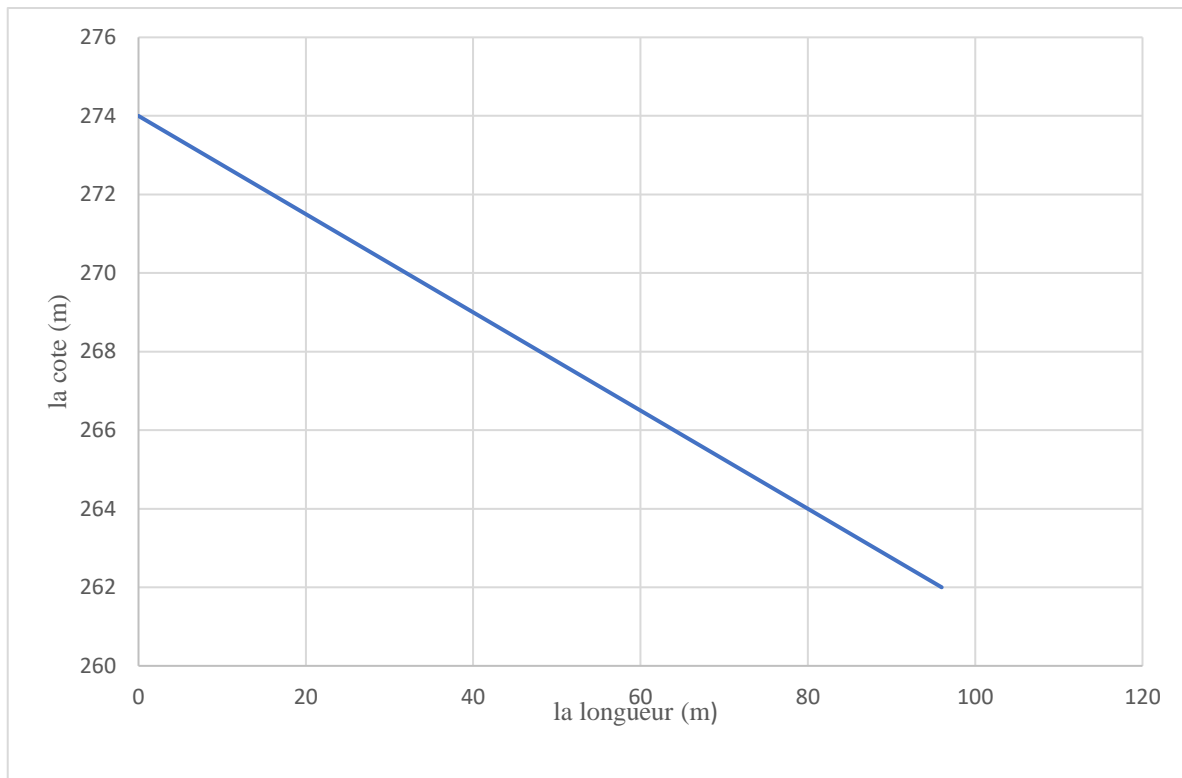


Figure IV. 6 : Profil en long de tracé N°1

D'après le Profil en long de tracé N°1 en remarque que l'eau s'écoule gravitairement de la station de traitement placé a la cote 274m vers le 1^{er} réservoir intermédiaire 400m³ implanté dans la cote 162m.

❖ **Deuxième Tronçon partie refoulement de R1 SP1 vers SP2**

Ce deuxième tracé montre la première partie refoulement de notre réseau d'adduction (SP1 – SP2).

On a implanté deux stations de pompage (SP1 et SP2), SP1 situé à la cote 262m refoule vers la 2^{ème} station de pompage SP2 placé à la cote 409m, la longueur entre SP1 et SP2 est de 1,39km.

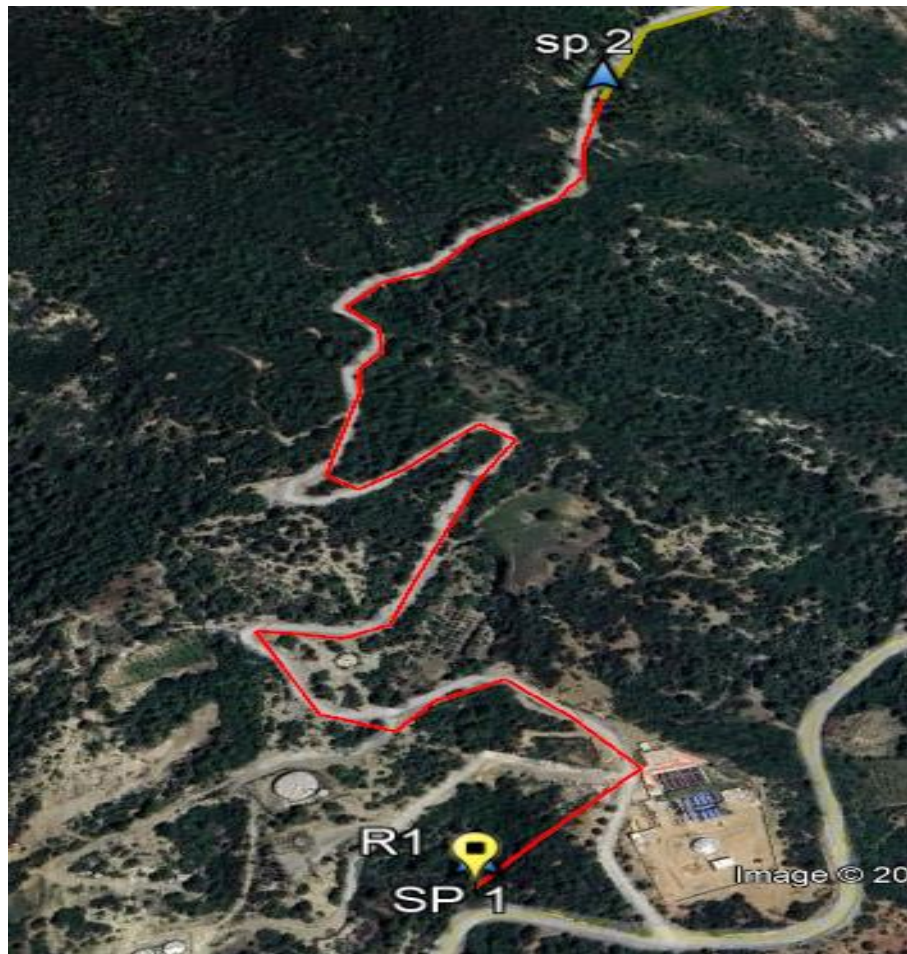


Figure IV. 7 : Image satellitaire de 1^{ère} partie refoulement par « Google Earth ».

- ❖ Profil en long
- ❖ La première partie refoulement (SP1 vers SP2)

Tableau IV.3 : les points de la première partie refoulement de réseau d'adduction.

Profil en long	
Point	La cote (m)
SP1	265
1	283
2	291
3	298
4	303
5	302
6	308
7	319
8	323

9	324
10	340
11	346
12	349
13	356
14	359
15	365
16	371
17	372
18	374
19	375
20	380
21	386
22	388
23	391
24	394
25	395
26	399
SP2	409

Tableau IV.4 : les tronçons de la première partie refoulement de réseau d'adduction.

Profil en long			
Tronçon	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Longueur partielle (m)
R1 SP1- 1	262	283	123
1-2	283	291	59
2-3	291	298	55
3-4	298	303	43
4-5	303	302	33
5-6	302	308	44
6-7	308	319	86
7-8	319	323	50

8-9	323	324	26
9-10	324	340	147
10-11	340	346	52
11-12	346	349	29
12-13	349	356	68
13-14	356	359	35
14-15	359	365	21
15-16	365	371	94
16-17	371	372	29
17-18	372	374	25
18-19	374	375	26
19-20	375	380	34
20-21	380	386	34
21-22	386	388	35
22-23	388	391	56
23-24	391	394	66
24-25	394	395	38
25-26	395	399	42
26-SP2	399	409	73

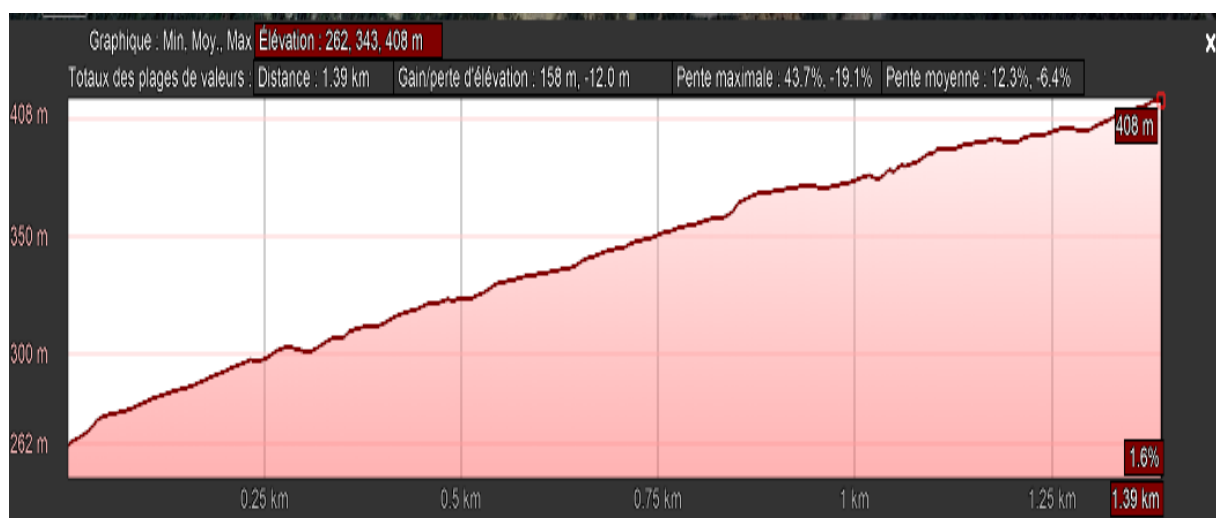


Figure IV.8 : profil en long de la 1ère partie refoulement par Google Earth.

❖ Remarque

On a alimenté l'eau à partir d'un réservoir R1 de 400 m³ par la station de pompage SP1 situé à la cote 262m vers la station de pompage SP2 implanté a la cote 409m.

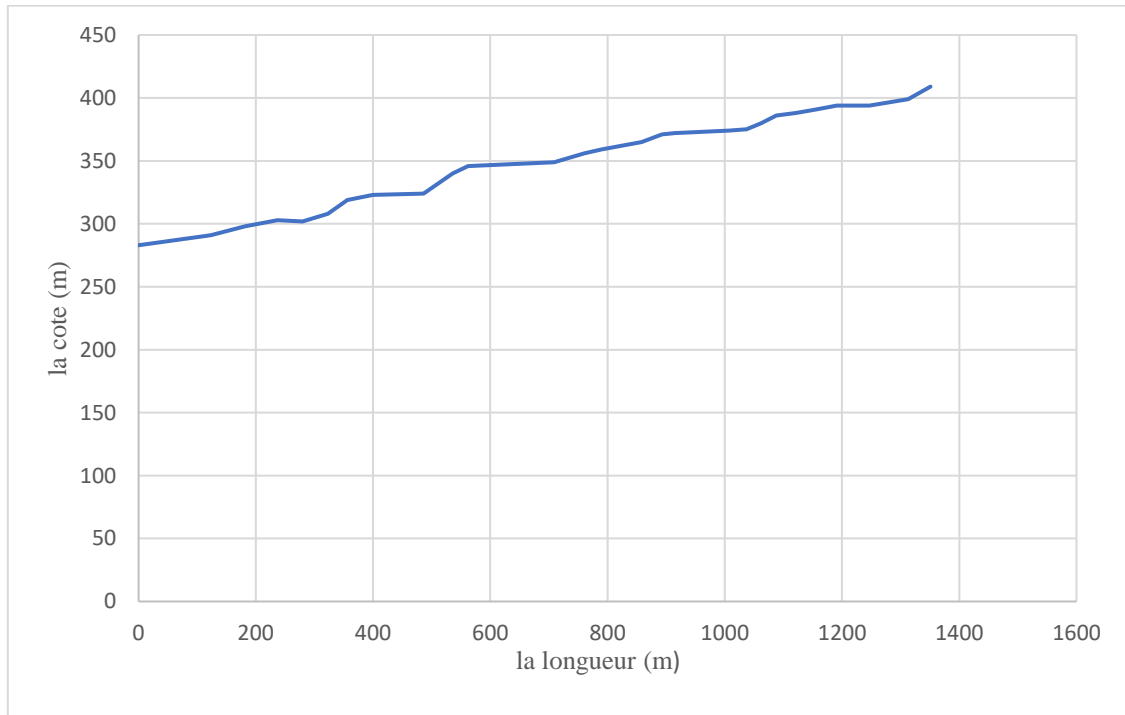


Figure IV. 9 : profil en long de la 1ère partie refoulement (R1 SP1 vers SP2).

❖ Le Troisième tronçon SP2 vers R2

Ce troisième tracé montre la deuxième partie de refoulement de notre réseau d'adduction (SP2 – R2).

On a implanté la station de pompage SP2 dans la cote 409m qui refoule l'eau vers le 2^{ème} réservoir placé dans la cote 542m, la longueur entre SP1 et R2 est de 1,39km.

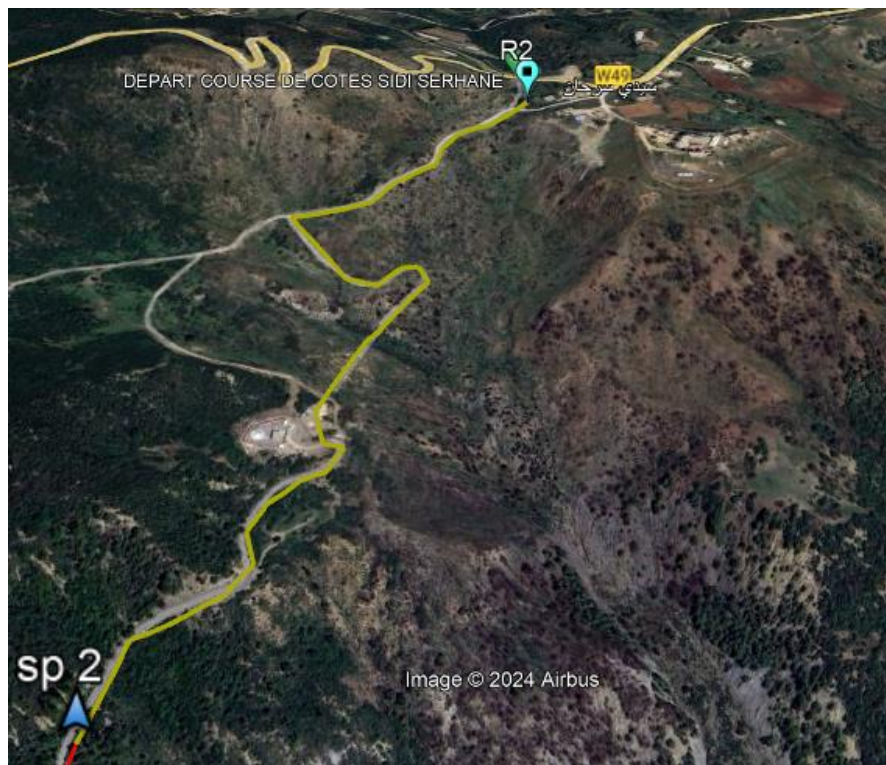


Figure IV.10 : Image satellitaire de 2^{ème} partie refoulement SP2 – R2par « Google Earth ».

- ❖ Le profil en long
- ❖ Le Troisième tronçon SP2 vers R2 :

Tableau IV.5 : les points de la deuxième partie d'adduction par pompage.

Profil en long	
Point	La cote (m)
SP2	409
28	418
29	424
30	427
31	431
32	433
33	436
34	440
35	443
36	447
37	455
38	451
39	469

40	472
41	473
42	476
43	480
44	497
45	503
46	506
47	511
48	517
49	520
50	526
51	529
R2	542

Tableau IV.6 : les tronçons de la deuxième partie de refoulement.

Tronçon	Profil en long		
	Cote amont (m)	Cote aval (m)	Longueur partielle (m)
SP2-28	409	418	100
28-29	418	424	92
29-30	424	427	42
30-31	427	431	43
31-32	431	433	42
32-33	433	436	40
33-34	436	440	30
34-35	440	443	35
35-36	443	447	21
36-37	447	455	42
37-38	455	451	138
38-39	451	469	108
39-40	469	472	31
40-41	472	473	21
41-42	473	476	49

42-43	476	480	36.5
43-44	480	497	135
44-45	497	503	66
45-46	503	506	33
46-47	506	511	45
47-48	511	517	63
48-49	517	520	39
49-50	520	526	34
50-51	526	529	45
51-R2	529	542	69

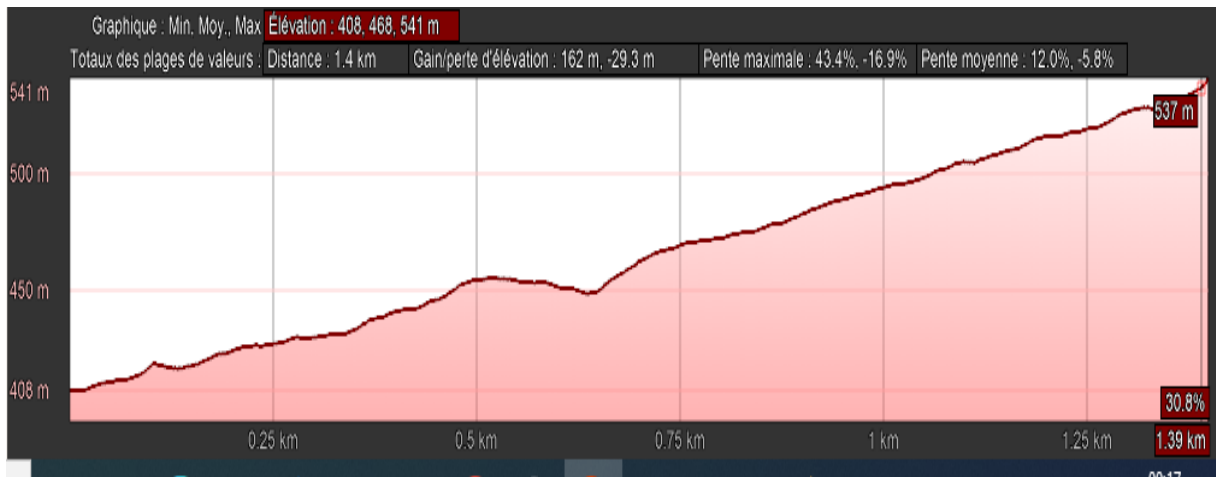


Figure IV.11 : Profil en long tracé par Google Earth.

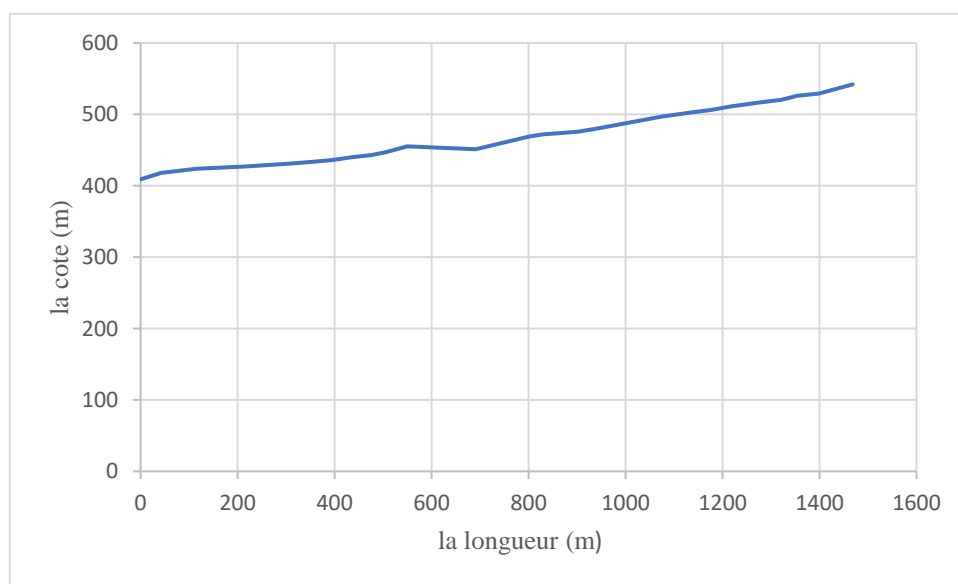


Figure IV.12 : le tracé de la 2ème partie refoulement.

❖ Remarque

La station de pompage SP2 placé a la cote 409m va refouler l'eau jusqu'au réservoir R2 situé à la cote de 452m, à partir de ce dernier l'eau s'écoule gravitairement vers le réservoir de stockage R3.

❖ Le Tronçon R2 vers R3

Ce tracé montre la dernière partie gravitaire de notre réseau d'adduction (R2 vers R3), On a implanté notre réservoir³ de reprise 1500m³ dans la cote 542m vers le réservoir de stockage implanté dans la cote.



Figure IV.13 : Image satellitaire tronçon R2 – R3.

❖ Le profil en long

❖ Le Tronçon R2 vers R3

Tableau IV.7 : les points de 4ème tronçon gravitaire de notre réseau d'adduction.

Profil en long	
Point	La cote (m)
R2	542
1	533
2	527
3	517
4	511
5	490

6	487
R3	483

Tableau I.8 : les tronçons de la dernière partie gravitaire de réseau d'adduction.

Profil en long			
Tronçon	Cote Amont (m)	Cote Aval (m)	Longueur partielle(m)
R2-1	542	533	105
1-2	533	527	53
2-3	527	517	128
3-4	517	511	106
4-5	511	490	238
5-6	490	478	61
6-R3	478	483	33

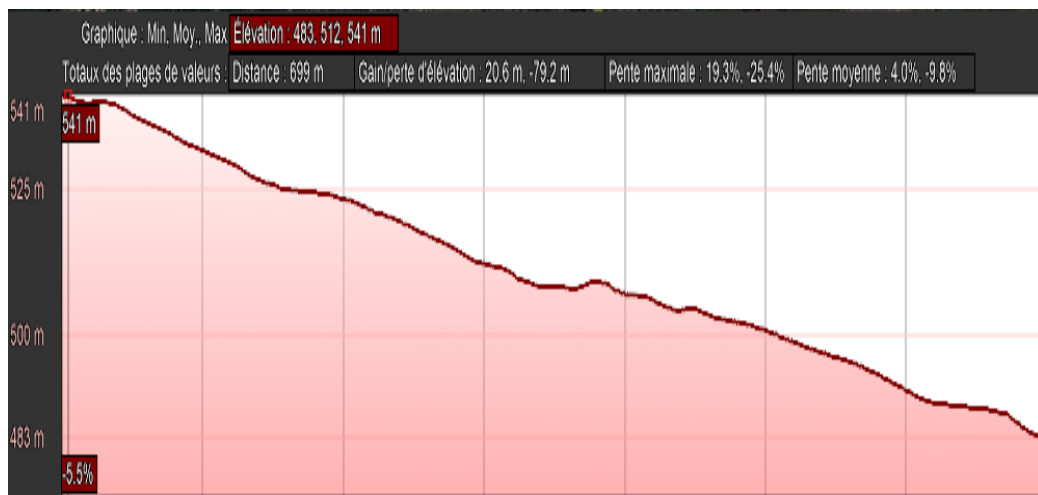


Figure IV.14 : Profil en long de 2^{ème} la partie gravitaire tracé par Google Earth.

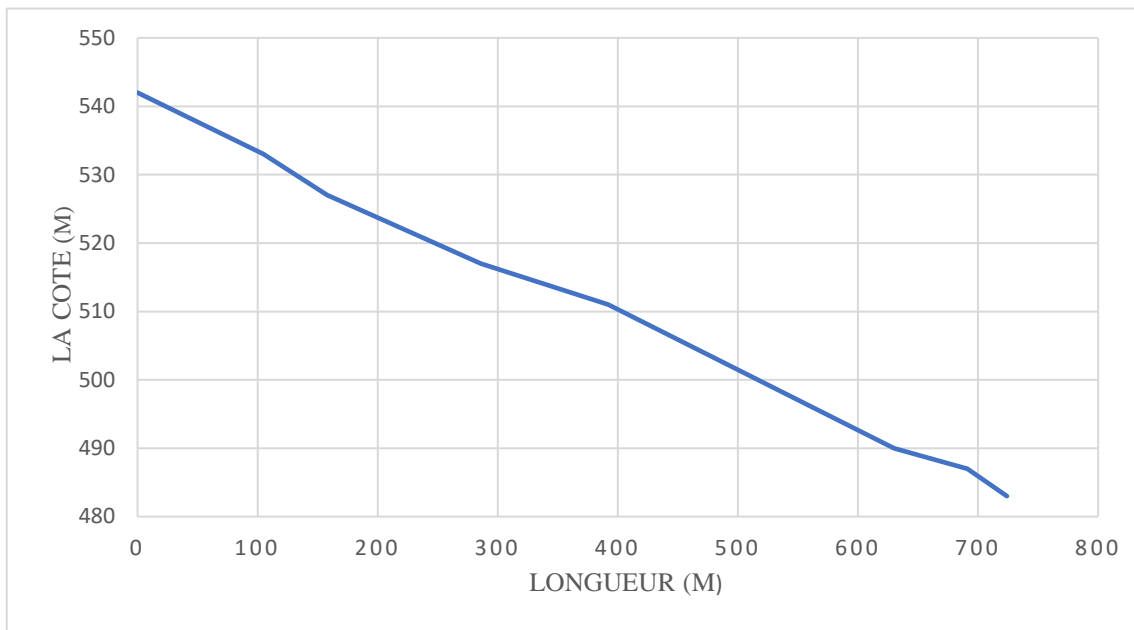


Figure IV.15: Profil en long de la 2^{ème} partie gravitaire de notre réseau (R2-R2).

❖ Remarque

L'eau va s'écouler gravitaire à partir de réservoir de reprise R2 placé à la cote 452m directement vers le réservoir de stockage 1500m³ implanté dans la cote 483m.

3. Le choix de matériau de la conduite

Afin de bien choisir le matériau de conduite de notre projet, il faut prendre en considération quelques conditions techniques et économiques et aussi la durée de vie de la conduite.

Il est conseillé de suivre la démarche suivante [8] :

- Collecter le maximum sur les différents paramètres comme :
 - Diamètre disponible ;
 - La pression disponible ;
 - La résistance des matériaux ;
 - La température du liquide transporté > T admissible de la conduite.
- Eliminer le matériau si [8] :
 - 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 agressifs ; perméation, corrosion...) nécessite l'intervention sur toute la longueur de la conduite ;
- Pour les matériaux restants, calculer l'épaisseur de la conduite (T) ;
- Prendre le matériau qui dispose de l'épaisseur (T). S'il y en a plusieurs, prendre le moins chère.

A l'aide de ces tableaux suivant en va choisir le matériau :

Tableau IV.9: Tableau d'aide à la sélection des matériaux pour conduites (tuyaux) [8].

	Disponibilité			Rugosité	Résistances mécaniques		Effet de détimbrage (perte de résistance)	
	Diamètre s (mm)	Pressions (bars)	Épaisseurs (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	Augmente avec le temps	> 270	> 420	Non	Non
Acier	26-3000			Fixe	235 à 265	360 à 570	Non	Non
PVC	20-630	4 à 16		Fixe		25	Oui	Oui
PE	20-500	6 à 20	4-78	Fixe		30	Oui	Oui
PRV	100-4000	1 à 32		Fixe	60	80	Oui	Oui
Béton armé	300-3600	2 à 20	37-315	$C_{HW} = 139,3 + 2,028D_{int}$	160		Non	Non

Tableau IV.10: Aide à la sélection des matériaux des conduites [8].

	Chantier					Perméation	Résistance à l'UV	Rigidité
	Age (durabilité)	Transport	Ouvrabilité	Assemblage	Réparation			
Fonte	> 100 ans	Difficile	Difficile	Facile	Difficile	Non	Oui	Souple pour DN > 500 Rigide pour DN < 500
Acier	70	Difficile	Facile	Facile	Facile	Non	Oui	Souple
PVC	50	Facile	Facile	Facile	Facile	Oui	Non	Souple
PE	100	Difficile	Facile	Difficile	Difficile	Oui	Non	Souple
PRV	70	Difficile	Facile	Facile	Facile	Oui	Non	Souple
Béton armé	100	Difficile	Difficile	Facile	Difficile	Oui	Oui	Rigide

Tableau IV.11: Aide à la sélection des matériaux des conduites (l'agressivité physico-chimique) [8].

	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 (lignite, tourbes, Charbons, bitumes) - pH < 5
PVC	Mauvaise si T° > 35°C, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)

PE	Mauvaise si $T^{\circ} > 35^{\circ}\text{c}$, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
PRV		Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
Béton (armé)		Mauvaise si : - Présence d'eaux très agressive/ CaSo_4 du ciment - $\text{pH} > 4,5$

❖ Remarque

D'après le type de sol de notre zone d'étude, on peut utiliser trois matériaux :

- PVC
- PRV
- PEHD

Mais d'après une étude espagnole faite en 2018, le PVC et PRV ont des conséquence graves sur la santé publique, leurs emplois dans les réseaux d'alimentation en eau potable augmente le risque de cancer de l'estomac et du colon.

Donc le choix final c'est le **PEHD**.

4. Etude de l'adduction

4.1. Calcul de vitesse

Selon la loi de continuité le débit transitant une conduite est égal à [7]:

$$Q = v \times s$$

On fixe une vitesse maximale de 0,6 m/s pour tirer la surface,

Donc

$$s = \frac{Q}{v}$$

La surface est égale à : $S = \frac{\pi D^2}{4}$

On tire le diamètre qui égale à :

Le calcul de la vitesse est donné par la formule suivante [7]:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi v}}$$

Avec :

V : la vitesse d'écoulement (m/s).

Q : débit transitant dans la conduite (m³/s).

D : diamètre de la conduite (m).

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,082}{\pi \times 2}}$$

$D = 0,228\text{m}$ qui correspond à DN250mm de PE100

❖ Calcul de diamètre intérieur :

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

4.2. Calcul des pertes de charges

❖ **Calcul des pertes de charge linéaire**

Ce sont des pertes de charge régulières dues au frottement de l'eau contre les parois des canalisations.

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

$$\Delta H_L = 10,69 \frac{Q^{1.852}}{CHW^{1.852} \times D^{4.87}} \times L$$

Avec :

ΔH_L : est la perte de charge en (m).

CHW : coefficient de Hazen Williams. Pour les tuyaux en PE, $CHW = 150$.

L : longueur de la conduite en (m).

Q : débit en (m³/s).

D : diamètre de la conduite en (m).

❖ **Les pertes de charges singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc.

$$\Delta H_S = 0.25 * \Delta H_L$$

❖ **Les pertes de charge Total :**

C'est la somme des pertes de charge linéaire plus les pertes de charge singulière.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

❖ **La hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge totale.

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

5. Présentation des calculs de notre étude

❖ **1^{er} Tronçon gravitaire :**

❖ PN=6bar=60m

Pour cette PN 6, les catalogues de PE100 donne un ID=229,64mm qui correspondant à un DN=250mm.

Tableau IV.12 : Les caractéristiques de tronçon A-R1.

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /s)	CHW	Dint (mm)	DN (mm)	T	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
A-R1	96	0.082	150	229,64	250	9,6	1,206	0,302	1,508

Pour cette partie gravitaire en va réaliser notre canalisation en utilisant le PN6 (60m).

❖ **2^{ème} Tronçon partie refoulement de R1 SP1 vers SP2 :**

❖ PN=25bar=250m

Pour cette partie gravitaire en va réaliser notre canalisation en utilisant le PN25.

Tableau IV.13 : Caractéristiques de tronçon SP1-SP2.

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /s)	CHW	T (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
SP1-SP2	1390	0.082	150	34,2	177,49	250	61,20	15,30	76,5	147	223,5

HMT=223,5 m, on prend directement un PN 25(250m).

❖ **3^{ème} Tronçon SP2 vers R2 :**

❖ PN=25bar=250m

Pour cette partie gravitaire en va réaliser notre canalisation en utilisant le PN25.

Tableau IV.14 : Caractéristiques de tronçon SP2-R2.

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /s)	CHW	T	Dint (mm)	DN (mm)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	HMT (m)
SP2-R2	1390	0.082	150	34,2	177,49	250	61,20	15,30	76.5	130	206,5

HMT=206,5 m, on prend directement un PN25 (250 m).

❖ **Le 4^{ème} Tronçon (la dernière partie gravitaire) R2 vers R3 :**

❖ PN=60bar=60m

Pour cette partie gravitaire en va réaliser notre canalisation en utilisant le PN6.

Tableau IV.15: Caractéristiques de tronçon R2-R3.

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /s)	CHW	Dint (mm)	DN (mm)	T	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
R2-R3	699	0.082	150	229,64	250	9,6	8,77	2,19	10,96

Conclusion

Dans ce chapitre le choix de tracé d'adduction a été fait selon quelques critères techniques et économiques.

Notre réseau d'adduction est composé de trois partie, la première partie l'eau s'écoule de la station de traitement vers un réservoir intermédiaire R1 (400m³).

Pour la deuxième partie refoulement qu'on a équipé de deux stations de pompage SP1 et SP2, ces stations refoulent vers le deuxième réservoir de reprise R2 (1500m³), ce dernier va alimenter l'eau gravitairement vers le troisième réservoir de stockage R3 (1500m³).

Le suivant sera l'étude de choix de pompe pour les deux stations de pompages.

Chapitre V
Choix de pompe

Introduction

Dans la réalisation d'un réseau d'adduction le choix de pompe à toujours était une étape très importante, parce que les pompes sont responsables de l'acheminement efficace de l'eau à travers le réseau.

Elles jouent aussi un rôle crucial dans la gestion des phénomène hydraulique transitoire, tel que le coup de bélier.

Dans ce chapitre on va faire le choix de pompe et le calcul de coup de bélier.

1. Choix de pompe

Avant de choisir la meilleure pompe pour chaque projet hydraulique, il y'a des questions qui reviennent toujours [8]:

- Ça veut dire quoi « la meilleur pompe » ?
- Que je dois mettre ?

La meilleure pompe est classée par rapport à :

- Prix d'achat
- Frais d'entretien
- Facilité
- Disponibilité de la pièce de recharge

Mais en réalité en peut dire que, il n'existe pas une bonne pompe partout.

Pour choisir une pompe il faut choisir les critères ci-dessous [8] :

- 1) Q (m³/s) = Débit [*C'est l'unique donnée de départ*]
- 2) HMT (m) = Hauteur Manométrique Totale = ?
- 3) N (tours/min) = Vitesse de rotation du moteur = ?
- 4) m = Nombre de conduites d'aspiration chez la pompe = ?
- 5) n = Nombre de roues installées en série dans chaque aspiration = ?
- 6) Type de roue ?
- 7) NS = Vitesse spécifique = ?
- 8) RG (%) = Rendement Global = ?
- 9) PM (watt) = Puissance Moteur = ?
- 10) $NPSHA$ (m) = Net Positive Suction Head Available = $NPSHD$ = Pression

d'Aspiration Nette Positive Disponible = ?

11) NPSHR = Net Positive Suction Head Required = NPSHR = Pression d'Aspiration Nette Positive Requisite = ?

12) Type d'énergie = ?

13) Position du moteur immergé ou émergé ?

14) Axe de rotation, vertical, horizontal, incliné ?

15) Type d'installation ?

16) Frais d'entretien ?

❖ Remarques très importantes

- Pour un projet de pompage, la seule donnée de départ est le débit (Q) ;
- IL est absolument faux de vouloir choisir la bonne pompe à travers les logiciels commerciaux tels que CAPRARI, KSB, ROVATTI, BOMBAS IDEAL, RITZ ;
- Ne jamais opter pour une pompe dont la courbe NPSHR n'est pas fournie par le constructeur ;
(La NPSHR est la véritable identité d'une pompe. Plus elle est forte et moins bonne sera la pompe et plus grands seront les risques de cavitation) ;
- Un NPSHR fort indique que qu'il ne faut pas utiliser cette pompe ;
- Le bon choix doit se faire sur la base des calculs et déterminations des paramètres ci-dessus ;
- Choisir la meilleure pompe suggère qu'il y a plusieurs bonnes pompes. Mais laquelle prendre ?

❖ Classement basé sur la cavitation : Choisir celle qui a la valeur la plus faible du NPSHR ;

❖ Classement basé sur le rendement global : Choisir celle qui a le rendement global (RG).

Le plus élevé. Quel que soit le classement adopté, entre 2 pompes aux valeurs voisines, choisir la moins chère.

La roue est le cœur des pompes. Dans l'objectif de bien calculer et choisir une pompe pour un projet donné, réellement, on est en train de bien calculer et choisir la roue [8].

2. Calcul de quelques paramètres

A partir du débit (Q) et de la vitesse spécifique (NS), on peut prévoir le rendement global (RG) prévisible. L'abaque ci-dessous, nous renseigne que les meilleurs rendements globaux (RG) se trouvent toujours dans la zone $40 < NS < 60$. C'est toujours un bon point de départ dans le dimensionnement des pompes.

Le même abaque, montre que plus les débits sont forts et plus les rendements globaux (RG) sont forts. Cela veut dire que les grosses pompes (grands débits) ont des rendements toujours plus grands que les petites pompes.

Cela peut supposer qu'il soit toujours intéressant de proposer une grosse pompe que de plusieurs petites pompes [8].

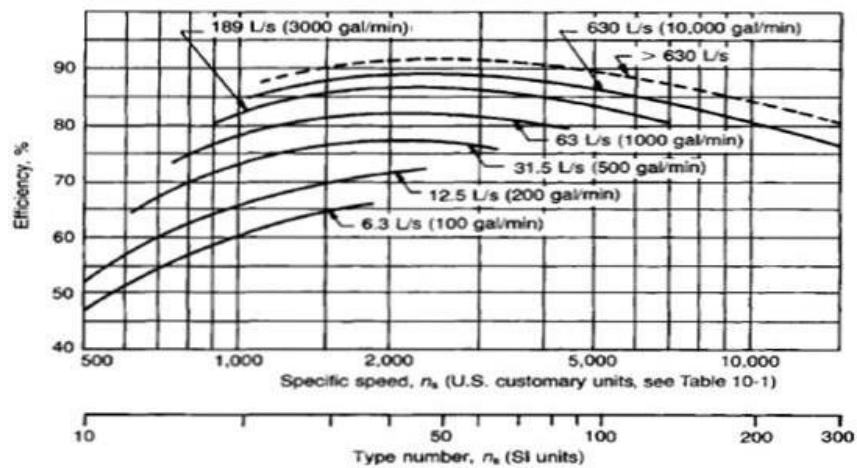


Figure V.1 : Abaques pour la détermination des rendements globaux (RG) [8].

2.1. Les rendements

❖ Le rendement volumique

$$R_v = \frac{QN}{Q_{TH}} = \frac{QN=Q}{Q_{TH}=Q_{INT}} = \frac{1}{1 + \frac{0,68}{NS^{2/3}}}$$

$$R_v = \frac{QN}{Q_{TH}} = \frac{QN=Q}{Q_{TH}=Q_{INT}} = \sqrt[3]{RH}$$

❖ Le rendement Mécanique

$$R_M = \frac{P_{int}}{P_a} = \frac{P_{int}}{\frac{P_u}{RG}} = \frac{p.g.Q_{int}.H_{int}}{\frac{p.g.Q.H}{RG}} = \frac{RG}{\left(\frac{Q}{Q_{int}}\right)\left(\frac{H}{H_{int}}\right)} = \frac{RG}{R_v.RH}$$

$$R_M = \frac{1}{1 + 820/NS^2}$$

❖ Le rendement Global (RG) :

$$R = RG = RH \cdot R_v \cdot R_M$$

Le rendement global est obtenu expérimentalement ou sur les bancs d'essai des usines qui fabriquent les pompes. Néanmoins, il peut être déterminé à travers les courbes ci-dessus [8].

❖ LES PUISSANCES

Puissance Utile ($P_{Utile} = P_U$)

$$P_U = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H$$

❖ Puissance Absorbée (P_A)

$$P_{abs} = \frac{P_{utile}}{RG}$$

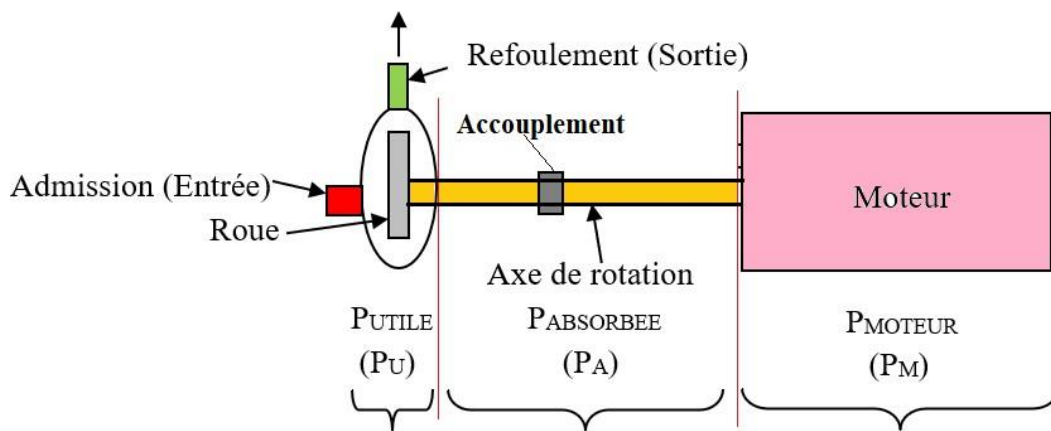


Figure V.2 : Répartition des puissances dans une pompe centrifuge [8].

❖ Puissance Moteur

$$P_{MOTEUR} = P_M = P_A \cdot \alpha$$

Tableau V.1 : Pour la détermination de la puissance moteur.

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

Avant de conclure, il est intéressant de rappeler que la vitesse spécifique (NS) sert à classer les différentes familles des pompes et se calcule par rapport à une roue [8].

Tableau V.2 : des vitesses spécifique Ns [8].

Vitesse Spécifique Ns					
	10 à 30	31 à 50	51 à 80	81 à 135	136 à 330
Type de Roue	Roue Radiale à Simple Courbure	Roue Radiale à Double Courbure	Roue Hélicoïdale	Roue Diagonale	Roue Axiale
Type de Pompe	Pompes Centrifuges		Pompes Hélico - Centrifuges		Pompes Hélices
R ₂ / R ₁	2,0 à 3,5	1,5 à 2,0	1,3 à 1,5	1,1 à 1,3	≈ 1

❖ Note

Pour conclure, et dans l’objectif de dimensionner **la roue des pompes centrifuges**, les spécialistes ont mis en œuvre une certaine courbe reliant Ns à R₂, qui s’avère très utile dans les différentes phases de calcul [8].

$$D_s = \frac{2Rh \times H^{1/4}}{\sqrt{Q}} - \frac{D_2 \times H^{1/4}}{\sqrt{Q}}$$

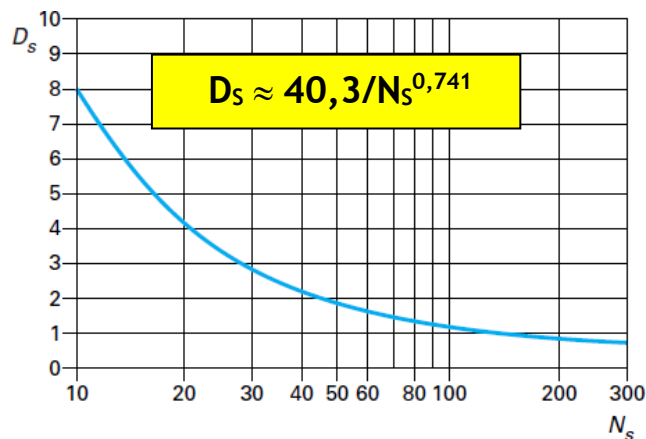


Figure V.3 : Diamètre spécifique DS vs NS [8].

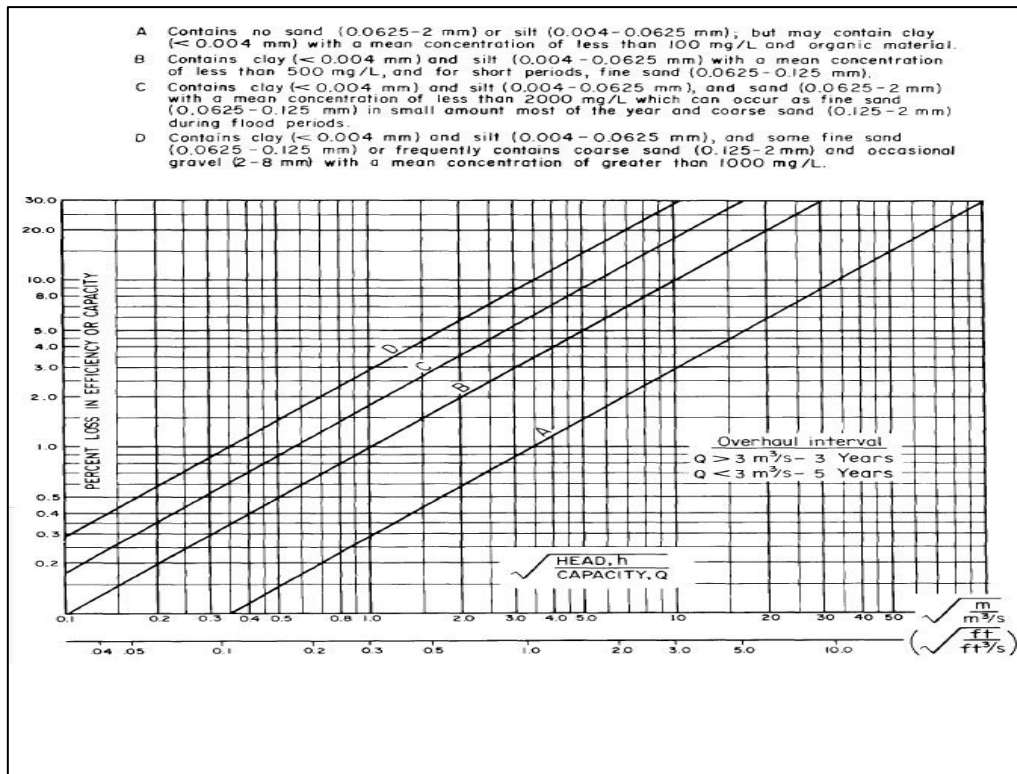


Figure V.4 : Abaque de vérification de l'usure des pompes [8].

3. Le choix de pompe de notre projet

Pour déterminer les caractéristiques de la pompe, il faut mettre en place pour un débit $Q = 82 \text{ l/s}$. $HMT = 223.5\text{m}$ et $HMT=206.5$. Les calculs ont donné pour :

$$Ns = \frac{N \times \sqrt{\frac{Q}{m}}}{\left(\frac{HMT}{n}\right)^{3/4}}$$

Tableau V.3: calcul de nombre d'aspiration (m) et nombre des roues en série (n).

N (tr/min)	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
H(m)	223,5	223,5	223,5	223,5	206,5	206,5	206,5	206,5	206,5
Q (m³/s)	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082
m	1	1	2	2	1	1	1	2	2
n	2	4	7	8	2	1	6	6	7
Ns	24,16	40,63	43,71	48,32	25,63	21,45	43,11	41,32	46,38

❖ **La première pompe :**

On remarque qu'il y a 3 possibilités qui s'approche le mieux de $NS = 45$.

- a) 40,63
- b) 43,71**
- c) 48,32

La plus proche est 43,71

La pompe tournera à 2900 tr/min et aura 2 aspirations ($m = 2$) avec 7 roues en série ($n = 7$).

❖ **La deuxième pompe :**

On remarque qu'il y a 3 possibilités qui s'approche le mieux de $NS = 45$.

- a) 41,32
- b) 43,11**
- c) 46,38

La pompe tournera à 2900 tr/min et aura 1 aspirations ($m = 1$) avec 6 roues en série ($n = 6$).

❖ **Remarque :**

On prend $N=2900$ tr/min selon les cétraire suivant [9]:

- Selon les lois de similitude quand N augmente, Q et H augmentent ;
- Selon les relations de Pfleiderer et Karassik, quand N augmente, le rendement global R_g augmente ;
- Selon la théorie de la cavitation (nomre de Thomas), quand N augmente le risque de cavitation ($NPSHR$) augmente.

Donc on prend une grande N pour avoir de bonnes valeurs de Q , H et R_g et on vérifier par rapport a la cavitation.

Cette étude de cavitation vise a calculer la +- H_g pour éviter le problème en vérifiant que [8] :

$NPSHD > NPSHR$ ou bien :

$\pm H_g - \Delta(H) + P_{atm} - P_v > NPSHR$.

Si on trouve que +- H_g est important, on réduit N .

❖ Calcul de rendement

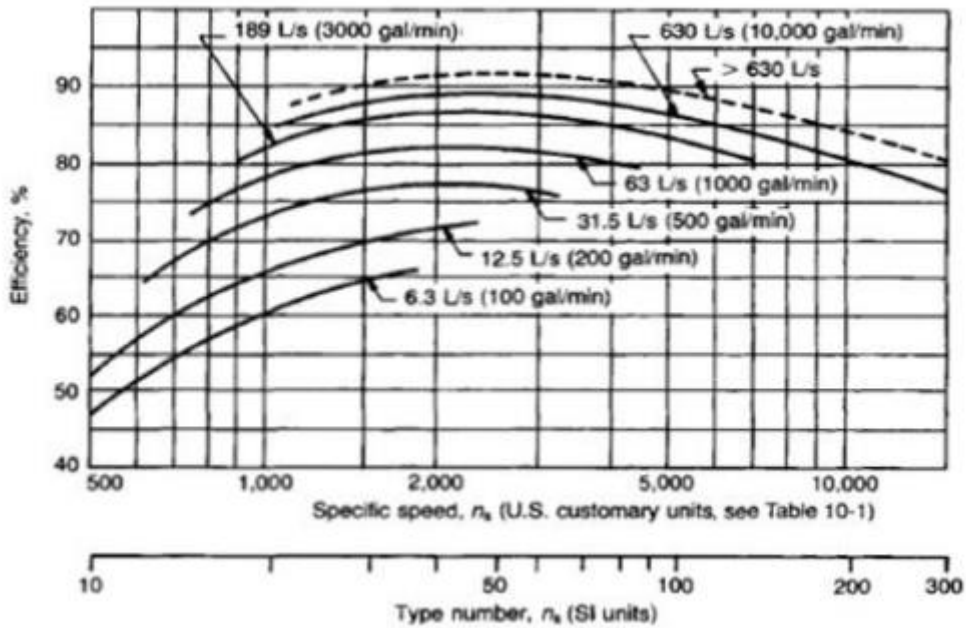


Figure V.5 : Abaques pour la détermination des rendements globaux (RG) [8].

En utilisant cette Abaque :

$$R_G = 83\%, (Q=82 \text{ l/s}, N=45)$$

$$1\text{-Putile} = f.g.Q.H$$

❖ Pour HMT= 223,5

$$P_u = 1000 \times 0,082 \times 223,5 \times 9.81$$

$$P_u = 179787,87 \text{ Watt}$$

❖ Pour HMT= 206,5

$$P_u = 1000 \times 0,082 \times 9.81 \times 206,5$$

$$P_u = 166112,73 \text{ Watt}$$

❖ Puissance absorbée :

$$P_{abs} = \frac{P_{utile}}{R_G}$$

Pour Hmt= 223,5

$$P_{abs} = \frac{179787,87}{0.83}$$

$$P_{abs} = 126611,89 \text{ Watt}$$

❖ Pour HMT= 206,5

$$P_{\text{abs}} = \frac{166112,73}{0,83}$$

$$P_{\text{abs}} = 200135,81 \text{ Watt}$$

❖ Puissance moteur :

On prend

$$\alpha = 1,10$$

- $P_{\text{mot}} = P_{\text{a}} \times \alpha$

$$P_{\text{mot}} = 126611,89 \times 0,10$$

$$P_{\text{mot}} = 12661,189 \text{ watt}$$

- Pour HMT=206,5

$$P_{\text{mot}} = 200135,81 \times 0,10$$

$$P_{\text{mot}} = 2001358,1 \text{ watt}$$

4. Calcul de cavitation

V.4 : Tableau : type de pompe par rapport à la spécifique d'aspiration [8].

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)

Tableau V.5 : table of the typical values of the suction specific speed, $n_{ss} [\text{min}^{-1}, \text{m}^3/\text{s}, \text{m}]$ [8].

Table D6.1 Typical values of the suction specific speed, $n_{ss} [\text{min}^{-1}, \text{m}^3/\text{s}, \text{m}]$		
Application	u_1 (m/s)	n_{ss}
Standard impellers for axial inlet or between-bearing pumps	< 50	160 to 220
Suction impellers for axial inlet	< 35	220 to 280
Suction impellers of between-bearing pumps, single or double-entry	< 50	180 to 240
High pressure pumps designed for short cavity length	> 50	160 to 190
Industrial inducers (chapter. 7.7.4)	< 35 (45)	400 to 700
Inducers for rocket pumps		>> 1000

Dans la pratique, il est de bonne règle de choisir $S \in [220 ; 280]$ et $U_1 < 35$ m/s. Dans tous les cas, $S > 213$. On prend, $S = 225$

❖ **Pour HMT=223.5**

$m = 2$

$$S = \frac{N \times \left(\frac{Q}{m}\right)}{(NPSHr)^{3/4}}$$

✓ N (tr/min) = Vitesse de rotation ;

✓ Q (m³/s) = Débit total = $m \cdot (Q/m)$;

✓ M = Nombre d'entrées (Nombre d'aspiration. Généralement, $m = 1$ ou 2) ;

✓ S = Vitesse spécifique d'aspiration = (NSS).

$$NPSHr = \left[\frac{2900 \times \sqrt{\frac{0.082}{2}}}{225} \right]^{4/3}$$

$NPSHr = 3,6$ on la prend $NPSHr = 3,6$

-Pour une altitude de 408m

Pour que la pompe ne Cavite pas il faut que $NPSHd > 3,6$

$$NPSHd = \pm HG_{-asp} + PB - \Delta HT_{,asp} - PV.$$

Calcul de $\Delta HT_{,asp}$:

$\Delta HT_{,asp} = 1\text{m}$

$Pv = 0.084\text{m}$

$$P_B = 9.65\text{m}$$

$$NPSH_d = \pm HG_{\text{-asp}} + 9.65 - 1 - 0.084$$

$$\pm HG_{\text{-asp}} > 3.6 - 9.65 + 1 + 0.084$$

$$HG_{\text{asp}} > -4.96\text{m},$$

On voit bien que $NPSH_d > NPSH_r$, donc il ne y'a pas un risque de cavitation.

❖ **Pour HMT=206**

$$S = \frac{N \times \sqrt{\frac{Q}{m}}}{(NPSH_r)^{3/4}}$$

On prend $S=225$

$$m=1$$

$$\text{Donc } NPSH_r = \left[\frac{2900 \times \sqrt{\frac{0.082}{1}}}{225} \right]^{4/3}$$

$NPSH_r = 5.7$ on la prend $NPSH_r = 5.7$

-Pour une altitude de 541m

Pour que la pompe ne Cavite il faut que le $NPSH_d > 5.7$

$$NPSH_d = \pm HG_{\text{-asp}} + P_B - \Delta H_{T,\text{asp}} - P_V.$$

$$\Delta H_{T,\text{asp}} = 1\text{m}$$

$$P_V = 0.084\text{m}$$

$$P_B = 9.5\text{m}$$

$$NPSH_d = \pm HG_{\text{-asp}} + 9.65 - 1 - 0.084$$

$$\pm HG_{\text{-asp}} > 5.7 - 9.5 + 1 + 0.084$$

$$HG_{\text{asp}} > -2.71\text{m}$$

On voit bien que $NPSH_d > NPSH_r$, donc il ne y'a pas un risque de cavitation.

5. NOTION SUR L'ETUDE DU COUP DE BELIER DANS LES SYSTEMES DE POMPAGE

L'étude du coup de bélier est une rude tâche, surtout pour des systèmes complexes ; plusieurs pompes, beaucoup d'accessoires hydrauliques, ... En plus de cela, le phénomène, s'il est sévère, peut entraîner la casse (ruine) de tout le système. Les moyens de protections (réservoirs anti bélier, soupapes de décharges) sont excessivement chers. Donc, avant de se lancer dans pareilles études, le concepteur doit être certain de l'occurrence d'un coup de bélier.

Kerr en 1949, a monté des questions qui permettront de décider de ce qu'il faut faire avant l'entame d'une étude relative au coup de bélier par surpression [8].

Les réponses apportées aux 12 questions indiqueront le degré de gravité du problème et la faisabilité ou non de l'étude en régime transitoire [8].

- 1) Est-ce qu'il y a des points élevés (bosses) sur le profil de la conduite principale de transmission où l'apparition d'un vide peut provoquer une séparation de la colonne d'eau lorsque la pompe est arrêtée ?
- 2) La longueur de la conduite principale est-elle inférieure à 20 fois la HMT de la pompe ?
- 3) La vitesse maximale d'écoulement dans la conduite principale dépasse-t-elle 1,22 m/sec ?
- 4) Le facteur de sécurité du tuyau est-il inférieur à 3,5 (lié à la résistance ultime) pour les pressions de fonctionnement normales ?
- 5) Quel est le taux de décroissance de la colonne d'eau si la pompe est arrêtée ? La colonne va-t-elle s'arrêter et inverser son sens d'écoulement en un temps moins que le temps critique ($2L/C$) de l'onde pour le réseau de transport ?
- 6) Le clapet anti-retour se fermera-t-il en un temps moins que le temps critique ($2L/C$) pour la conduite principale ?
- 7) Est-ce qu'il y a des vannes automatiques à fermeture rapide réglées pour s'ouvrir ou se fermer en moins de 5 secondes ?
- 8) La pompe ou son moteur d'entraînement serait-il endommagé s'il était autorisé à fonctionner à l'envers, jusqu'à atteindre sa pleine vitesse ?
- 9) La pompe s'arrêtera-t-elle avant que la soupape de refoulement ne soit complètement fermée ?
- 10) La pompe démarrera-t-elle avec la vanne de refoulement ouverte ?
- 11) Est-ce qu'il y a des stations de surpression greffées sur la conduite principale qui dépendent du fonctionnement du système ?

12) Est-ce qu'il y a des vannes automatiques à fermeture rapide utilisées dans le système de pompage ?

❖ **PRONOSTIC DE KERR !**

- a) Si les réponses sont toutes négatives, il n'y a pas lieu de s'inquiéter du coup de bélier. Vraisemblablement, il va y avoir des surpressions, mais elles seront sans gravité pour le système ;
- b) Si la réponse à l'une (1) de ces questions est affirmative, il y a une forte possibilité que de graves surpressions se produiront ;

Si la réponse à deux (2) ou plusieurs des questions est affirmative, les surpressions se produiront probablement avec une gravité proportionnelle au nombre de réponses affirmatives [8].

❖ **Cas de dépression :**

Dans le cas d'un coup de bélier par dépression, la première des choses à faire est de calculer la dépression admissible de la conduite puis la comparer avec celle que va générer le coup de bélier.

La dépression admissible de la conduite est en fonction de plusieurs paramètres :

- le type d'installation de la conduite, tranchée, enfouissement ou aérienne sur support superficielle, c'est très différent [8].

• **Premier cas : conduite sans chargement**

La conduite elle n'est pas soumise à aucune contrainte extérieure, (Pas de remplie, pas de nappe, pas de cours d'eau), elle est tout simplement posée sur le même sol [8].

• **Deuxième cas : conduite avec chargement**

La conduite est soumise à des contraintes extérieures :

- ✓ Le chargement statique (remblais) ;
- ✓ Le chargement dynamique (véhicules) ;
- ✓ Les tremblements de terre ;
- ✓ Les nappes d'eau ;
- ✓ Les cours d'eau.

Donc l'environnement de la conduite influe sur les calculs, dans les deux cas, les calculs nous permettant de déterminer la résistance d'une conduite au risque d'aplatissement seront donner ultérieurement [8].

Dans les conduites en charge (pompage et gravitaire), il existe beaucoup de méthode pour étudier le coup de bélier, en ce qui nous concerne nous utiliserons la méthode des enveloppes pour l'analyse du phénomène et les abaques de Puech-Meunier, pour de protection contre le coup de bélier [8].

La méthode des enveloppes est largement détaillée dans le livre de M. Meunier, ``Analyse quantitative des phénomènes transitoires en hydraulique sous Pour les abaques, ils sont disponibles dans le livre de M. A. Morel, ``Exercices de MDF. Tome 2``.

En outre, il faut préciser que nous allons traiter que les configurations simples, i.e., Une seule pompe et une seule conduite de refoulement ou bien plusieurs conduites en série. Les autres cas, généralement, les cas réels, sont difficilement réalisables à la main, pour ne pas dire impossibles et de ce fait nécessitent des logiciels spécialisés tels que ; BEL, WHATHAM, AFT-Impulse, CAESAR II, HAMMER, ..., etc.

6. Quelques informations concernant le coup de bélier

Le coup de bélier (CB) est une variation brusque de la pression, sous forme de surpression et/ou dépression, occasionnée par une variation brusque de la vitesse ou du débit (théorème de Bernoulli).

Dans les systèmes de pompage, le CB commence par une dépression et dans les écoulements gravitaires, se terminant par une vanne, le CB commence par une surpression. La surpression peut faire éclater la conduite et tout le système de pompage. Cependant, la dépression peut faire aplatis la conduite [8].

Le CB est dit « Graduel » ou « Progressif » si T_A ou bien $T_F > 2.L/a$

Le CB est dit « Brusque » ou « Rapide » si T_A ou bien $T_F < 2.L/a$

- T_A = Temps d'arrêt de la pompe après disjonction électrique ;
- T_F = Temps de fermeture de la vanne se trouvant à l'aval de la conduite. (L'ouverture et/ou la fermeture des vannes peut se faire manuellement ou a l'aide d'un moteur) ;
- L = Longueur de la conduite ;
- A = Célérité de l'onde, de surpression ou de dépression, à l'intérieur de la conduite ;
- $2.L/a$ = Temps caractéristique = Temps nécessaire pour l'onde de faire un aller-retour ;

T_A et T_F sont donnés par les constructeurs de la vanne et de la pompe. A défaut, ils peuvent être calculés [8].

7. Calcul des différents paramètres

1) La célérité de l'onde ($a = c$)

A) $a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K^* \frac{ID}{T}}}$ T = Epaisseur de la conduite.

Tableau V.6: Coefficient d'élasticité du fluide transporté en fonction de matériau [8].

	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	PVC	PEHD	PEBD	PRV (GRP)
K*	0,5	1,0	0,59	5	33	83	500	Voir tableaux ci-dessous

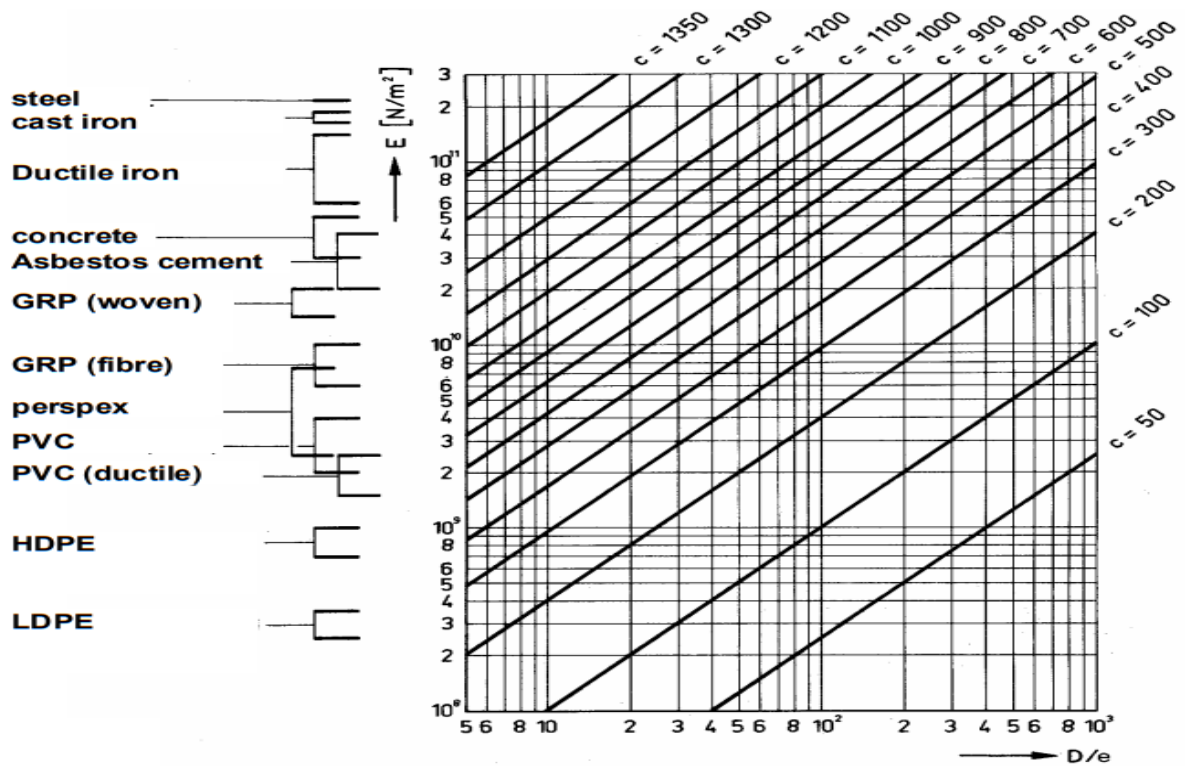


Figure V.6 : célérité d'onde en fonction de matériau [8].

E = Module d'Young

D/e = D_{intérieur} / épaisseur

c = a = Célérité de l'onde

B) $a = \sigma \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{C.K.ID}{E.T}}}$

❖ **REMARQUE**

La célérité de l'onde diminue avec l'augmentation de l'air et des Gaz dans le liquide [8].

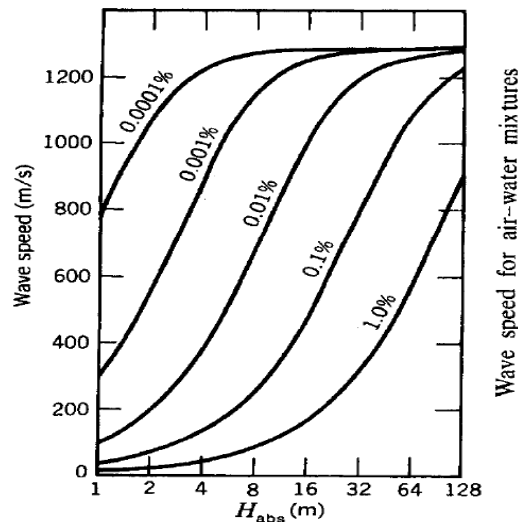


Figure V.7 : [J. P. Tullis, Hydraulics of pipeline]

- $\sigma = 1,10$ à **1,30** Pour les conduites en PVC, PRV et PEHD ;
- $C = (1 - 0,5 \cdot \mu)$ 1 fixation à l'amont ;
- $C = (1 - \mu^2)$ 2 fixations ; 1 à l'amont + 1 à l'aval ;
- $C = 1$ 3 fixations.

Recommandations :

$C = 1 - 0,5 \cdot \mu$ Pour $\mu \leq 0,5$;

$C = 1 - \mu^2$ Pour $\mu > 0,5$.

- μ = Coefficient de Poisson du matériau de la conduit ;
- K = Coefficient d'élasticité du fluide transporté ;
- ρ = Masse volumique du liquide transporté ;
- ID = Diamètre intérieur de la conduite ;
- T = épaisseur ;
- E = Module de Young du matériau de la conduite.

Tableau V.7 : Module de Young E (GPa = 10⁹ N/m²) [8].

Acier	Béton	PRV	Fonte	PVC	PEHD	PEBD	Béton armé
200 to 207	14 to 30	17	165 to 172	2,4 to 3,5	0,8	0,11 to 0,45	30 to 60

Tableau V.8 : Coefficient d'élasticité de l'eau (K) [8].

Température °C	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
K (10 ⁷ Pa)	204	206	211	214	220	222	223	224	227	229	230

Moduli of Elasticity and Poisson's Ratio for Common Pipe Materials

Steel	$E = 30 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.30$
Ductile cast iron	$E = 24 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.28$
Copper	$E = 16 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.30$
Brass	$E = 15 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.34$
Aluminum	$E = 10.5 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.33$
PVC	$E \approx 4 \times 10^5 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.45$
Fiberglass reinforced plastic (FRP)	$E_2 = 4.0 \times 10^6 \text{ psi}$ $E_1 = 1.3 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu_2 = 0.27 \cdot 0.30$ $\mu_1 = 0.20 \cdot 0.24$
Asbestos cement	$E \approx 3.4 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.30$
Concrete	$E = 57,000 \sqrt{f'_c}$	$\mu \approx 0.30$

$$^b f'_c = 28\text{-day strength in psi (1 PSI = 6894,76 Pa)}$$

Figure V.7 : Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Common Pipe Materials [8].

2) Temps d'arrêt de la pompe (T_A)

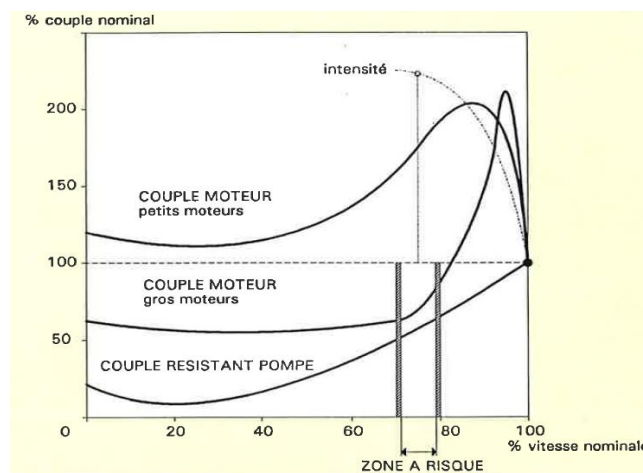
A) T_A est donné par le constructeur de la pompe [8].

$$B) T_A(s) = \frac{L \cdot V_0}{[9,81 \cdot (HMT + P_{atm} - 3)]} \dots\dots\dots (M. Carlier, Machines Hydrauliques)$$

Avec :

- P_{atm}(m) = 10,21 – 0,001 · Altitude(m) ;
- L (m) = Longueur de la conduite (m) ;
- V₀ (m/s) = Vitesse moyenne en régime permanent (Avant l'apparition du coup de bélier).

C) Méthode basée sur les graphiques Couple (C) vs Vitesse de rotation (N) [8].



Couple des moteurs électriques au démarrage (D'après Sulzer).

Figure V.8 : Couple des moteurs électriques au démarrage [8].

3) Temps de fermeture de la vanne (T_F)

A) T_F est donné par le constructeur de la vanne.

B) A travers les abaques donnés par J. P. Tullis dans son livre ``Hydraulics of pipelines ...``

Tous les coups de bélier se manifestent sous forme de surpressions et de dépressions.

La valeur du CB dépend du caractère « Graduel » ou « Brusque » [9].

- $CB = 2 \cdot L \cdot V / (g \cdot T_A)$ ou $CB = 2 \cdot L \cdot V / (g \cdot T_F)$ CB Graduel (CBG) ;
- $CB = a \cdot V / g$ CB Brusque (CBB).

8. Analyse du coup de bélier en utilisant la méthode des enveloppes

Cette méthode permet de déterminer exactement les zones qui risquent des aplatissements à cause des dépressions et des zones pouvant éclater à la suite des surpressions dangereuses [8].

1) Ecoulement gravitaire (Vanne)

a) Coup de Bélier - Graduel

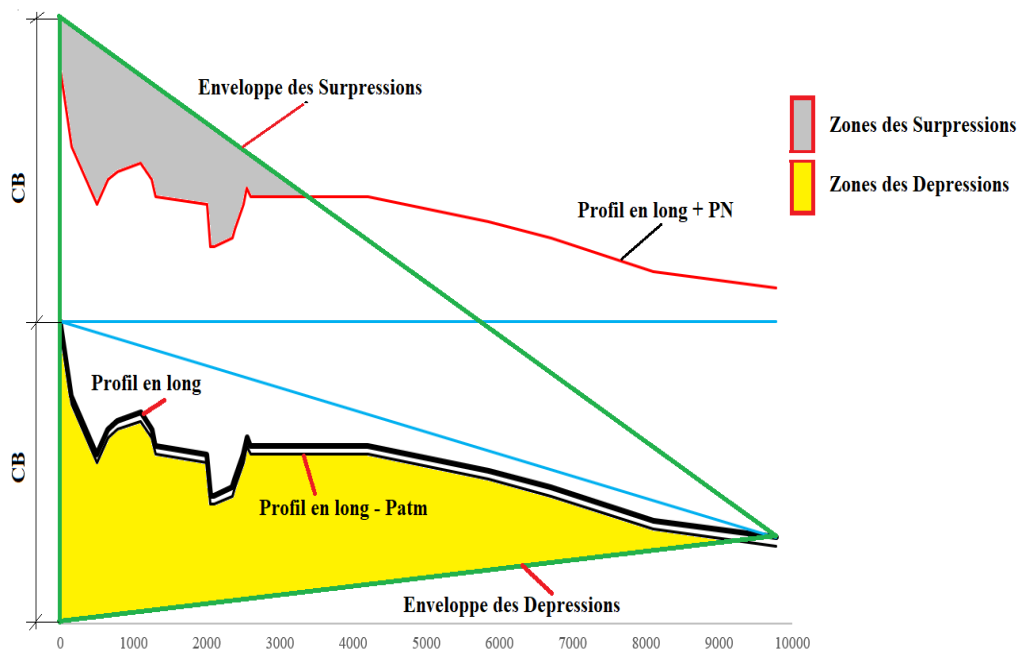


Figure V.9 : Coup de bélier graduel (écoulement gravitaire) [8].

b) Coup de Béliet - Brusque

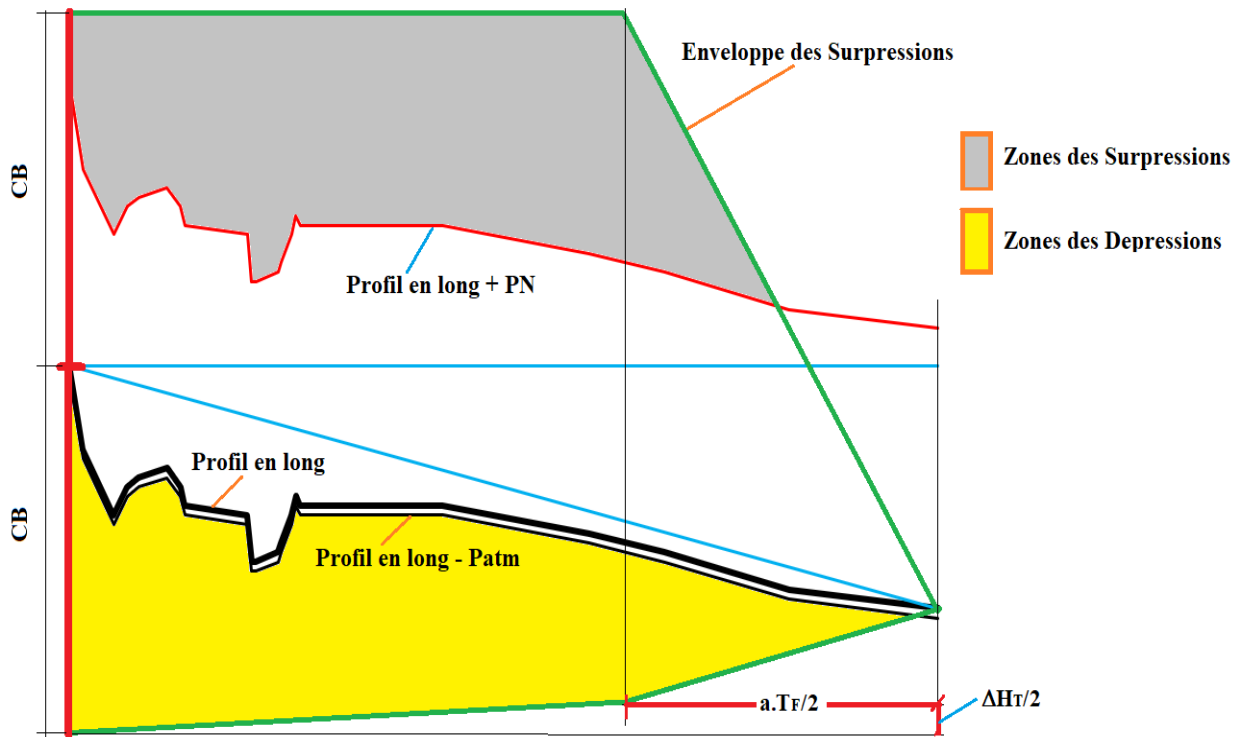


Figure V.10 : Coup de béliet brusque (écoulement gravitaire) [8].

2) Ecoulement par pompage (Pompe)

a) Coup de Béliet - Graduel

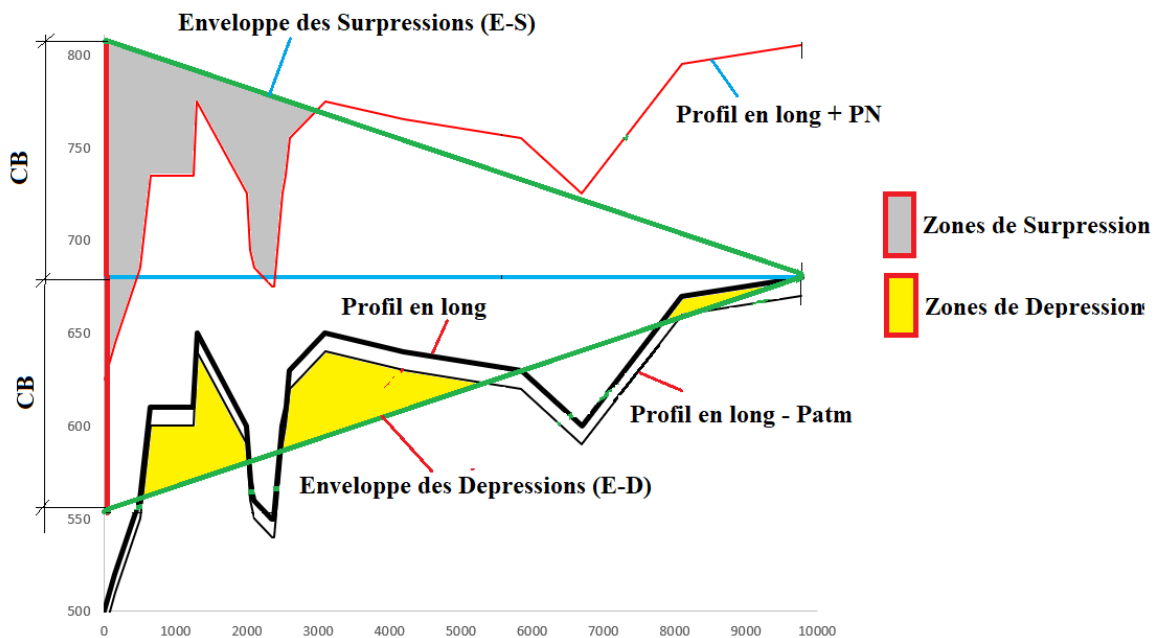


Figure V.11 : Coup de béliet graduel (écoulement par pompage) [8].

b) Coup de Béliet - Brusque

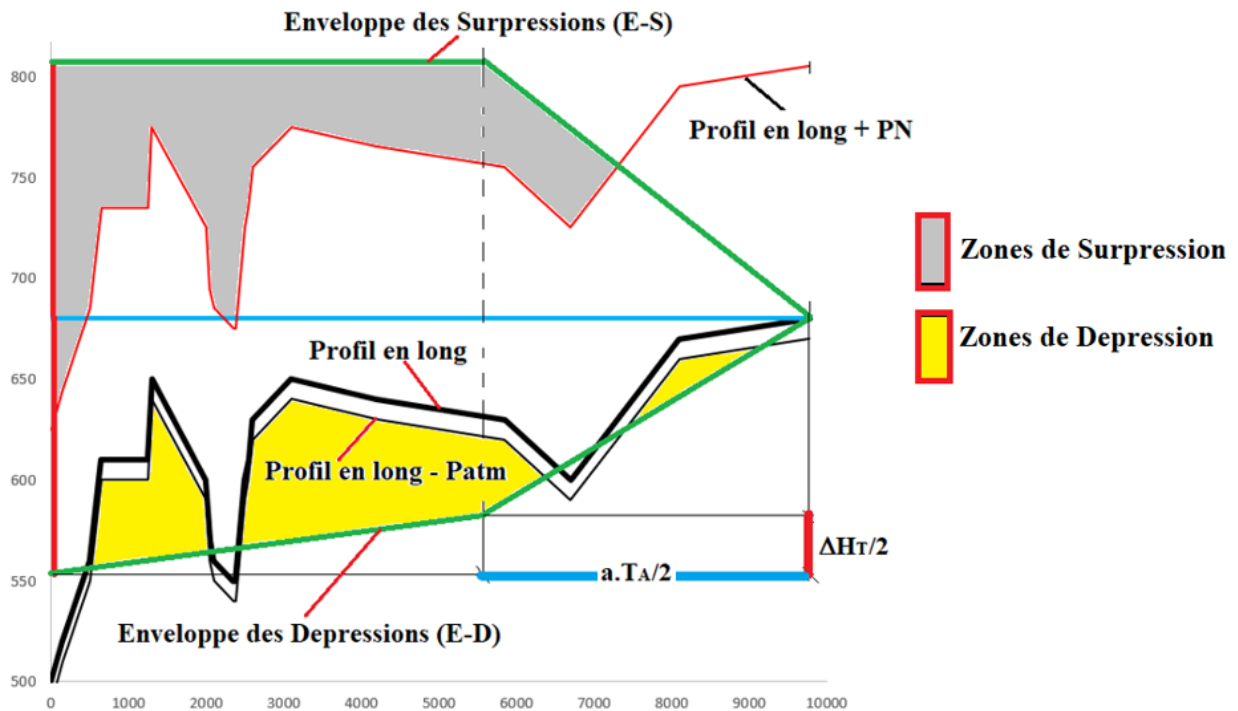


Figure V.12 : Coup de béliet brusque (écoulement par pompage) [8].

❖ REGLE DE L'ART

Risque d'éclatement de la conduite par surpression $\Leftrightarrow E-S > PN$

Risque d'aplatissement de la conduite par dépression $\Leftrightarrow E-D < \text{Cote profil en long} - Patm$ [8].

❖ Remarque

- La $Patm$ dépend de l'altitude ;
- Les calculs de CB , $a.T_F/2$, $a.T_A/2$ et ΔH_T dépendent de la valeur de PN choisie ;
- On doit prendre toutes les PN possibles [8].

9. Les moyens de protection contre le coup de béliet

1) Quand le coup de béliet est dangereux par la surpression seule, on peut utiliser [8] :

- ✓ Choisir une PN plus forte de la conduite et des accessoires hydrauliques ;
- ✓ Dimensionner des soupapes de décharge ;
- ✓ Dimensionner des ventouses double fonction (V2-S) à grand débit de sortie d'air ;
- ✓ Dimensionner un réservoir anti-béliet (RAB) \pm CNR.

2) Quand le coup de béliet est dangereux par la dépression seule, on peut :

- ✓ Calculer la dépression admissible de la conduite puis faire les vérifications nécessaires ;

- ✓ Dimensionner le volants d'inertie ;
- ✓ Dimensionner des ventouses à double fonction (V2-E) à grand débit d'entrée d'air ;
- ✓ Dimensionner un réservoir anti-bélier (RAB) ± CNR.

3) Quand le coup de bélier est dangereux simultanément par la surpression et la dépression, on peut [9] :

- ✓ Choisir une PN plus forte de la conduite et des accessoires hydrauliques + calcul de la dépression admissible de la conduite ;
- ✓ Dimensionner des ventouse triple fonction V3 (= V2-S + V2-E) ;
- ✓ Dimensionner un réservoir anti-bélier (RAB) ;
- ✓ Dimensionner une protection hybride composée de soupapes de décharge et ventouses à double fonction (V2-E) à grand débit d'entrée d'air [8].

❖ Remarque

1) Pour le dimensionnement des soupapes de décharge, des ventouses et des clapets de non-retour, l'auteur de ce présent livre, a édité un livre dédié à ces aspects.

2) Le clapets anti – retour (CNR) n'est pas un moyen de protection contre le coup de bélier, mais, il constitue une protection contre le coup de clapet. Ce dernier ne se crée que lorsque le RAB, qui se trouve à l'aval du CNR, commence à fonctionner. Le coup de clapet est un deuxième coup de bélier créé par le RAB [8].

❖ REGLES DE BONNES EXECUTION

- 1) Il ne faut jamais oublier les 12 questions de Kerr ;
- 2) L'entame d'une étude du phénomène transitoire (coup de bélier) SANS le profil en long de la conduite de refoulement est hasardeuse et économiquement injustifiée ;
- 3) Avant l'analyse minutieuse du problème à travers les enveloppes, l'hypothèse d'un coup de bélier brusque avec comme valeur $CB = aV/g$, est hasardeuse et économiquement injustifiée ;
- 4) Appliquer la méthode des caractéristiques (Epure de Bergeron) et opter directement pour un RAB est une action sans aucune base scientifique et économiquement injustifiée
Le RAB est le moyen de protection le plus cher parmi la ventouse, la soupape et le CNR ;
- 5) Pour les conduites en PEHD, PRV et PVC, la V_{max} peut aller jusqu'à 2 m/s ;
- 6) Pour les conduites en Fonte, Acier et Béton armé, la V_{max} ne peut pas dépasser 1,1 à 1,2 m/s [8].

10. Calcul de coup de bélier de notre étude

10.1 Calcul des différents paramètres

a) La célérité de l'onde (a = c) :

$$a = \sigma \times \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{C.K.LD}{E.T}}}$$

Avec $\sigma = 1,10$ à **1,30** j'ai pris 1,3

$K = 220 * 10^7$

Tableau V.9 : Coefficient d'élasticité de l'eau (K) [8].

Température °C	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
K (10 ⁷ Pa)	204	206	211	214	220	222	223	224	227	229	230

E = 0,8 * 10⁹

Tableau V.10 : Module de Young E (GPa = 10⁹ N/m²) [8].

Acier	Béton	PRV	Fonte	PVC	PEHD	PEBD	Béton armé
200 to 207	14 to 30	17	165 to 172	2,4 to 3,5	0,8	0,11 to 0,45	30 to 60

C = 0.89

C = 1 - 0,5. μ Pour μ ≤ 0,5

C = 1 - μ²..... Pour μ > 0,5

Plastic μ entre 0.20 à 0.24 j'ai pris 0.22

C = 1 - 0.5 (0.22) = 0.89

D_{int} = D_{ext} - (2.12 (e)) avec D_{ext} = 630mm donc

❖ PN6 de PE 100 e=9,6

D_{int} = 250 - (2.12 × 9,6) = 229,64mm

Donc

a = 249,87m

b) Temps de fermeture de la vanne (T_F)

$$T_f > 2L / a$$

$$\text{AN } T_f > \frac{2 \times 96}{249,87}$$

$$T_f > 0,76$$

DONC le CB sera graduel si on choisit un T_f > 0,76

c) Calcul de coup de bélier graduel pour le premier tronçon :

On prend T_f=3s

$$\text{CB} = \frac{2 \times L \times v}{g \times T \times f} \quad \text{AN} \quad \frac{2 \times 96 \times 2}{9,81 \times 3}$$

$$\text{CB} = 13,04\text{m}$$

Tableau V.11 : Les résultats de calculs de CB graduel.

DN	Dint	T	PN	V	DHT	a	T _f	2L/a	CB=2×L×V/g×T _f
250	229,64	3	6	2	1,508	249,87	3s	0,76	13,04

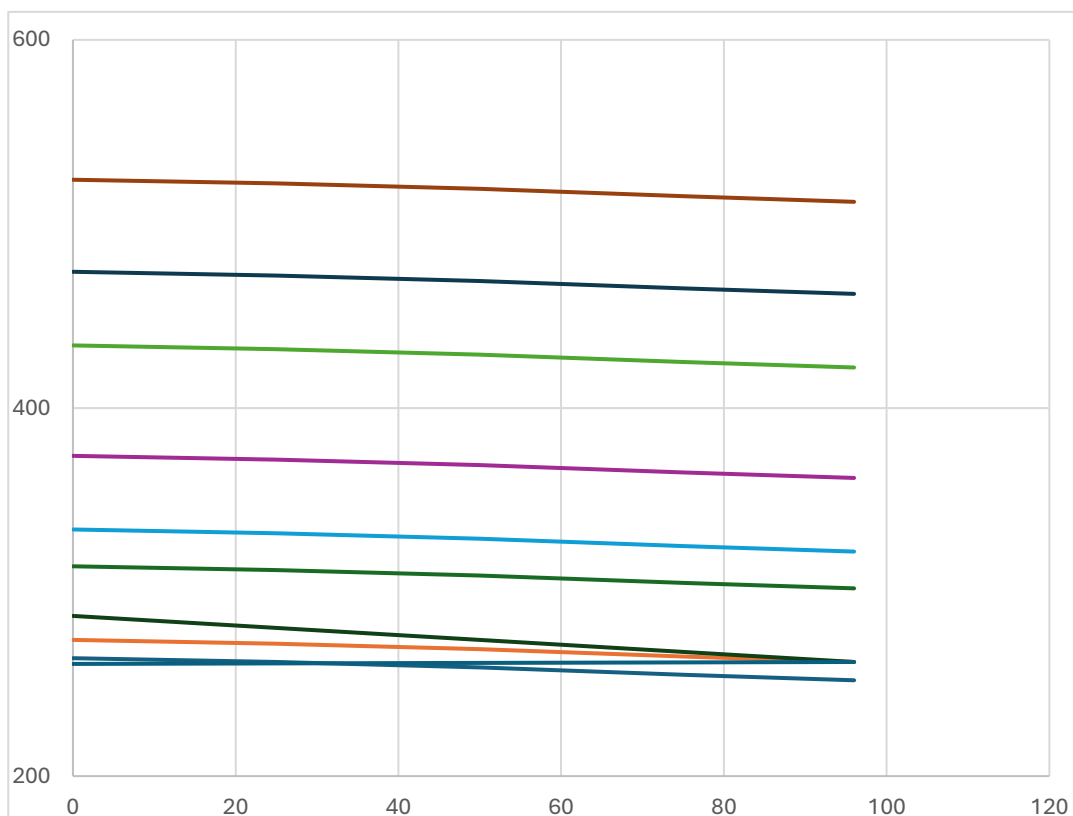


Figure V.13 : Graphe de coup de bélier graduel ST- R1.

❖ L'interprétation de graphe

Tableau V.12 : Interprétation de la zone de surpression.

La zone de surpression	Interprétation
0 à 96m	Ce graphe montre que la courbe de PN6 se trouve au-dessus de l'enveloppe de surpression donc il y'a pas un problème de surpression.

Tableau V.13 : Interprétation de la zone de dépression.

La zone de dépression	Interprétation
18 à 44	Ce graphe montre que la courbe de Profil en long-Patm et sous l'enveloppe de dépression, il ne y'a pas de problème de dépression.

❖ Calcul de coup de bélier pour le deuxième tronçon :

$$2L/a > T_a$$

$$\frac{2 \times 1390}{520,91} > T_a$$

Donc le CB sera brusque si on choisit un $T_a < 5,33$.

❖ Brusque

1-calcul de T_a (le temps d'arrêt de la pompe) :

$$HMT=223,5m$$

$$L=1390m$$

$$V=2m/s$$

$$T_A(s) = \frac{L \times V_0}{[9,81 \cdot (HMT + P_{atm} - 3)]} \quad (\text{M. Carlier, Machines Hydrauliques})$$

Avec ;

- $P_{atm}(m) = 10,21 - 0,001 \cdot \text{Altitude}(m)$
- $L(m) = \text{Longueur de la conduite}(m)$
- $V_0(m/s) = \text{Vitesse moyenne en régime permanent (Avant l'apparition du coup de bélier)}$.

Donc

$$P_{atm}(m) = 10,21 - 0,001 \times 409$$

$$P_{atm}(m) = 9,801m$$

$$T_A(s) = \frac{1390 \times 2}{[9,81 \times (223,5 + (9,801 - 3))]}$$

$$T_A(s) = 1,23s$$

Tableau V.14 : les résultats de calculs CB brusque.

DN	Dint	T	PN	V	DHT	a	Ta	2L/a	CB=a×v/g
250	177,49	34,2	25	2	76,5	520,91	1,23	5,33	106,19

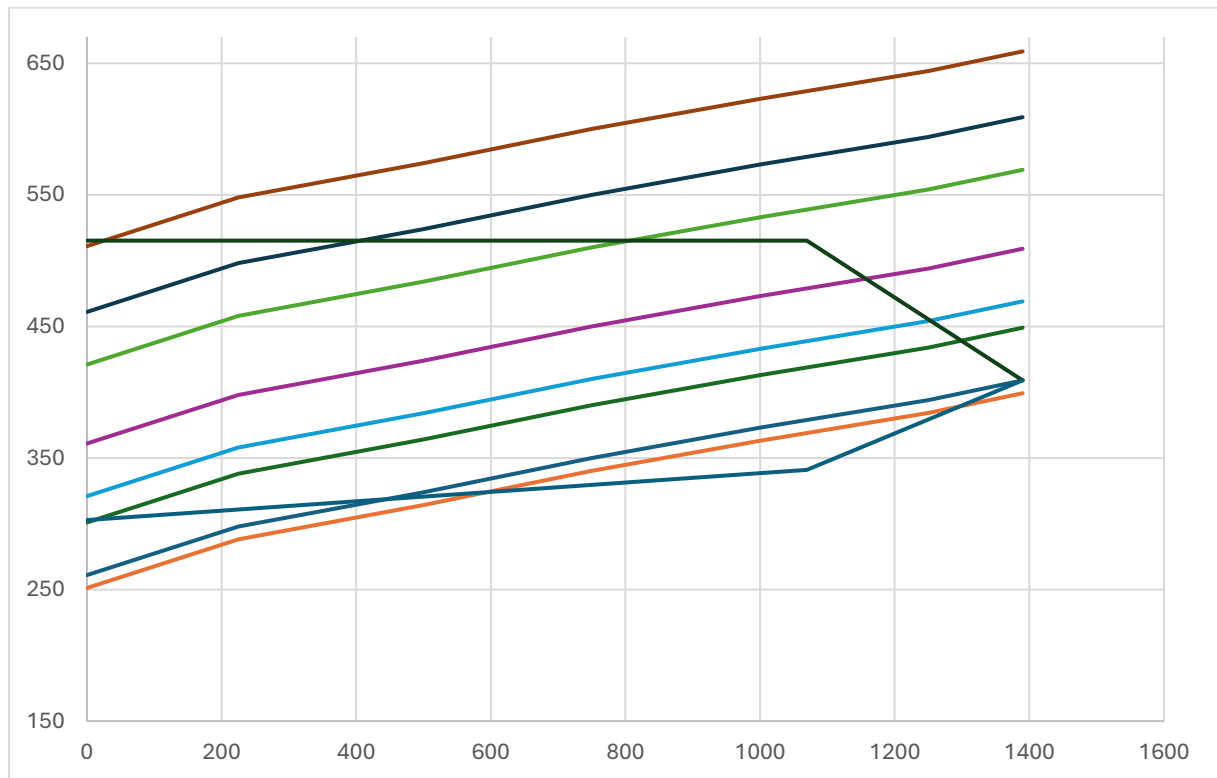


Figure V.14 : Graphe de coup de bélier Brusque SP1- SP2.

❖ **Interprétation de graphe**

Tableau V.15 : interprétation de la zone de surpression.

La zone de suppression	Interprétation
0 à 1390m	Ce graphe montre que la courbe de PN25 se trouve au-dessus de l'enveloppe de surpression, donc il ne y'a pas un problème surpression.

Tableau V.16 : interprétation de la zone de dépression.

La zone de dépression	Interprétation
0 à 570m	Ce graphe montre que la courbe de (profil-Patm) se trouve sous l'enveloppe de dépression, donc il ne y'a pas de dépression.
570 à 1390m	Ce graphe montre que l'enveloppe de dépression est sous la courbe de (Profil-Patm) donc il y'a une dépression dans cette zone.

❖ **Calcul de coup de bélier pour le troisième tronçon :**

$$2 \times L/a > T_a$$

Donc le CB sera brusque si on choisit un $T_a < 5,33$.

1-calcul de T_a (le temps d'arrêt de la pompe) :

$$HMT=206,5m ;$$

$$L=1390m ;$$

$$T_A(s) = \frac{L \times V_0}{[9,81 \cdot (HMT + P_{atm} - 3)]} \quad (\text{M. Carlier, Machines Hydrauliques}) ;$$

Avec :

- $P_{atm}(m) = 10,21 - 0,001 \cdot \text{Altitude}(m)$;
- $L(m) = \text{Longueur de la conduite}(m)$;
- $V_0(m/s) = \text{Vitesse moyenne en régime permanent (Avant l'apparition du coup de bélier)}$.

Donc

$$P_{atm}(m) = 10,21 - 0,001 \times 542$$

$$P_{atm}(m) = 9,66m$$

$$T_A(s) = \frac{1390 \times 2}{[9,81 \times (206,5 + (9,66 - 3))]}$$

$$T_A(s) = 1,32s$$

Tableau V.17 : les résultats de calcul de CB graduel.

DN	Dint	T	PN	V	DHT	a	Ta	2L/a	CB=a×v/g
250	177,49	34,2	25	2	76,5	520,91	1,32	5,33	106,19

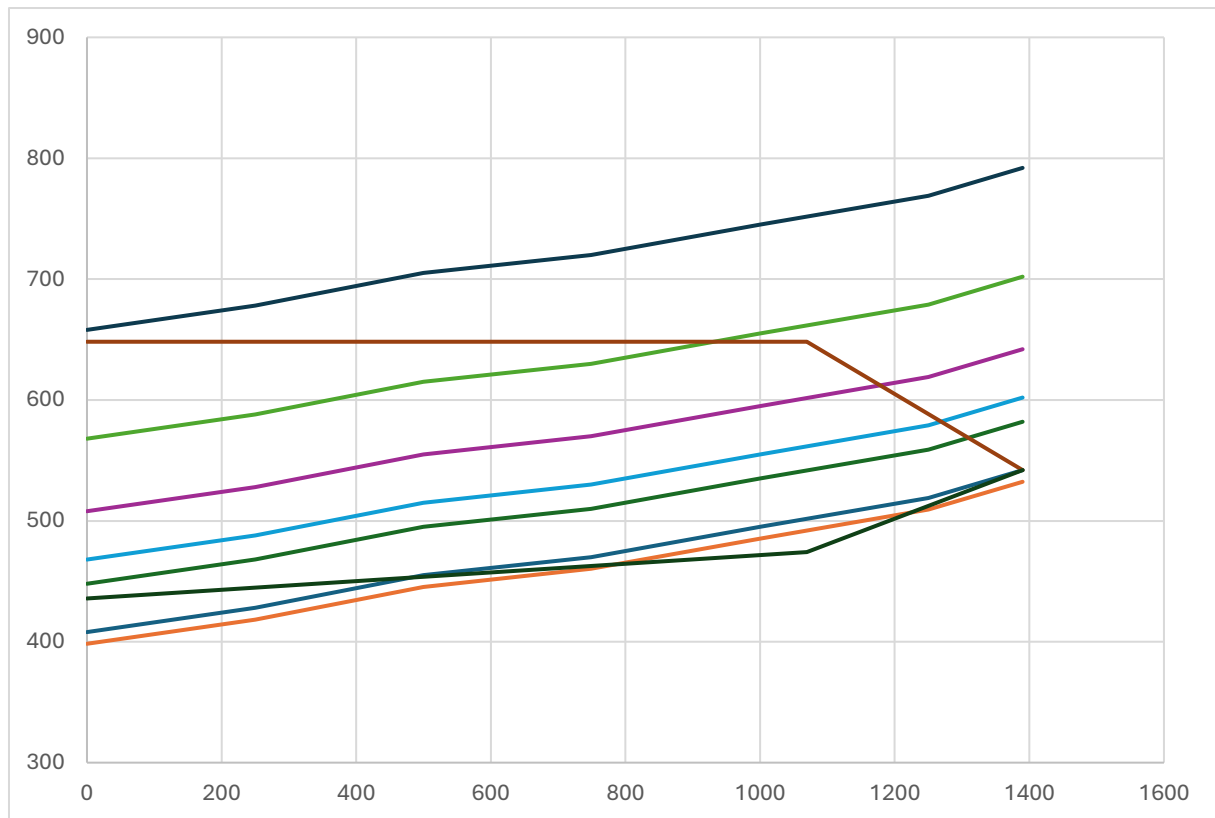


Figure V.15 : graphe de coup de bélier Brusque SP2- R2.

❖ **Interprétation de graphe**

Tableau V.18 : interprétation de la zone de surpression.

La zone de suppression	Interprétation
0 à 1390m	Ce graphe montre que la courbe de PN25 est au-dessus de l'enveloppe de surpression, donc il ne y'a pas de surpression dans cette zone.

Tableau V.19 : interprétation de la zone de dépression.

La zone de dépression	Interprétation
0 à 800m	L'enveloppe de dépression est au-dessus de la ligne de (Profil en long-Patm), donc il ne y'a pas un problème de dépression dans cette zone.
800 à 1200m	On remarque que l'enveloppe de dépression est sous la ligne de (Profil en long-Patm) donc il y'a un problème de dépression dans cette zone.

1210 à 1390m	L'enveloppe de dépression est au-dessus de la ligne de (Profil-Patm), donc il ne y'a pas de dépression dans cette zone.
--------------	---

❖ Calcul de coup de bélier pour le quatrième tronçon :

a) Temps de fermeture de la vanne (T_F)

$$T_f > 2 \times L / a$$

$$\text{AN } T_f > \frac{2 \times 699}{249,87}$$

$$T_f > 5,59$$

DONC le CB sera graduel si on choisit un T_f > 5,59

b) Calcul de coup de bélier :

On prend T_f=10s

$$\text{CB} = \frac{2 \times L \times V}{g \times T_f} \quad \text{AN } \frac{2 \times 699 \times 2}{9,81 \times 10}$$

$$\text{CB} = 28,5\text{m}$$

Tableau V.20 : Résultat de calculs de CB graduel.

DN	Dint	T	PN	V	DHT	a	T _f	2×L/a	CB=2×L×V/g×T _f
250	229,64	9,6	6	2	10,96	249,87	10s	5,59	28,5

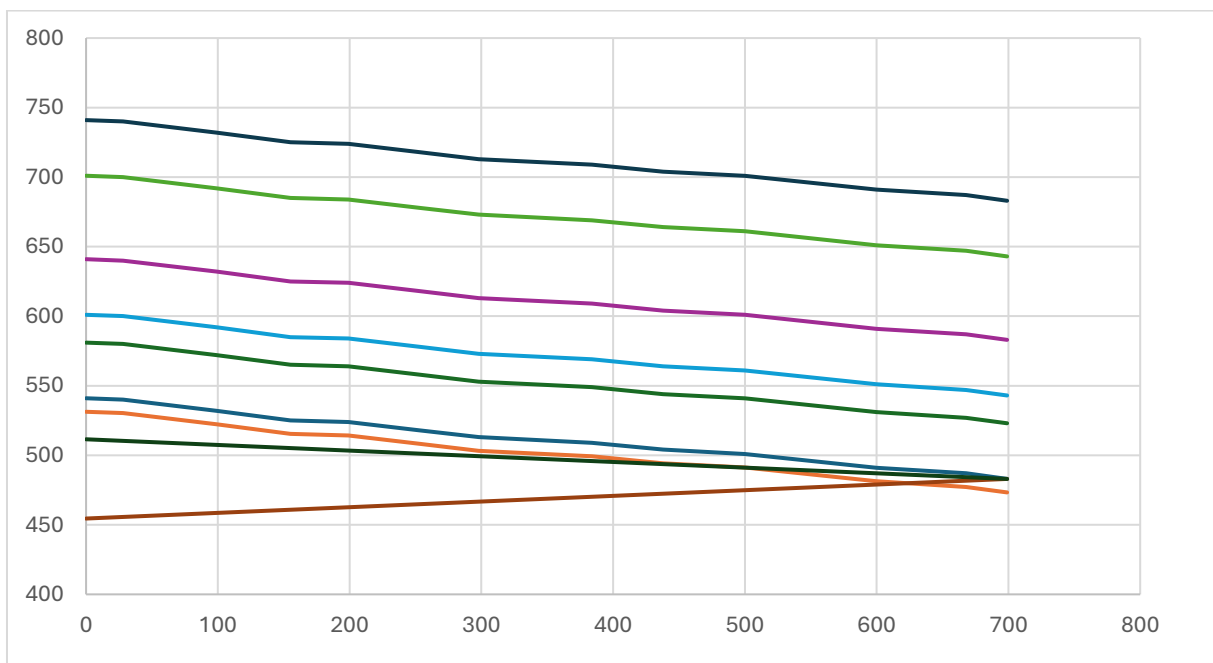


Figure V.16 : Graphe de coup de bélier graduel R2- R3.

❖ **Interprétation de graphe****Tableau V.21** : Interprétation de la zone de dépression.

La zone de dépression	Interprétation
0 à 600m	L'enveloppe de dépression est sous la courbe de (Profil en long – Patm), donc il y'a un problème de dépression dans cette zone.
650 à 700	La courbe de (Profil en long-Patm) est sous l'enveloppe de dépression donc il ne y'a pas de problème de dépression dans cette zone.

Tableau V.22 : : Interprétation de la zone de surpression.

La zone de suppression	Interprétation
0 à 700	On remarque que la ligne de PN25 est au-dessus de l'enveloppe de surpression donc il ne y'a pas de surpression dans cette zone.

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le choix de pompe pour les deux stations de pompages SP1 et SP2, on a choisi deux pompes centrifuges et on a calculé le coup de bélier pour les quatres tronçons on utilisons la méthode des enveloppes.

Chapitre VI
Les équipements hydrauliques

Introduction

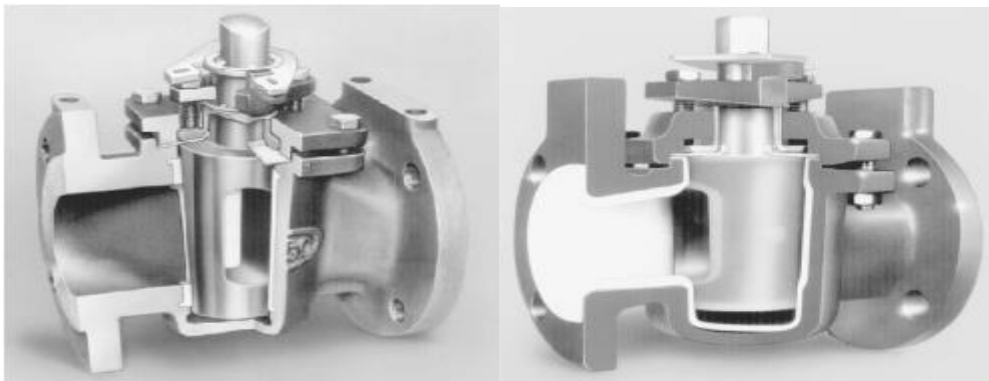
Les équipements sont essentiels à toutes les étapes, depuis le pompage de l'eau jusqu'à sa distribution aux consommateurs. Dans ce contexte, une compréhension approfondie des équipements disponibles, de leurs fonctionnalités, de leurs performances et de leur intégration dans le réseau est cruciale pour assurer un approvisionnement en eau sûr, constant et de qualité.

Ce chapitre on propose les différents types d'équipements nécessaires pour le fonctionnement d'un système d'adduction d'eau potable. Tels que les vannes, et les venteuses.

Et l'emplacement exact de ces équipements pour une mise en œuvre d'un système d'adduction d'eau potable robuste, fiable et durable.

1. Les différents types de vannes

Par rapport à la fonction d'une vanne, il existe deux 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 [8].



Figures VI.1 : A Boisseau Conique [8].

Figures VI.2 : A Boisseau Cylindrique [8].

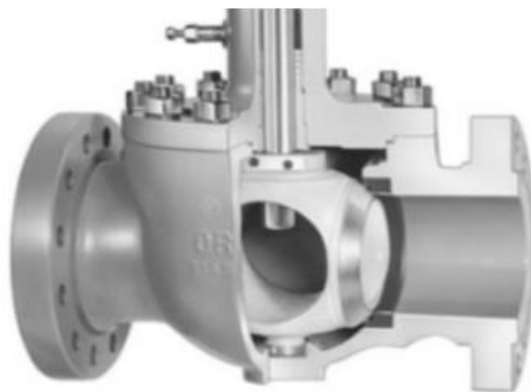


Figure VI.3 : Vanne Rotative à Bille =Vanne Rotative A Boisseau Sphérique [8].



Figure VI. 4 : Vanne Rotative à Papillon (Butterfly Valve) [8].

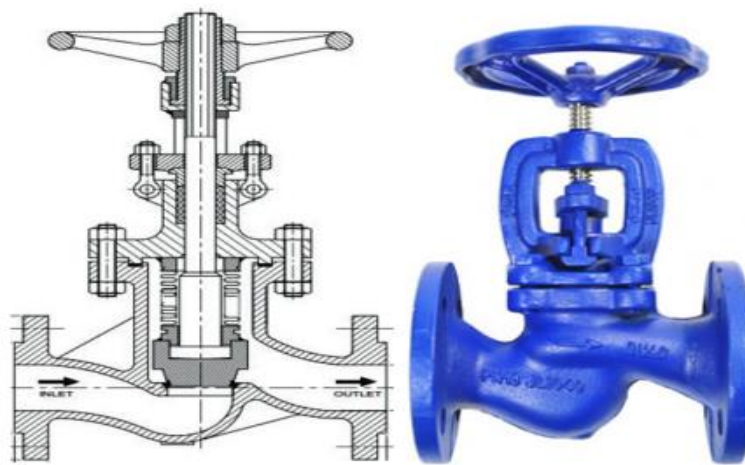


Figure VI. 5 : Vanne à Soupape [8].



Figure VI.6 : Vanne à Passage Direct [8].

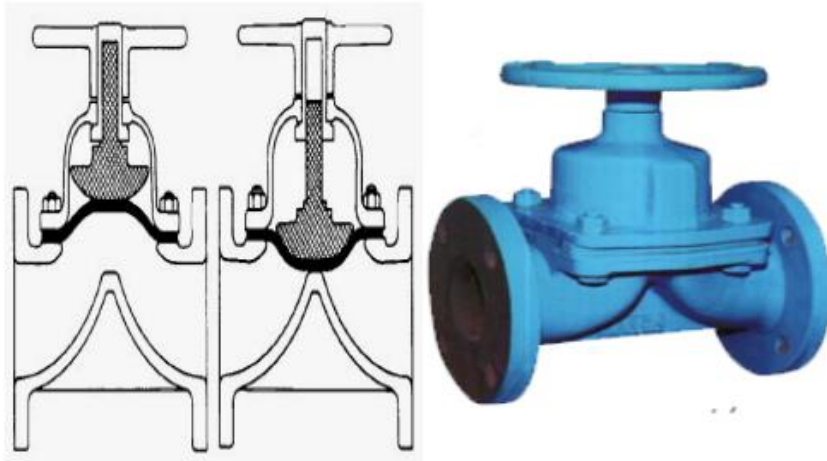


Figure VI. 7 : Vanne à Diaphragme [8].

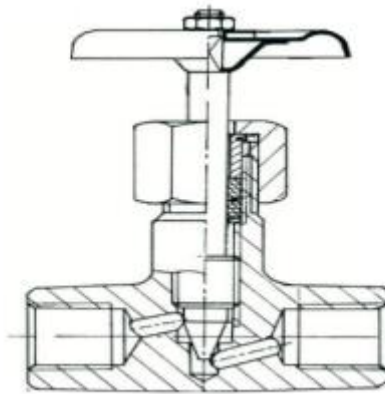


Figure VI. 8 : Vanne à Pointeau [8].



Figure VI.9 : Vanne à Pincement de Tuyau [8].

Avant de choisir une vanne il faut disposer des tableaux globaux des propriétés des vannes usuelles, ces tableaux nous permettant de choisir la vanne par rapport à son rôle et fonctionnement [8].

Tableau VI. 1 : Sélection des vannes selon le type de fonction. [8].

Type de vanne	Type de fonction		Fluide sans solides	Fluide avec solides en suspension	
	Sectionnement (On-off)	Régulation		Solide non abrasif	Solide abrasif
				Spéciale	Spéciale
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 (Diaphragm 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

2. LES VENTOUSES (Air Valves) [8].

Le fonctionnement des ventouses permet 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 tâches ci-dessous :

- Tout d'abord on laisse sortir l'air, en petite quantité, quand on exploite un réseau ;
- On chasse l'air, en grande quantité, quand on remplit un réseau ;
- On Laisse entrer l'air, en grande quantité, quand on veut vidanger un réseau.

2.1. Les différents types de ventouses

Par rapport aux différentes tâches accomplies par les ventouses, on a les types suivants [8] :

- Ventouse à petit orifice.
- Ventouse à gros orifice.
- Ventouse combinée.



Figure VI.10 : Ventouse à Petit Orifice



Figure VI.11 : Ventouse à Gros Orifices

- **Ventouse à Petit Orifice (Purgeur)** = Evacuation de l'air en fonctionnement normal
 = 1 **Fonction 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 = deux fonctions [8].



Figure VI.12: Ventouse Combinée = Ventouse à trois fonctions.

6.2.2 Choix des ventouses Avant de choisir une ventouse


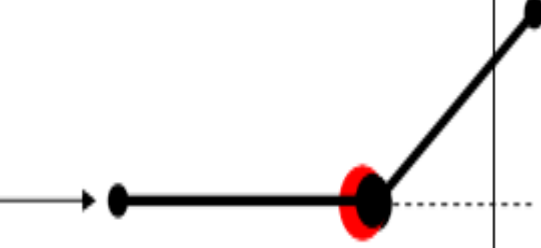



Pour choisir une ventouse, il faut connaître certains principes qui sont :

- 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 [8].

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

Tableau VI. 2 : Emplacements et le type des ventouses [8].

Configuration	Condition
	<p>Conduite horizontale (> 400 m) V1 ou V3.</p> <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.
	<p>Fin d'un tuyau horizontal ⇒ V3</p>
	<p>Fin d'un tuyau horizontal ⇒ V3</p>
	<p>Longue conduite descendante (> 400 m) ⇒ V1 ou V3.</p> <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.
	<p>Longue conduite ascendante (> 400 m) ⇒ V2 ou V3.</p> <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>

3. L'emplacements des vannes de vidanges et les ventouses dans notre réseau

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Les adductions peuvent même avoir une pente positive et, profitant du dénivelé amont [9].

La pression de l'eau permet de remonter un dénivelé aval. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente.

Car ces changements seront l'occasion de placer soit des vidanges (point bas) soit des venteuses (point haut) [9].

3.1. Les vannes de vidanges

Il est facile d'imaginer que l'eau qui émerge de terre, parfois avec une certaine vitesse, entraîne dans ses turbulences des corps inertes (poussière, sable ou petits cailloux) qui vont, à l'occasion d'un écoulement plus régulier et moins agité, venir se déposer dans les points bas des adductions. On comprend donc aisément l'intérêt qu'il y a de disposer d'une vidange qui permettra de temps à autre, de vider l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble des dépôts qui obstrue les tuyaux [9].

❖ **Premier tronçon : l'emplacement des vannes de vidange et les venteuses.**

❖ **Tableau VI.3 :** l'emplacement des vannes de vidanges dans le premier tronçon.

Vanne	Cote (m)	Distance (m)
V ₁	261	93,6/ST1

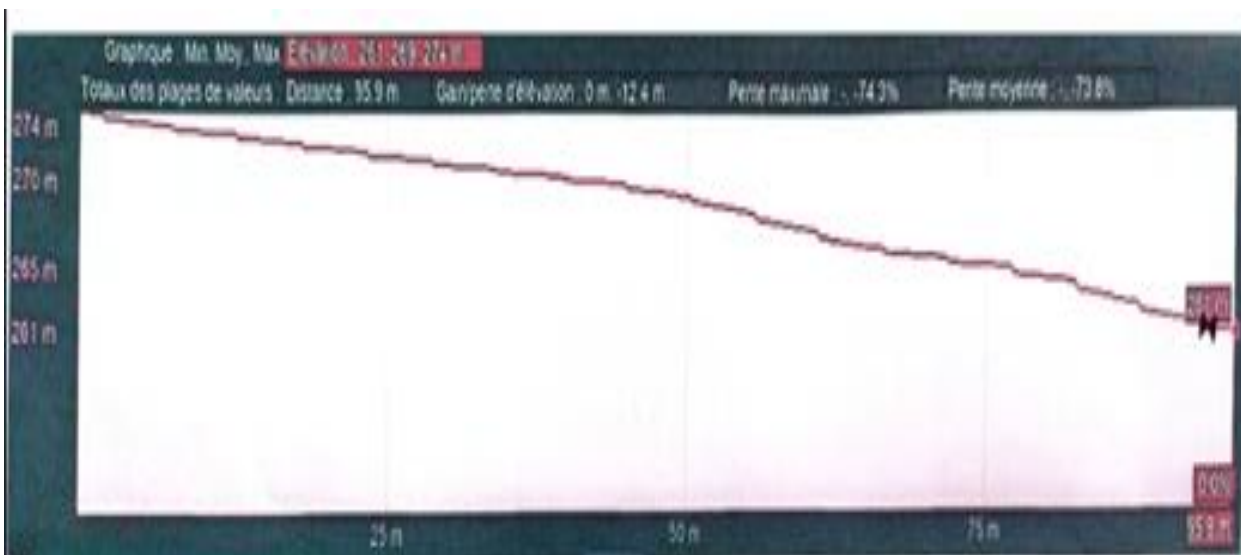


Figure VI.13 : L'emplacement des venteuses et vidanges sur le profil en long.

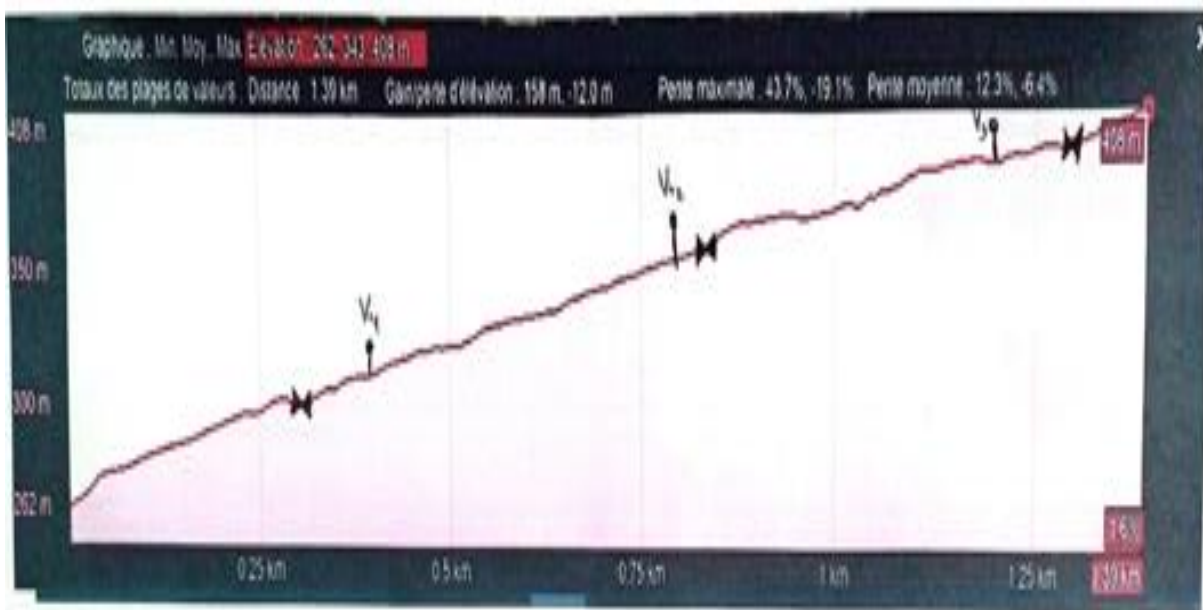
❖ **Deuxième tronçon : l'emplacement des vannes de vidange et les venteuses.**

Tableau VI.4 : l'emplacement des vannes de vidanges dans le deuxième tronçon.

Vanne	Cote (m)	Distance (m)
V1	302	314/R1
V2	358	837/R1
V3	396	1300/R1

Tableau V.5 : d'emplacement des venteuses dans le deuxième tronçon.

Venteuse	Cote (m)	Distance (m)
Vn	313	400/R1
Vn	355	801/R1
Vn	390	1200/R1



Figures VI. 14 : L'emplacement des ventouses et vidanges sur le profil en long.

❖ **Troisième tronçon : l'emplacement des vannes de vidange et les venteuses.**

Tableau VI.6 : l'emplacement des vannes de vidanges dans troisième tronçon.

Vanne	Cote (m)	Distance (m)
V1	419	146/SP1
V2	450	641/SP2

Tableau VI.7 : d'emplacement des ventouses dans le troisième tronçon.

Ventouse	Distance (m)	Cote (m)
Vn1	442	401/SP2
Vn2	474	801/SP2
Vn3	488	926/SP2
Vn4	528	1300/SP2



Figures VI. 15 : L'emplacement des ventouses et vidanges sur le profil en long.

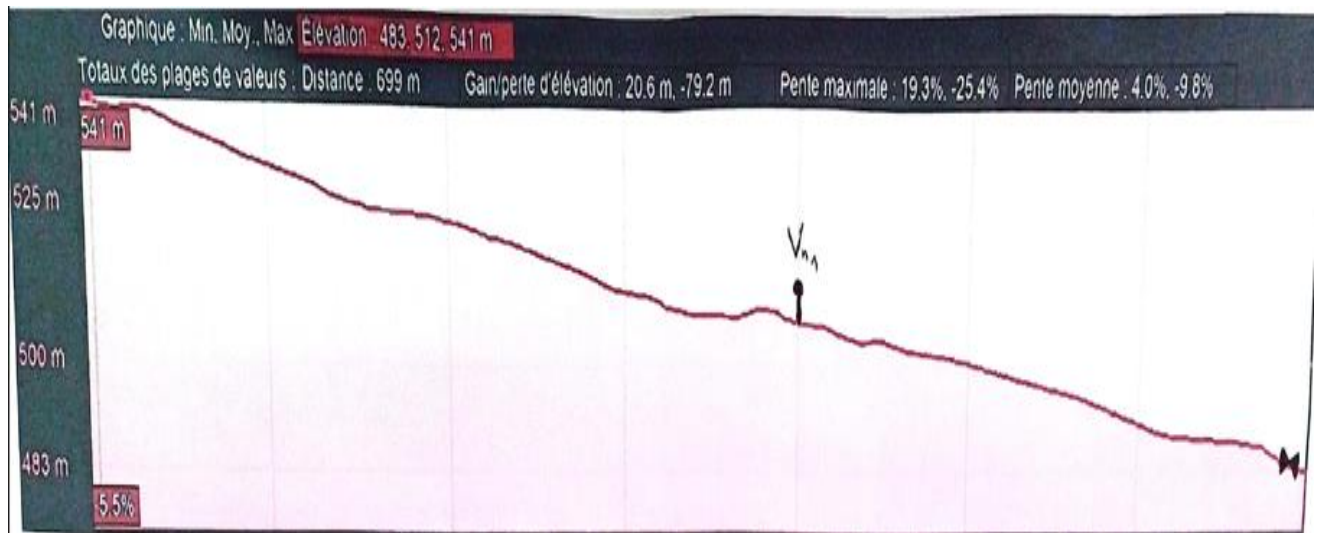
❖ **Quatrième tronçon : l'emplacement des vannes de vidange et les ventouses.**

Tableau VI. 8 : l'emplacement des vannes de vidanges dans quatrième tronçon.

Vanne de vidange	Cote (m)	Distance (m)
V1	484	687/R2

Tableau VI.9 : d'emplacement des ventouses dans le quatrième tronçon.

Ventouse	Cote (m)	Distance (m)
Vn1	484	400/R2



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

Conclusion

Dans ce chapitre on a cité les différents types d'équipements nécessaires pour le fonctionnement d'un système d'adduction d'eau potable. Tels que les vannes, et les ventouses.

Et l'emplacement exact de ces équipements (les vannes de vidanges, les ventouses) pour une mise en œuvre d'un système d'adduction d'eau potable robuste, fiable et durable.

Chapitre VII
La pose de conduite

Introduction

La mise en place des conduites est une étape essentielle dans la réalisation d'un réseau d'adduction d'eau potable. Si la qualité de la pose des conduites est souvent moins perceptible que d'autres éléments de l'infrastructure, cela a un effet direct sur la fiabilité, l'efficacité et la durabilité de l'ensemble du système. Il est crucial d'effectuer une planification minutieuse, d'adopter des techniques adéquates et d'utiliser des matériaux de haute qualité afin d'assurer un fonctionnement optimal et sans problème du réseau.

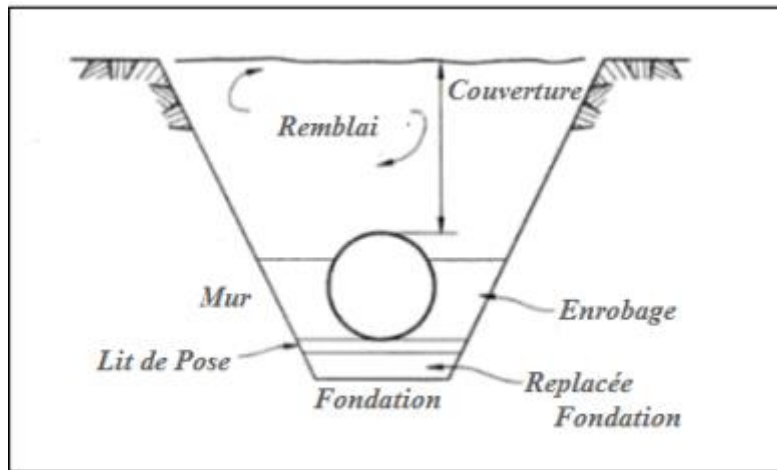
Ce chapitre vise à examiner de manière approfondie les diverses considérations associées à la mise en place des conduites dans un réseau d'approvisionnement en eau potable. Nous examinerons les méthodes de pose les plus fréquemment employées et la méthode de dimensionnement de tranchée.

1. Le tuyau rigide

Le tuyau rigide a été développé dans le but de transférer la charge de remblai entre le tuyau et la fondation située sous le tuyau. Il est essentiel que les parois des tuyaux soient assez solides pour supporter cette charge. Il est également essentiel d'avoir un support de sol adéquat sous le fond du tuyau afin de préserver la pente du tuyau.

La présence d'un support continu et homogène sous la conduite prévient le tassement inégal de celle-ci. En cas de surcharge d'un tuyau rigide ou d'une répartition incorrecte de la charge autour du tuyau, il existe un risque de fissuration. Dans l'industrie, on peut observer les différentes catégories de tuyaux rigides [8] :

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



Figures VII.1 : Terminologie d'une tranchée [1, 2]

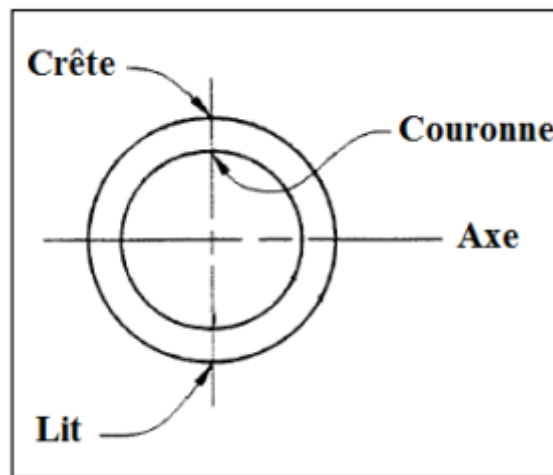


Figure VII. 2 : Détails d'un tuyau [1, 2].

2. Tuyau flexible

La conception du tuyau flexible vise à transférer la charge sur le tuyau, au sol, en utilisant les côtés du tuyau. Augmentation de la charge sur le tuyau entraîne une diminution du diamètre vertical du tuyau et une augmentation du diamètre horizontal. Le sol résiste à l'augmentation du diamètre horizontal sur les côtés du tuyau.

Le sol doit présenter une résistance adéquate afin d'éviter tout déplacement significatif du tuyau. En fonction du type de tuyau, la déflexion (ovalisation) autorisée varie de 2 à 7,5 %. On exprime la déflexion en pourcentage et on la calcule en utilisant l'équation suivante :
 Pourcentage de déviation = $\text{Changement de diamètre} \times 100 / \text{Diamètre d'origine}$ [8].

Il est crucial d'avoir un support approprié du sol sur les côtés du tuyau afin d'assurer une performance optimale.

L'excès de déformation du tuyau peut entraîner l'effondrement du tuyau ou entraîner des fissures dans les revêtements protecteurs et les garnitures de tuyauterie métalliques, ce qui pourrait entraîner des problèmes de corrosion.

Il est également essentiel d'avoir un support de sol adéquat sur le fond du tuyau afin de maintenir le niveau du tuyau et de garantir un support homogène. Au sein de l'industrie, il existe différents types de tuyaux flexibles [8] :

- 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).

3. Type et distribution du sol

Le sol utilisé pour entourer un tuyau enterré doit [8]:

1. Être de bonne qualité mécanique ;
2. Maintenir une connexion solide et complète avec le tuyau.

3.1. Fondation

La fondation est le matériau situé sous le tuyau. Il est nécessaire de les retirer à une profondeur minimale de 150 mm (6 po) et de les remplacer par du matériau adéquat.

Dans certaines situations, il peut être nécessaire de retirer de 1 à 1,5 m (3 à 5 pi) ou plus de matériel [8].

3.2. Les bases qui ne conviennent pas à la construction des tranchées.

❖ Matériel potentiellement expansif

- Schiste ;
- Mudstone ;
- Sil stone ;
- Argile Chapitre VII Pose de conduite 100 ;
- Argile grasse, sèche et dense (voir Système de classification ; des sols unifiés, ASTM D2487, USBR 5000) [8].

❖ 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) [8].

4. Lit de pose

La couche non compactée de matériau sélectionné est utilisée pour installer les tuyaux rigides et flexibles. On applique cette couche de matériau non compacté sur la fondation ou la fondation est remplacée [8].

Le diamètre du tuyau influence l'épaisseur de cette couche.

- 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 le lit de pose. Il est essentiel que la surface de la litière présente une granulométrie fine afin d'assurer les pentes prévues dans les calculs. En raison de l'absence de compactage du matériau du lit de pose, il y aura une légère pression sur le tuyau lors de sa pose. Selon le type de sol, le type de tuyau et le diamètre du tuyau, le taux de tassement diffère [8].

Il sera nécessaire de tester l'épaisseur de la couche du lit de pose avant de commencer les travaux. En cas de compactage du lit de pose causé par une circulation excessive des piétons, des déplacements de l'équipement ou de la pluie, il est nécessaire de le remplacer et de procéder à une scarification avant de le placer [8].

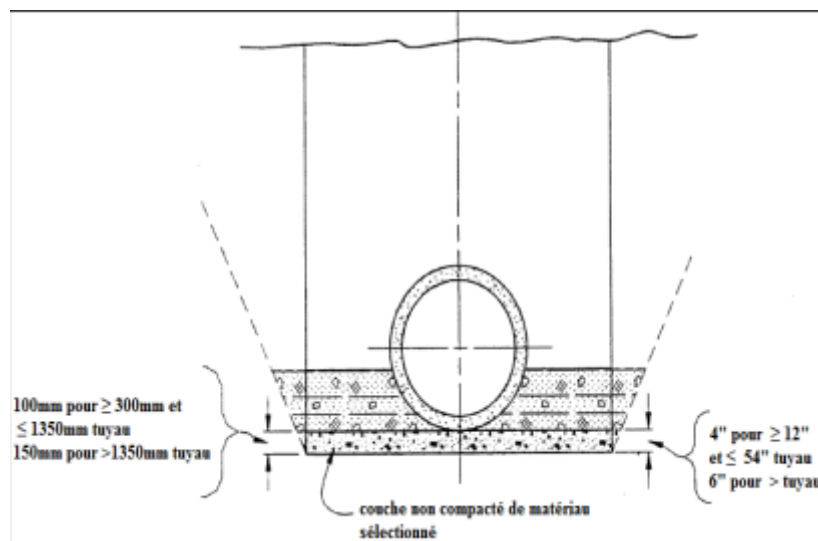


Figure VII. 3 : Lit de pose [1, 2].

5. L'enrobage et l'obligation de compactage des tranchées

Après avoir installé le tuyau au-dessus de la couche non compactée du lit de pose (lit de sable), il est nécessaire de compacter le sol d'enrobage à côté du tuyau jusqu'à atteindre la hauteur indiquée. Le matériau à utiliser pour l'enrobage doit être sélectionné et précisé, et il doit être compacté à une densité relative d'au moins 70 %.

Il est essentiel de garantir que le sol dans la zone d'enrobage, en particulier les ailes, reçoive un effort de compactage adéquat pour répondre à l'exigence de densité relative de 70% lors de l'installation des tuyaux [8].

Pour les tuyaux rigides, le sol d'encastrement est placé à une hauteur de 0,37 du diamètre extérieur du tuyau. Le sol d'enrobage (d'encastrement) est posé à une hauteur de 0,7 du diamètre extérieur du tuyau pour les tuyaux flexibles. Il est important d'utiliser un sol sans cohésion et drainant, comme des sables et des graviers propres, comme matériau de sélection. De la même manière que le « pourcentage de Proctor » permet de réguler le compactage des sols cohérents (argiles, etc.), la densité relative permet de réguler le compactage des sols non cohérents.

Il est possible de compacter l'ancrage de différentes manières tant que le critère de densité relative de 70% est respecté. En cas d'utilisation de pilons ou de rouleaux, l'élévateur compacté ne peut pas excéder 150 mm (6 po). Il est interdit d'utiliser des tracteurs à chenilles ou des vibrateurs de surface si l'élévateur compacté dépasse 300 mm (12 po) [8].

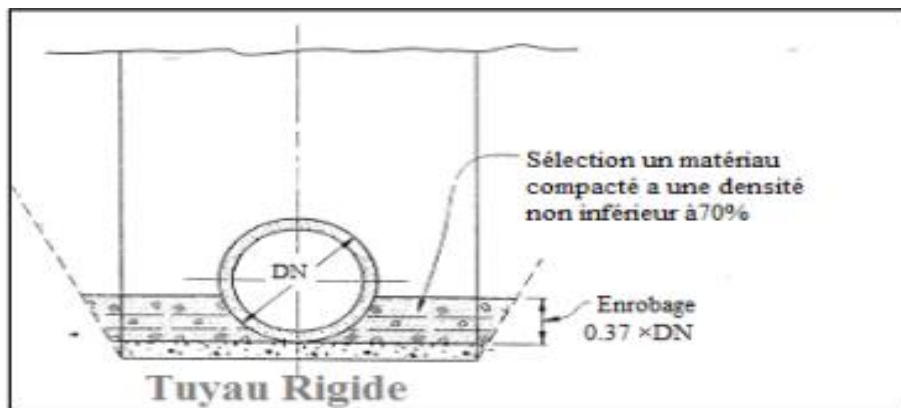


Figure VII. 4 : Zone d'enrobage [1, 2].

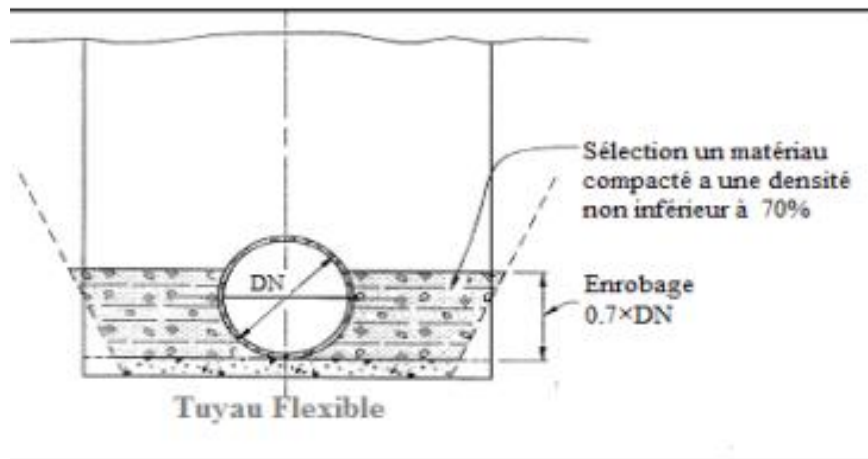


Figure VII. 5 : Zone d'enrobage [1, 2].

La méthode privilégiée par de nombreux entrepreneurs pour compacter les sols sans cohésion et drainants est la saturation et la vibration interne. Grâce à cette méthode, il est particulièrement performant de densifier un ascenseur d'une épaisseur de plusieurs pieds. Cependant, l'épaisseur de l'élévateur compacté ne peut pas dépasser la longueur du vibreur. Pour les entrepreneurs qui ne sont pas familiarisés avec cette technique de compactage, il est fréquent qu'ils investissent beaucoup d'efforts et de temps dans l'exploration de la combinaison de sol et d'eau idéale [8].

Le matériel et de méthodes. De plus, en cas d'utilisation excessive d'eau, le tuyau peut flotter. Pour les tuyaux flexibles de plus de 1350 mm (54 po) de diamètre ou les tuyaux rigides de plus de 2700 mm (108 po), il est nécessaire de compacter le matériau utilisé pour l'encastrement [8].

En deux ou plusieurs parties. Il est possible de réaliser cela afin de garantir que le matériau choisi soit compacté à une densité relative d'au moins 70% dans les jarrets du tuyau. Il est compliqué d'incliner manuellement les vibreurs sous les jarrets du tuyau pour un tuyau de grand diamètre [8].

De nombreux entrepreneurs ont développé des équipements mécaniques afin de garantir la compaction de la zone de renfort. Il est également important de restreindre l'épaisseur des remontées mécaniques car la vérification de la densité dans le jarret après que l'encastrement se situe à plusieurs pieds au-dessus de la zone du jarret demande une excavation importante [8].

6. Dimensions d'une tranchée

Il est essentiel de vérifier attentivement les dimensions de la tranchée, la largeur minimale d'installation, la pente des parois de la tranchée, la profondeur de la tranchée et le dégagement du tuyau flexible [8].

6.1. Largeur minimale d'une tranchée

On définit une largeur minimale de tranchée, W , afin de garantir une distance minimale entre le tuyau et la paroi de la tranchée. Il est nécessaire d'avoir un dégagement adéquat afin de pouvoir inspecter les joints des tuyaux, compacter correctement le sol et effectuer des tests de densité sur le terrain lors de l'enrobage.

Cela revêt une importance particulière lorsque les parois de la tranchée sont en pente [8].

6.2. Largeur minimale des tranchées

La largeur minimale varie avec les trois (3) types de tranchée [8].

Tableau VII.1 : Sur largeur minimale.

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

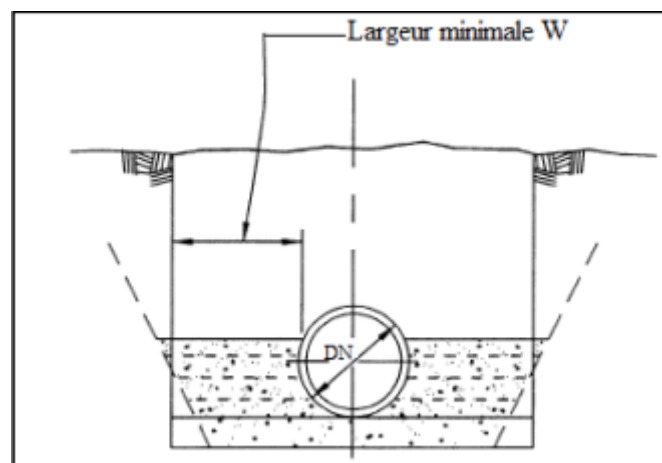


Figure VII.6 : Largeur d'une tranchée [1, 2].

6.2.1 Type de tranchée 1 surlargeur

Les matériaux couramment utilisés pour les murs de tranchées seraient des roches, telles que le claystone, le mudstone ou le siltstone. Les sols sont également fortement cimentés, même s'ils sont de faible densité : les sables et les graviers avec une densité relative in situ de 70 % ou

plus. De plus, les matériaux silteux ou argileux présentent des densités in situ de 95 % ou plus élevées que le Proctor maximum sec [8].

6.2.2 Type de tranchée 2

Ces sols pourraient être des matériaux limoneux ou argileux dont la densité in situ est de 85 % de la densité sèche maximale de Proctor ou supérieure à 95 %, ou des sols sans cohésion dont la densité relative in situ est comprise entre 40 et 70 % [8].

6.2.3 Le type de tranchée 3

La tourbe ou d'autres sols organiques, les limons élastiques (MH), les sols silteux ou argileux de faible densité (moins de 85% de la densité sèche maximum Proctor) ou les sols non cohérents de faible densité (densité inférieure à 40%) pourraient être classés dans cette catégorie [8].

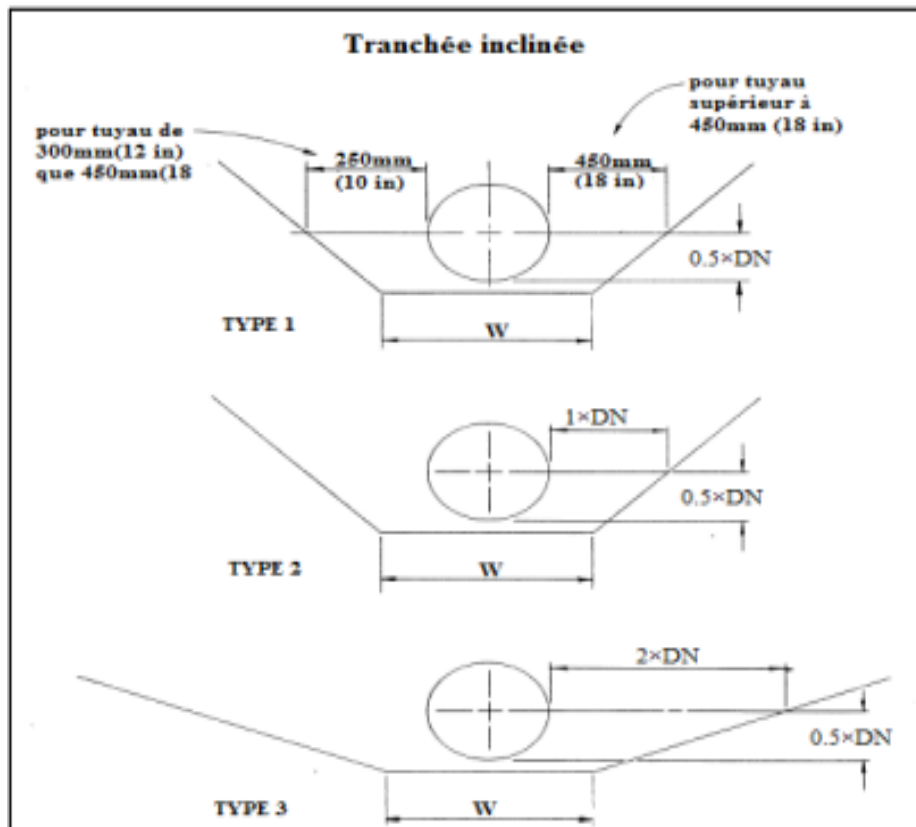


Figure VII. 7 : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée inclinée [8, 2].

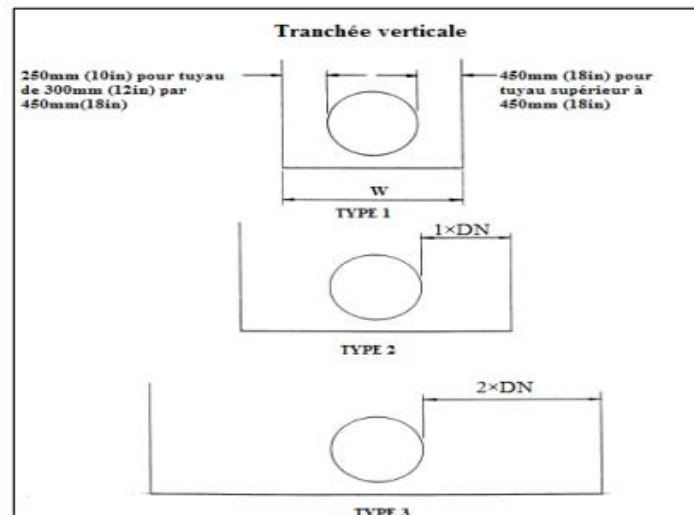


Figure VII.8 : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée verticale [8, 2].

6.3. 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 antigel, de quelque 0,8m.
- La largeur. Pour les tuyaux flexibles, les largeurs recommandées données par les catalogues, peuvent ne pas suffire.
 - La forme. Pour assurer la stabilité du système tranchée-tuyau, il est possible d'opter pour une forme rectangulaire, trapézoïdale ou l'une des deux. Parfois, cette forme est utilisée lorsque les travailleurs sont exposés au risque d'éboulement des terres. Selon les règles concernant la sécurité des travailleurs, il est strictement interdit d'avoir une tranchée rectangulaire (parois verticales) de plus de 1,3m de profondeur, peu importe le matériau des tuyaux et le type de sol utilisé. Les dimensions des tranchées sont

calculées selon la méthode recommandée par l'American Water Works Association [10].

❖ Remarque

Quoi qu'il en soit, la tranchée doit être suffisamment large pour accueillir les conduites et avoir suffisamment d'espace pour faciliter le travail des poseurs de tuyaux en réalisant les joints, les assemblages, les blindages, et surtout, le compactage des différentes couches qui composent les zones d'enrobage et de remblai. Il est essentiel de comprendre que chaque type de zone nécessite un compactage spécifique (moyens de compactage, intensité, Proctor 90%, Proctor 95%...). Il est nécessaire de contrôler le compactage mécanique des différentes zones d'une tranchée.

Cela ne se fait jamais manuellement. Dans la littérature technique, il est possible de trouver le type de compactage approprié pour chaque type de sol. Avant d'exposer les résultats des calculs, qui ne seront pas exposés dans ce PFE, il est important de souligner que la dimension des tranchées aux points de franchissement (cours d'eau, conduite de gaz, conduite d'assainissement, fibre optique) mérite une attention particulière [8].

6.4. Dimensions des tranchées du projet en cours

Le tableau ci-dessous présente les dimensions grossières des tranchées destinées à accueillir les tuyaux PE.

Il est nécessaire d'analyser en profondeur les méthodes de compactage, les contraintes liées aux surcharges mobiles et permanentes, ainsi que les poids des remblais, en se basant sur les théories et les mesures de Martson 1913, Spangler 1941 et Watkins 1967 [Moser]. On ne connaît pas de manière précise les données géotechniques du sol en place, ni les méthodes de compactage. Les dimensions des tranchées seront donc déterminées en fonction du type de tranchée [8].

Tableau VI.2 : Les dimensions grossières des tranchées [8].

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 ou 3, ne peut être fait qu'après une étude géotechnique détaillée.

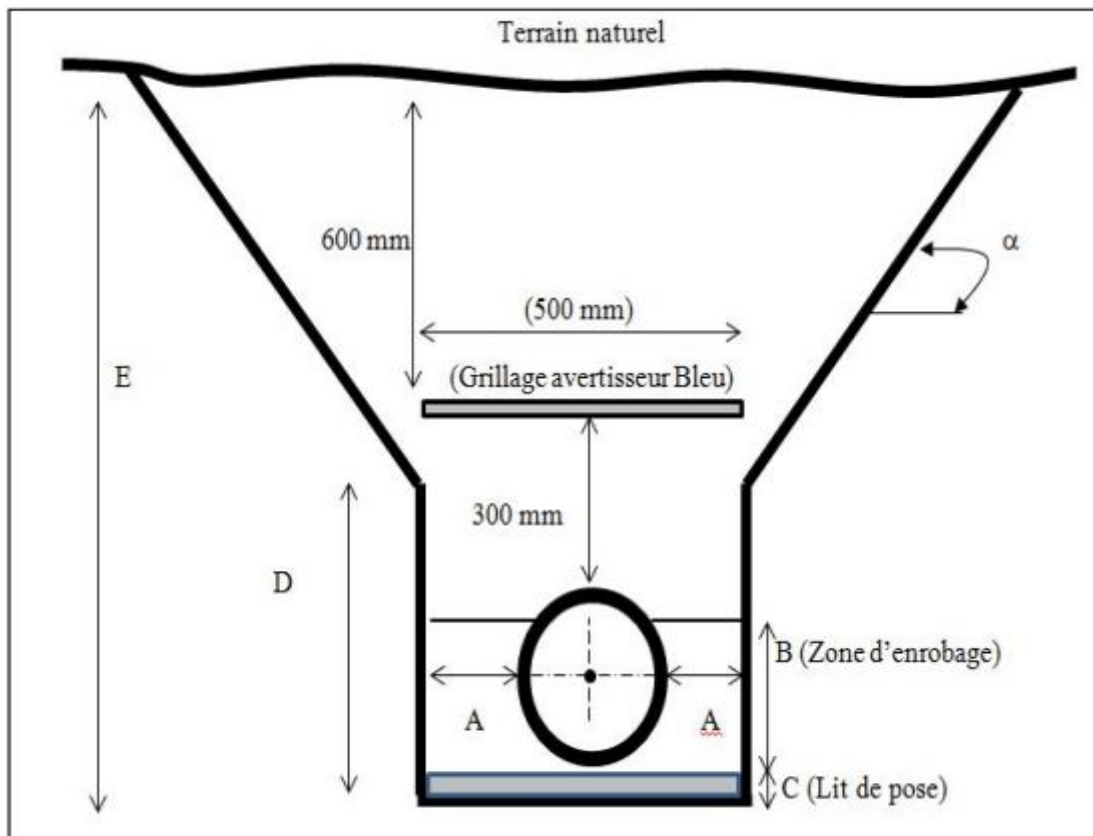
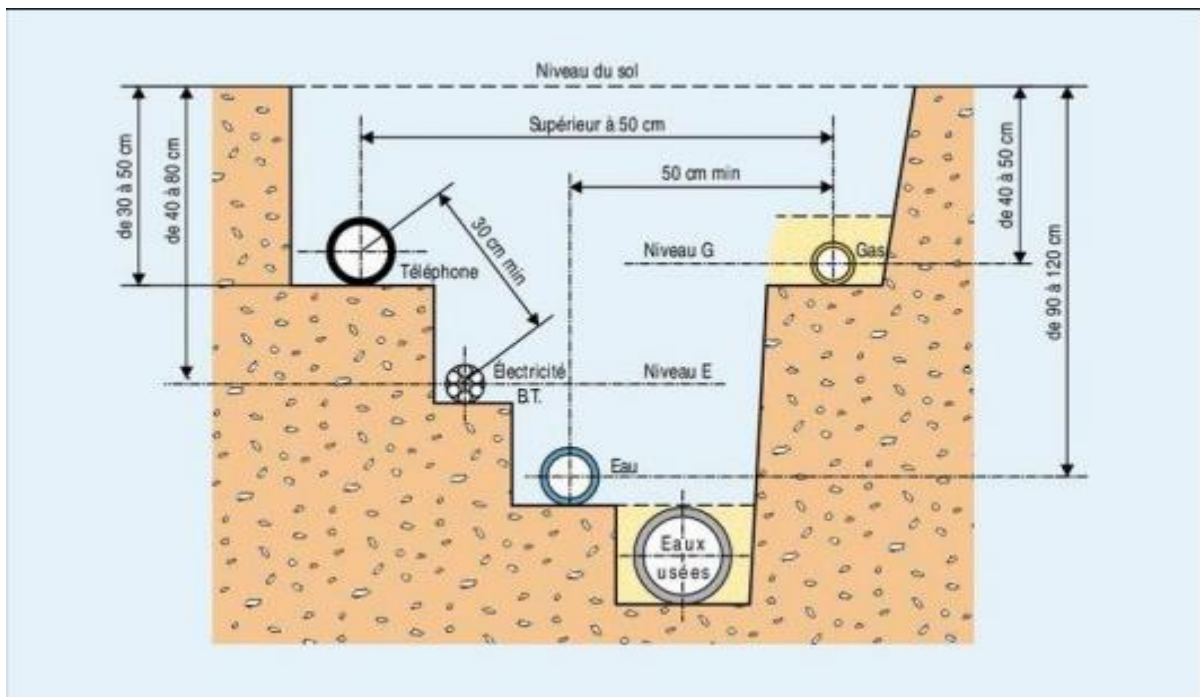


Figure VII.9 : Schéma général de la tranchée [8].

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

Il est recommandé de respecter la disposition suivante lorsque plusieurs types de réseaux se rencontrent (eau potable, assainissement, gaz, téléphone, électricité), en accordant une grande importance au grillage avertisseur dont la couleur correspond à la couleur standard des différents réseaux.

Le grillage sera installé dans le remblai secondaire à une hauteur de 600 mm en dessous du terrain terminé. Quoi qu'il en soit, il sera placé à une altitude de 300 mm par rapport à la génératrice supérieure du tube. De plus, il est nécessaire que la largeur du grillage avertisseur soit de 500 mm pour les tuyaux de diamètre inférieur à 500 mm. Plusieurs bandes de grillage avertisseur de largeur unitaire de 500 mm sont jointes pour les diamètres supérieurs à 500 mm [8].



Figures VII.10 : Schéma de croisement des différents réseaux [8].

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

Afin de traverser un cours d'eau, il est possible de réaliser soit un pont et de placer la conduite en dessous, en dessus ou en latéralité, soit de creuser une tranchée sous le lit du cours d'eau.

Le premier est plus facile à réaliser, mais économiquement, il est très coûteux, à moins qu'il n'y ait déjà un pont. La deuxième option présente des difficultés techniques en raison de l'ajout

de nouveaux paramètres à la liste initiale des facteurs de dimensionnement. Ces contraintes additionnelles sont [8] :

- 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 ;
- La présence de l'eau du cours d'eau (poussée d'Archimède) peut entraîner une flottaison de la conduite. Donc, il est essentiel de porter une attention particulière au problème de franchissement des cours d'eau par tranchée. Lorsqu'on franchit un cours d'eau par un pont, il est primordial de prendre soin de protéger la conduite en PE contre les effets néfastes des rayons UV (soleil). Effectivement, les conduites en plastique (PE, PVC, PRV) sont extrêmement résistantes aux rayons UV. Les réactions sont possibles :
 - Perte de la résistance initiale ;
 - Risque de fissuration ;
 - La dilation thermique des tuyaux en plastique entraînera un défi dans la sélection et la dimension des supports mécaniques de fixation, qui assureront la stabilité et la conservation des tuyaux en PE sur ou sous le pont.

Conclusion

Ce chapitre à examiner de manière approfondie les diverses considérations associées à la mise en place des conduites dans un réseau d'approvisionnement en eau potable. Nous examinerons les méthodes de pose les plus fréquemment employées et la méthode de dimensionnement de tranchée.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers de cette étude de réalisation de système d'adduction pour AADL (7000 logements) et 1 station de surpression à partir de captage de MAGTAA LEZRAG-BOUINAN- BLIDA.

On a commencé notre étude par le calcul des besoins de 3500 habitants puis on a placé les ouvrages de stockage (réservoirs) et on a fait le choix de pompe pour les deux stations de pompages (SP1 et SP2), et on a calculé le coup de bélier en utilisant la méthode des enveloppes pour assurer la protection de notre conduite.

Finalement on a constaté que on n'a pas besoin de station de surpression car le réseau de distribution est gravitaire.

En conclure que on a employé toutes les connaissances qu'on a après durant notre cycle universitaire et je souhaite que ce travail soit gravé comme référence pour les prochains étudiants.

Références bibliographiques

Les références

[1] : Documentation interne de DRE Blida.

[2] : Mapcarta.com/fr.

[3] : Wikiwand.com.

[4] : Faso e-education.bf ;

https://fasoeducation.net/espace_eleves/secondaire/eftp/bac_technologique/ouvrages_s_tockage/co/grain_roles_reservoirs.html.

[5] : Génie Civil pdf.com/les -réservoirs -d'eau-Potable/ ;

<https://geniecivilpdf.com/les-reservoirs-deau-potable/>.

[6] : Dr. Redhouane Ghenaouat. Alimentation en eau potable.2022.Maison bleu.

[7] : Mr : BELKACEMI Riyad (2019). Etude d'adduction en eau potable des communes : Mansoura, Ouled Sidi Brahim, Ben Daoud, Harraza et El'Mhir (W. Bordj Bou Arreridj) à partir de transfert de barrage Tilsedit (W.Bouira) (Mémoire Licence professionnalisant). Université Akli Mohand Oulhadj,Bouira.

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

[9] : Inter aide adduction ventouses vidanges et purges 1998.pdf (pseau.org) ;

inter_aide_adduction_ventouses_vidanges_et_purges_1998.pdf (pseau.org).

[10] : American Water Works Association - AWWA., 2006. PE Pipe-Design and Installation 1st edition, Manual of water supply practices - M55, Denver, USA.

